

N°

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE D'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ de Bouira



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

Présenté par :

LADJALI Houssam Eddine
TELDCI Imane

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

Filière : **Génie Civil**

Spécialité : **Structures**

Thème :

EFFET DE SITE SUR LE COMPORTEMENT DES STRUCTURES
(STRUCTURE PORTIQUE ET STRUCTURE CONTREVENTE PAR VOILES EN
BETON ARME).

Devant le jury composé de :

A. LAIB
B. REFFAS
A. AOUADI

MAA
MAA
MAB

UAMOB
UAMOB
UAMOB

Président
Examinateur
Encadreur

Année Universitaire 2021/2022

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, nous tenons à remercier le « bon dieu » de nous avoir accordé la force et le courage pour accomplir ce modeste travail.

*Nous tenons à exprimer toute nos reconnaissance a notre encadrant. **M^r : AOUADI ABDELHAK.** Nous le remercions de nous avoir encadre, aide, conseille, et aussi pour sa disponibilité inconditionnée. Nos vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui nous ont fait l'honneur de juger notre modeste travail.*

*Nos remercient sont destines de mémé à tous nos enseignants du département Génie Civil de l'université AKLI MOHAND OULHADJ BOUIRA, qui ont contribue à notre formation. Nous adressons par suite toute notre reconnaissance au **M^r : ZAIDI KAMAL** et **M^r : MALOUSSI SALAH,** qui nous permes a permis d'effectuer notre stage dans cet illustre établissement et nous offrir l'opportunité de faire ce travail.*

Enfin. Nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de notre mémoire.

DÉDICACE

Je dédie ce modeste travail :

A celui qui a toujours garni mes chemises, mon cher père « SAID ».

*A la Plus perle du monde, qui m'a donné l'amour, la patience et le soutien et le,
ma tendre mère « FARIDA ».*

A mes chères sœurs : YASMINE & AYA.

A mes cher frères : RAYANE & HAFID.

A mes neveux : TESNIME & NOUH.

A mes chères grands-mères.

A mon binôme, et toute sa famille.

A mes chère amis : HANANE & CELINA & SARA & RANIA & FADHILA.

A toute ma famille : mes tantes, oncles, cousins, et cousines.

A tous mes amis qui m'ont soutenu et à tout la famille de génie civil.

T.IMANE.

DÉDICACE

Je dédie ce mémoire à :

A celle qui a bercé mes rêves : ma mère et ma vie AICHA

A celui qui a nourri des ambitions : mon père AISSA

A mes chéres sœurs & ma belle sœur

A mon cher frère ADEL&WALID

A mes beaux frères NADIR&TOUFIK

A ma fiancée

*A mes neveux : MANEL&KOUATHER&HOUDA & MAJD
&DJINAN&MOHAMED*

A mon chère ami KHALIL

A mon binôme et tous mes amis

A toute la promotion 2021/2022

Et enfin a toute ma famille et tous ceux qui me connaissent

LADJALI Houssam Eddine

RÉSUMÉ

Notre projet de fin d'étude traitera l'influence de l'effet de site sur le comportement des structures en béton armé de forme irrégulière à usage d'habitation et commercial implanté dans la wilaya de BOUIRA.

La 1^{ère} structure constituée, d'un rez-de-chaussée + 12étages dont le système structurel est constitué par des portiques contreventée par des voiles en béton armé ; et la 2^{ème} structure constituée d'un rez-de-chaussée + 3étages dont le système structurel est constitué par des portiques autostable.

Les deux (2) structures ont été implantées dans 04 quatre sites d'implantation différents(Site rocheux, site très meuble, site meuble et site lâche), En comparantes résultats obtenus entre les quatre (4) sites et on se basant beaucoup plus sur le ferrailage des éléments principaux, les résultats obtenus ont montré que le ferrailage dans les éléments porteurs et plus important en passant du site rocheux au site meuble puis le site lâche.

ملخص

سيعالج مشروعنا هذا تأثير الموقع على سلوك المباني من الخرسانة المسلحة ذات الشكل غير المنتظم' للاستخدام السكني و التجاري' يقع في ولاية البويرة.

يتكون المبنى الأول من طابق أول + 12 طابق يتكون نظامها الإنشائي من أروقة مدعمة بجدران خرسانية مسلحة. والمبنى الثاني يتكون من طابق أول + 3 طوابق يتكون نظامها الإنشائي من أروقة ذات ثبات ذاتي.

تم انشاء الهيكلين (2) في 04 مواقع غرس مختلفة (موقع صخري؛ موقع ثابت؛ موقع فضفاض وموقع فضفاض للغاية) ، من خلال مقارنة النتائج التي تم الحصول عليها بين المواقع الأربعة (4) واعتمدنا أكثر على تسليح العناصر الرئيسية. ، أظهرت النتائج أن تسليح العناصر الرئيسية أهم بالمرور من الموقع الصخري إلى الموقع الثابت ثم الموقع موقع فضفاض..

ABSTRACT

Our project of end of study will treat the influence of the effect of site on the behavior of the structures out of reinforced concrete of irregular form with dwelling and commercial use implanted in the wilaya of BOUIRA.

The first structure consists of a first floor + 12 floors whose structural system is constituted by porticos braced by reinforced concrete walls; and the second structure consists of a first floor + 3 floors whose structural system is constituted by self-stable porticos.

The two (2) structures were implanted in 04 different implantation sites (rocky site, very soft site, soft site and loose site), By comparing the results obtained between the four (4) sites and basing ourselves much more on the reinforcement of the main elements, the results obtained showed that the reinforcement in the load-bearing elements and more important by passing from the rocky site to the soft site then the loose site.

SOMMAIRE

Introduction général

Chapitre I : Description de l'ouvrage et des matériaux utilisés

I-1. Introduction :.....	2
I-2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :.....	3
I-3. Données sismiques de l'ouvrage :.....	3
I-4. Choix du système porteur :.....	4
I-5. Les éléments constituant de l'ouvrage :.....	4
I-6. Normes et règlements utilisées :.....	6
I-7. Hypothèse de calcul :.....	6
I-8. Actions et sollicitations de calcul :.....	7
I-8.1. Les Actions: (Art : A.3.1 CBA93)	7
I-9. Matériaux :.....	8
I-10. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :.....	8
I-10.1. Le Béton :.....	8
I-10.2. L'acier :.....	14
I-10.3. Hypothèses de calcul :.....	16
I-10.3.1. Actions et sollicitations :.....	17
I-11. Conclusion :.....	17

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II. 1. Introduction :.....	19
II. 2. Pré-dimensionnement des éléments :.....	19
II. 2.1. Les planchers : (Plancher à corps creux).....	19
II. 2.1.1. Condition d'isolation acoustique :.....	20
II. 2.2. L'acrotère :.....	21
II. 2.3. Les voiles :.....	22

II. 2.4. Les poutres :	23
II. 2.5. Les balcons (dalle pleine) :	25
II. 2.6. Les escaliers :	26
II.3. Evaluation des charges et surcharge (DTR B.C. 2.2) :	29
II.3.1. Les surcharge d'exploitation :	30
II.3.2. Les charges permanentes :	30
II.4. Les poteaux :	35

Chapitre III : Calcul et ferrailage des éléments secondaire

III. Calcul et ferrailage des éléments secondaire.....	45
III.1. Introduction	45
III.2. Etude des planchers :	45
III.3.ACROTERE:.....	60
III.4.Etude du Balcon:.....	66
III.5.Etude d'escalier :	74
III.6. Étude de la poutre palière.....	81
III.7.Calcul de la dalle pleine de la salle machine.....	88

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

IV.1 Introduction :	98
IV.1.1. Objectif de l'étude sismique :	98
IV.1.2.Modélisation de la structure étudiée:.....	98
IV.1.3. Présentation du logiciel de calcul ETABS :	98
IV.1.4. Etapes de modélisation :	99
IV.1.5. Présentation de la vue en 3D:.....	99
IV.1.6. Caractéristiques géométriques de la structure :	101
IV.1.7. Caractéristique dynamique de la structure.....	104
IV.1.8. Caractéristique massique :	107
IV.1.9. Schéma des modes de vibrations.....	108

IV.2. Etude sismique :	111
IV.2.1. Généralité :	111
IV.2.2. Introduction :	111
IV.2.3. Justification du système de contreventement :	111
IV.3. Choix de la méthode de calcul.	112
IV.3.1. Méthode dynamique modale spectrale :	113
IV.3.1.1. Spectre de réponse :	116
IV.3.2. Méthode statique équivalente : RPA(Art 4.2).	119
IV.3.2.1. Calcul de l'effort tranchant à la base :	120
IV.3.3. Combinaisons des réponses modales : (Art 4.3.5 ; RPA 99).	128
IV.4 Méthode statique équivalente :	131
IV.4.1 Principe :	131
IV.4.2. Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent.	131
IV.5. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :	133
IV.5.1. Vérification de l'effort normal réduit :	134
IV.5.3. Vérification des déplacements inter étage :	135
IV.5.4. Vérification de l'effort P- Δ .	142
IV.6. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble :(RPA99/VERS03 Art.5.5.).	149
VI.7. Conclusion :	150

Chapitre V : Calcul et ferrailage des principaux

V. Introduction :	152
V.1. Les poteaux :	152
V.1.1. Introduction :	152
V.1.2. Les combinaisons d'actions :	152
V.1.3. Les sollicitations :	153
V.1.4. Caractéristiques des matériaux :	153
V.1.5. Ferrailage des poteaux :	154

V.1.6. Calcul des armatures de la variante 01 :.....	154
V.1.7. Ferrailage longitudinal :.....	155
V.1.8. Armatures maximale et minimale pour chaque zone	168
V.1.9. Exemple de calcul :.....	168
V.1.10. Calcul d'armature transversale :.....	174
V.1.11. Les vérifications :.....	178
V.1.12. Schéma de ferrailage :.....	182
V.2. Les poutres :.....	190
V.2.2. Exemple de calcul :.....	193
V.2.2.1. calcul des armatures longitudinales.....	193
V.2.2.2. Calcul des armatures transversales :.....	198
V.2.3. Les vérifications	200
V.2.3. Exemple de ferrailage	202
V.3. Calcul des voiles :.....	203
V.3.1. Introduction :.....	203
V.3.2. Le Rôle de contreventement :.....	204
V.3.3. Combinaisons des charges :.....	204
V.3.4. Prescriptions imposées par le RPA99/V2003 :.....	205
V.3.5. Méthode de calcul :.....	207
V.3.6. Exemple de calcul :.....	208
V.3.7. Les Vérifications :.....	235
V.3.8. Schéma de ferrailage des voiles :.....	238

Chapitre VI.: Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction.....	241
VI.2. Choix de type de fondation.....	241
IV.3 Etude de L'infrastructure de bâtiment R+12 :.....	242
VI.4. Etude du radier	242

VI.4.1. Pré dimensionnement du radier :.....	243
VI.4.2. Les vérifications nécessaires :.....	244
VI.4.3. Caractéristique géométrique :.....	246
VI.5. Ferrailage du radier :.....	248
VI.5.1. Méthode de calcul :.....	248
VI.5.2. Evaluation des charges et surcharges :.....	249
VI.6. Ferrailage du débord :.....	252
VI.7. Ferrailage des poutres (nervures) :.....	255
VI.7.1. Schéma de ferrailage des nervures :.....	264
VI.8.: Etude de L'infrastructure bâtiment R+3 :.....	264
IV.8.1 : Semelles filantes :.....	264
IV.8.2 : Dimensionnement :.....	265
IV.8.3 : Schéma de Ferrailage la poutre de rigidité.....	266
IV.2.2 : Semelles isolées :.....	267
VI.2.2. Exemple de calcul:.....	267
VI.4.4.Vérification condition de ferrailage :.....	269
VI.4.4. Schéma de Ferrailage de la semelle :.....	269

Conclusion générale.

Bibliographie.

Annexes.

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	9
Figure I. 2: Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de f_{cj}	10
Figure I.3: Diagramme contraintes de déformation du béton à ELU.....	12
Figure I. 4 : Diagramme rectangulaire simplifié.....	13
Figure I. 5 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.....	13
Figure I. 6 : Diagramme calcul « déformation-contrainte » pour les aciers.....	15
Figure I.7: Diagramme des déformations limites de la section.....	17
Figure II. 1 : Schéma du plancher.....	20
Figure II.2 : Dimensions du corps creux.....	20
Figure II. 3 : Schéma d'une Acrotère.....	21
Figure II. 4 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite).....	22
Figure II. 5 : Les escaliers.....	26
Figure II. 6 : Coupe de plancher terrasse inaccessible.....	30
Figure II. 7 : Schéma du plancher de l'étage courant.....	31
Figure II.8 : Schéma de balcon.....	32
Figure II. 9: Schéma de la cloison extérieure.....	33
Figure II. 10: Schéma de la cloison intérieure.....	34
Figure II. 11: Surface de poteau le plus sollicité.....	38
Figure III. 1 : Section transversale de la poutrelle.....	46
Figure III. 2 : Schéma statique de l'ensemble des poutrelles.....	48
Figure III. 3 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU.....	52
Figure III. 4 : Diagramme des efforts tranchants a l'ELU.....	52
Figure III. 5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	53
Figure III. 6 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.....	53
Figure III. 7 : Ferrailage de la poutrelle et de la dalle de compression	59

Figure III. 8 : Schéma statique de l'acrotère.....	60
Figure III. 9 : Schéma des sollicitations.....	61
Figure III. 10 : Schéma des dimensions pour ferrailage d'acrotère.....	62
Figure III. 11 : Schéma du ferrailage de l'acrotère.....	66
Figure III. 12 : Schéma statique de l'ensemble de balcon1.....	67
Figure III. 13 : Schéma de ferrailage de balcon1.....	70
Figure III. 14 : Schéma statique de l'ensemble de balcon2.....	71
Figure III. 15 : Schéma de ferrailage de balcon2.....	74
Figure III.16 : Schéma de ferrailage d'escalier	81
Figure III.17 : Schéma statique de la poutre palière.....	81
Figure III.18 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants de la poutre palière.....	83
Figure III. 19 : Schéma de ferrailage poutre palière.....	87
Figure III. 20 : Coupe vertical de la charge d'ascenseur.....	88
Figure III. 21 : Diffusion de charge dans le feuillet moyen de la dalle de la salle machine.....	89
Figure III. 22 : Ferrailage de la dalle de salle machine.....	196
Figure IV. 1 : Schéma de la structure en 3D (R+12).....	100
Figure IV. 2: Schéma de la structure en 3D (R+3).....	101
Figure IV. 3: Schéma d'emplacement des voiles (R+12).....	104
Figure IV. 4: 1 ^{er} mode de vibration de la structure (translation suivant l'axe X).....	108
Figure IV. 5: 2 ^{ème} mode de vibration (translation suivant l'axe Y).....	108
Figure IV. 6: 3 ^{ème} mode de vibration (torsion).....	109
Figure IV. 7: 1 ^{er} mode de vibration de la structure (translation suivant l'axe X).....	109
Figure IV. 8: 2 ^{ème} mode de vibration (translation suivant l'axe Y).....	110
Figure IV. 9: 3eme mode de vibration (torsion).....	110
Figure IV. 10: Logiciel RPA99 (site1).....	116
Figure IV. 11: logiciel RPA99 (site2).....	117

Figure IV. 12: Logiciel RPA99 (site3).....	118
Figure IV. 13: Logiciel RPA99 (site4).....	119
Figure V. 1: Photo d'un poteau.....	154
Figure V. 2: Schéma de ferrailage de poteau (75X75) cm (S1).....	182
Figure V. 3: Schéma de ferrailage de poteau (75X75) cm (S2).....	182
Figure V. 4: Schéma de ferrailage de poteau (75X75) cm (S3).....	183
Figure V. 5 : Schéma de ferrailage de poteau (75X75) cm (S4).....	183
Figure V. 6: Schéma de ferrailage de poteau (70X70).....	184
Figure V. 7: Schéma de ferrailage de poteau (65X65) cm.....	184
Figure V. 8: Schéma de ferrailage de poteau (75X75) cm(S1).....	185
Figure V. 9: Schéma de ferrailage de poteau (55X55) cm.....	185
Figure V. 10: Schéma de ferrailage de poteau (50X50) cm.....	186
Figure V. 11: Schéma de ferrailage de poteau (45X45) cm.....	186
Figure V. 12: Schéma de ferrailage de poteau (40X40) cm.....	187
Figure V. 13: Schéma de ferrailage de poteau (45X45) cm (S1).....	187
Figure V. 14: Schéma de ferrailage de poteau (45X45) cm (S2).....	188
Figure V. 15: Schéma de ferrailage de poteau (45X45) cm (S3).....	188
Figure V. 16 : Schéma de ferrailage de poteau (45X45) cm (S4).....	189
Figure V. 17: Schéma de ferrailage de poteau (40X40) cm.....	189
Figure V. 18: Schéma de ferrailage de poteau (35X35).....	190
Figure V. 19: Schéma de ferrailage de poutre PP (35X50) cm.....	202
Figure V. 20: Schéma de ferrailage de poutre PS (30X45) cm.....	203
Figure V. 21: Sollicitations des voiles.....	204
Figure V. 22: Espacement minimum des barres.....	205
Figure V. 23: Schéma de ferrailage du voile V1 zone1.....	238
Figure V. 24: Schéma de ferrailage du voileV2 zone1.....	238
Figure V. 25: Schéma de ferrailage du voileV3 zone1.....	238

Figure VI. 1 :Schéma d'un radier.....	243
Figure VI. 2 :Surface du radier.....	246
Figure VI .3 :Diagramme des contraintes.....	246
Figure VI. 4 :Le panneau le plus sollicité.....	249
Figure VI. 5 :Schéma statique du débord.....	253
Figure VI 6 :Schéma statique du panneau.....	256
Figure VI .7 :Schéma de la base de la structure.....	257
Figure VI .8 :Diagrammes des moments et efforts tranchants à L'ELU sens x-x.....	258
Figure VI .9 :Diagrammes des moments et efforts tranchants à L'ELU sens y-y.....	258
Figure VI .10: Diagrammes des moments et efforts tranchants à L'ELS sens x-x.....	260
Figure VI .11: Diagrammes des moments et efforts tranchants à L'ELS sens y-y.....	260
Figure VI .12 : Répartition armatures dans les nervures.....	263
Figure VI.13 : Schéma de ferrailage des nervures sens x-x	264
Figure VI.14 :Schéma de ferrailage des nervures sens y-y.....	264
Figure IV. 15 : Schéma de Ferrailage la poutre de rigidité.....	266
Figure VI .16 : Dimension de semelle isolée.....	267
Figure VI.17 : Schéma de semelle.....	268
Figure VI.18 : Schéma de Ferrailage de la semelle.....	269

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I. 1: Les types et caractéristiques des aciers.....	14
Tableau II. 1 : Les sections des poutres.....	25
Tableau II. 2 : Les surcharges d'exploitation.....	30
Tableau II. 3 : Les charges permanentes de Plancher terrasse (corps creux).....	31
Tableau II. 4 : Les charges permanentes de Plancher étage courant (corps creux.....	32
Tableau II. 5: Les charges permanentes de Balcon.....	32
Tableau II. 6 : Les charges permanentes de Maçonnerie extérieure.....	33
Tableau II. 7: Les charges permanentes de Maçonnerie intérieur.....	34
Tableau II. 8 : Les charges permanentes de palier.....	34
Tableau II. 9: Les charges permanentes de paillasse.....	35
Tableau II. 10 : les charges permanentes de L'acrotère.....	35
Tableau II. 11: Dimensionnement des poteaux.(R+3).....	39
Tableau II. 12: Vérification au flambement (R+3).....	40
Tableau II. 13 : Dimensionnement des poteaux (R+12).....	41
Tableau II. 14: Vérification au flambement (R+12).....	43
Tableau III. 1 : Combinaison d'action.....	47
Tableau III. 2 : Les Moments sur l'appui.....	53
Tableau III. 3 : Les Moments sur travée.....	53
Tableau III. 4 : Les Combinaisons d'action.....	66
Tableau III. 5 : Les moments et Les efforts tranchant à l'ELU.	67
Tableau III. 6 : Les moments et Les efforts tranchant à l'ELS.	67
Tableau III. 7 : Les Vérifications à ELS	73
Tableau III. 8 : Les sollicitations.....	75
Tableau III. 9 : Vérification a l'ELS.....	80
Tableau III. 10 : Moment et effort tranchant de la poutre brisée.....	83
Tableau III. 11 : Les moments dans les travées et les appuis.....	91
Tableau III. 12 : Résultats des vérifications à l'ELU.....	95
Tableau III.13 : Résultat de vérification de compression dans le béton à L'ELS.....	95

Tableau IV. 1 : Périodes et facteur de participation massique.....	104
Tableau IV. 2 : Périodes et facteur de participation massique.....	106
Tableau IV. 3: Excentricité théorique.....	107
Tableau IV. 4: Excentricité théorique.....	107
Tableau IV. 5: Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles et les portiques.....	112
Tableau IV. 6: Pour centrage des charges verticales reprises par les voiles et les portiques.....	112
Tableau IV. 7: Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal.....	120
Tableau IV. 8 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal.....	121
Tableau IV. 9 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal.....	121
Tableau IV. 10 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal.....	122
Tableau IV. 11 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal.....	122
Tableau IV. 12 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal.....	123
Tableau IV. 13 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal.....	123
Tableau IV. 14 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal.....	124
Tableau IV. 15 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal.....	124
Tableau IV. 16 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal.....	125
Tableau IV. 17 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal.....	125
Tableau IV. 18 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal.....	126
Tableau IV. 19 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal.....	126
Tableau IV. 20 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal.....	127
Tableau IV. 21 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal.....	127
Tableau IV. 22 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal.....	128
Tableau IV. 23 : Combinaisons des réponses modales.....	129
Tableau IV. 24 : Combinaisons des réponses modales.....	129
Tableau IV. 25 : La réponse sismique totale.....	130
Tableau IV. 26: La réponse sismique totale.....	130
Tableau IV. 27 : La force sismique statique.....	133
Tableau IV. 28 : Vérification de la résultante des forces sismique.....	133

Tableau IV. 29 : Vérification de la résultante des forces sismiques	134
Tableau IV .30 : Vérification de l'effort normal réduit.....	135
Tableau IV. 31 : Vérification de l'effort normal réduit.....	135
Tableau IV. 32 : Déplacement inter-étage dans le sens XX.....	136
Tableau IV. 33 : Déplacement inter-étage dans le sens XX.....	136
Tableau IV. 34 : Déplacement inter-étage dans le sens XX.....	137
Tableau IV. 35 : Déplacement inter-étage dans le sens XX.....	137
Tableau IV. 36 : Déplacement inter-étage dans le sens YY	138
Tableau IV. 37 : Déplacement inter-étage dans le sens YY	138
Tableau IV. 38 : Déplacement inter-étage dans le sens YY	139
Tableau IV. 39 : Déplacement inter-étage dans le sens YY	139
Tableau IV. 40 : Déplacement inter-étage dans le sens XX.....	140
Tableau IV. 41 : Déplacement inter-étage dans le sens XX.....	140
Tableau IV. 42 : Déplacement inter-étage dans le sens XX.....	140
Tableau IV. 43 : Déplacement inter-étage dans le sens XX.....	140
Tableau IV. 44 : Déplacement inter-étage dans le sens YY.....	141
Tableau IV. 45 : Déplacement inter-étage dans le sens YY.....	141
Tableau IV. 46 : Déplacement inter-étage dans le sens YY	141
Tableau IV. 47 : Déplacement inter-étage dans le sens YY	141
Tableau IV. 48 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens longitudinal.....	141
Tableau IV. 49 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens longitudinal.....	143
Tableau IV. 50 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens longitudinal.....	143
Tableau IV. 51 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens longitudinal.....	144
Tableau IV. 52 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens transversal.....	144
Tableau IV. 53 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens transversal.....	145
Tableau IV. 54 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens transversal.....	145
Tableau IV. 55 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens transversal.....	146
Tableau IV. 56 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens longitudinal.....	146
Tableau IV. 57 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens longitudinal.....	147

Tableau IV. 58 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens longitudinal.....	147
Tableau IV. 59 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens longitudinal.....	147
Tableau IV. 60 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens transversal.....	147
Tableau IV. 61 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens transversal.....	148
Tableau IV. 62 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens transversal.....	148
Tableau IV. 63 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens transversal.....	148
Tableau IV. 64 Vérification de l'effet P- Δ dans le sens transversal	148
Tableau IV. 65 : Vérification d'équilibre d'ensemble.....	149
Tableau IV. 66 : Vérification d'équilibre d'ensemble.....	149
Tableau V. 1: Caractéristiques des matériaux.....	153
Tableau V. 2: Ferrailage des poteaux sous combinaisons sismique (75x75).....	157
Tableau V. 3: Ferrailage des poteaux sous combinaisons sismique (70x70).....	158
Tableau V. 4: Ferrailage des poteaux sous combinaisons sismique (65x65).....	159
Tableau V. 5: Ferrailage des poteaux sous combinaisons sismique (60x60).....	160
Tableau V. 6: Ferrailage des poteaux sous combinaisons sismique (55x55).....	161
Tableau V. 7: Ferrailage des poteaux sous combinaisons sismique (50x50).....	162
Tableau V. 8: Ferrailage des poteaux sous combinaisons sismique (45x45).....	163
Tableau V. 9: Ferrailage des poteaux sous combinaisons sismique (40x40).....	164
Tableau V. 10: Ferrailage des poteaux sous combinaisons sismique (45x45).....	165
Tableau V. 11 : Ferrailage des poteaux sous combinaisons sismique (40x40).....	166
Tableau V .12: Ferrailage des poteaux sous combinaisons sismique (35x35).....	167
Tableau V .13: Armatures maximales et minimales pour chaque zone (R+12).....	168
Tableau V .14: Armatures maximales et minimales pour chaque zone (R+3).....	168
Tableau V. 15: Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux (75x75).	170
Tableau V. 16: Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux (70x70).	170
Tableau V. 17: Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux (65x65).	171
Tableau V. 18: Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux (60x60).	171
Tableau V. 19: Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux (55x55).	171
Tableau V.20: Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux (50x50).....	172

Tableau V. 21: Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux (45x45).....	172
Tableau V. 22: Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux (40x40).	172
Tableau V. 23: Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux (45x45).	173
Tableau V. 24: Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux (40x40).	173
Tableau V. 25: Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux (35x35).....	174
Tableau V. 26: Ferrailage transversal adopté pour les poteaux (R+12).....	177
Tableau V. 27: Ferrailage transversal adopté pour les poteaux (R+3).....	177
Tableau V. 28: Vérification des poteaux à l'ELU (R+12).....	178
Tableau V. 29: Vérification des poteaux à l'ELU (R+3).....	179
Tableau V. 30: Récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELS (R+12).....	180
Tableau V. 31: Récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELS (R+3).....	180
Tableau V. 32: Ferrailage poutres principales (R+12).....	195
Tableau V. 33: Ferrailage Poutre secondaire (R+12).....	196
Tableau V. 34: Ferrailage Poutre principale (R+3).....	197
Tableau V. 35: Ferrailage Poutre secondaire (R+3).....	198
Tableau V. 36: Vérification du cisaillement du béton.....	200
Tableau V. 37: Vérification à l'ELS.....	201
Tableau V. 38: Vérification de la flèche.....	202
Tableau V. 39: Combinaisons des charges.....	204
Tableau V. 40: Les Types des voiles	207
Tableau V. 41: Sollicitations et paramètres pour l'exemple de calcul.....	208
Tableau V. 42: Ferrailage verticale du voile type 01 site 01.....	211
Tableau V. 43: Ferrailage verticale du voile type 01 site 02.....	212
Tableau V. 44: Ferrailage verticale du voile type 01 site 03.....	213
Tableau V. 45 : Ferrailage verticale du voile type 01 site 04.....	214
Tableau V. 46: Ferrailage verticale du voile type 02 site 01.....	215
Tableau V. 47: Ferrailage verticale du voile type 02 site 02.....	216
Tableau V. 48: Ferrailage verticale du voile type 02 site 03.....	217
Tableau V. 49: Ferrailage verticale du voile type 02 site 04.....	218

Tableau V. 50: Ferrailage verticale du voile type 03 site 01.....	219
Tableau V. 51: Ferrailage verticale du voile type 03 site 02.....	220
Tableau V. 52: Ferrailage verticale du voile type 03 site 03.....	221
Tableau V. 53: Ferrailage verticale du voile type 03 site 04.....	222
Tableau V. 54 : Choix des barres verticales du voile type 01site 01.....	223
Tableau V. 55: Choix des barres verticales du voile type 01site 02.....	223
Tableau V. 56: Choix des barres verticales du voile type 01site 03.....	224
Tableau V. 57: Choix des barres verticales du voile type 01site 04.....	224
Tableau V. 58: Choix des barres verticales du voile type 02 site 01.....	225
Tableau V. 59: Choix des barres verticales du voile type 02 site 02.....	225
Tableau V. 60: Choix des barres verticales du voile type 02 site 03.....	226
Tableau V. 61: Choix des barres verticales du voile type 02 site 04.....	226
Tableau V. 62: Choix des barres verticales du voile type 03 site 01.....	227
Tableau V. 63: Choix des barres verticales du voile type 03 site 02.....	227
Tableau V. 64: Choix des barres verticales du voile type 03 site 03.....	228
Tableau V. 65: Choix des barres verticales du voile type 03 site 04.....	228
Tableau V. 66: Choix des barres horizontales du voile type 01 site 01.....	229
Tableau V. 67: Choix des barres horizontales du voile type 01 site 02.....	229
Tableau V. 68: Choix des barres horizontales du voile type 01 site 03.....	230
Tableau V. 69: Choix des barres horizontales du voile type 01 site 04.....	230
Tableau V. 70: Choix des barres horizontales du voile type 02 site 01.....	231
Tableau V. 71: Choix des barres horizontales du voile type 02 site 02.....	231
Tableau V. 72: Choix des barres horizontales du voile type 02 site 03.....	232
Tableau V. 73: Choix des barres horizontales du voile type 02 site 04.....	232
Tableau V. 74: Choix des barres horizontales du voile type 03 site 01.....	233
Tableau V. 75: Choix des barres horizontales du voile type 03 site 02.....	233
Tableau V. 76: Choix des barres horizontales du voile type 03 site 03.....	234
Tableau V. 77: Choix des barres horizontales du voile type 03 site 04.....	234
Tableau V. 78: Les vérifications de la contrainte de cisaillement.....	236

Tableau V.79: Les vérifications de la contrainte de compression de béton à ELS ..	237
Tableau VI .1 :Vérification des contraintes.....	247
Tableau VI.2 : Vérification aux renversements et soulèvement.....	248
Tableau VI.3 :Vérification de soulèvement selon RPA.....	248
Tableau VI.4 :Le ferrailage a l'ELU.....	251
Tableau VI .5 : Vérification des contraintes.....	251
Tableau VI.6 :Vérification des moments du sens x-x.....	252
Tableau VI.7 :Vérification des moments du sens y-y.....	252
Tableau VI .8 : Vérification des contraintes	254
Tableau VI.9 : Expression de PM.....	256
Tableau VI.10 :Détermination des charges à L'ELU sur les nervures du sens x-x...	257
Tableau VI.11 :Détermination des charges à L'ELU sur les nervures du sens y-y...	257
Tableau VI.12 :Sollicitation des moments et des efforts tranchants à L'ELU.....	259
Tableau VI.13 :Détermination des charges à L'ELS sur les nervures du sens x-x...	259
Tableau VI.14 :Détermination des charges à L'ELS sur les nervures du sens y-y...	259
Tableau VI.15 :Sollicitation des moments et des efforts tranchants à L'ELS.....	260
Tableau VI.16 :Calcul de ferrailage à L'ELU.....	261
Tableau VI.17 :Vérification des contraintes à L'ELS.....	262

Introduction

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les reconnaissances et études de sol sont obligatoires pour les ouvrages d'importance moyenne ou plus, implantés en zones de sismicité moyenne à élevée. À l'exception des constructions R+2 au maximum ou 11 m de hauteur moyenne.

Ces études sont en principe les mêmes que dans le cas des situations non sismiques mais doivent en outre, permettre de classer le site et de détecter les zones liquéfiables et / ou instables.

Des reconnaissances et études complémentaires peuvent s'avérer nécessaires en présence notamment de zones liquéfiables ou instables ainsi que pour la prise en compte éventuelle des propriétés dynamiques des sols dans les calculs.

La classification du site s'est axée principalement sur l'essai standard pénétration teste est un essai in situ donnant des caractéristique intrinsèque du sol proche de la réalité pouvant donner une classification fiable.

Classification des Sites d'implantation :

Catégorie S1 (site rocheux) :

Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement (VS) ³ à 800m/s.

Catégorie S2 (site ferme) :

Dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile
Sur-consolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur avec VS ³ 400 m/s à partir de 10 m profondeur.

Catégorie S3 (site meuble) :

Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec VS ³ 200 m/s à partir de 10 m de profondeur.

Catégorie S4 (site très meuble) :

- Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle avec VS < 200 m/s dans les 20 premiers mètres.

- Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec VS < 200 m/s dans les 20 premiers mètres.

Dans ce projet on a étudié l'effet de site sur les bâtiments dans deux (2) structure différents (R+12 et R+3). On va faire une comparaison dans l'étude dynamique et la quantité des armatures dans les éléments principaux entre les quatre sites.

Chapitre I

Description de l'ouvrage et des matériaux utilisés.



Description de l'ouvrage et des matériaux utilisés :

I-1. Introduction :

Ce chapitre consiste une présentation générale de l'ouvrage et des matériaux utilisés :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est deux (2) immeubles en R=12 et R+3 à usage d'habitation et de commerce en béton armé.

A. La structure R+12 :

- Le RDC est à usage commercial.
- Les12 niveaux sont à usage d'habitation.
- Terrasse inaccessible

L'ouvrage comporte :

- 01caged'escaliers
- 01caged'ascenseur

B. La structure R+ :3

- Le RDC est à usage commercial.
- Les3niveauxsontàusaged'habitation.
- Terrasse inaccessible

L'ouvrage comporte :

- 01caged'escaliers
- 01caged'ascenseur

Implantée à **ERRICHE** dans la wilaya de **BOUIRA**. Cette région est classée en zone sismique **IIa** selon le règlement parasismique Algérien (**RPA99/version 2003**).

I-2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

I-2.1. L'ouvrage 1 : R+3.

1. Dimension en plan:

- La longueur totale ----- 27.80 m.
- La largeur totale ----- 26.85 m.

2. Dimension en élévation :

- Hauteur de RDC ----- 4.08 m.
- Hauteur d'étage courant ----- 3.06 m.
- Hauteur d'acrotère ----- 0.80 m.
- Hauteur totale sans acrotère ----- 13.26 m.
- Hauteur totale du bâtiment ----- 14.06m.

⇒ Cet ouvrage comprend 1 ascenseur et 1 type d'escalier qui relie le rez-de-chaussée aux différents étages.

I-2.2. L'ouvrage 2 : R+12.

1. Dimension en plan:

- La longueur totale ----- 27.80 m.
- La largeur totale ----- 26.85 m.

2. Dimension en élévation :

- Hauteur de RDC ----- 4.08 m.
- Hauteur d'étage courant ----- 3.06 m.
- Hauteur d'acrotère ----- 0.80 m.
- Hauteur totale sans acrotère ----- 40.80 m.
- Hauteur totale du bâtiment ----- 41.60m.

I-3. Données sismiques de l'ouvrage :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée selon le *RPA 99/ version 2003* comme une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**).
- L'ouvrage (H= 40.80 m < 48m) donc appartient au **groupe d'usage 2**.

- La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2 \text{ bars}$ (d après le rapport de sol).
- Le site : les 4 sites.(d'après *RPA 99/ version 2003 art 3.3*).
 1. le site **S1** : site rocheux.
 2. le site **S2** : site ferme.
 3. le site **S3** : site meuble.
 4. le site **S4** : site très meuble.

I-4.Choix du système porteur :

I-4.1. L'ouvrage 1 : R+3.

La structure à une ossature en portique auto stables avec remplissage en maçonnerie. (Art. 1-b du RPA99/version 2003).

Les portiques transversaux et longitudinaux destinent essentiellement à reprendre la totalité des charges horizontales et verticales

I-4.2. L'ouvrage 2 : R+12.

Notre structure dépasse quatre niveaux (14 mètres) et est situé en zone **IIa**. Le contreventement par portique est donc écarté (**Art. 1-b du RPA99/version 2003**), donc le choix va se porter : un contreventement mixte (voiles et portiques), ou bien un contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé de façon a :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

I-5.Les éléments constituant de l'ouvrage :

I-5.1.Les planchers :

Les planchers sont des éléments longitudinaux limitant les différents niveaux d'une construction.

- Il est capable de supporter en outre de son poids propre les charges verticales set horizontales et de les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature.

- Il assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).

Notre bâtiment comporte des planchers ceps creux.

I-5.2. Maçonnerie:**a) mur extérieur (remplissage) :**

Ils sont constitués d'une paroi double en brique creuse de 10 cm d'épaisseur séparée par une l'âme d'air de 10cm.

b) mur intérieur (cloisons) :

Ils sont constitués d'une seule paroi en brique creuse de 10 cm d'épaisseur

I-5.3.L'acrotère :

Au niveau de la terrasse inaccessible, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en voile de 10 cm d'épaisseur et de 80 cm de hauteur.

I-5.4. Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, Seront réalisés en béton armé coulé sur place.

Notre bâtiment est muni d'un escalier en béton armé à trois volées et deux paliers.

I-5.5. Revêtements :

Le revêtement est constitué de :

- Carrelage pour les planchers et escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

I-5.6. Les balcons :

Les balcons sont des éléments non structuraux réalisés en dalles pleines de longueur L=1.70m. Et L= 1m.

I-5.7. Terrasse :

Notre bâtiment est muni d'une terrasse non accessible.

I-5.8. La cage d'ascenseur :

Notre bâtiment comporte deux cages d'ascenseur de dimension (1.90 x 1.20)m.

I-5.9. Les fondations :

C'est la partie de l'ouvrage en BA, est en contact avec le sol, qui transmet les charges (permanant et exploitation) de l'ouvrage.

➤ Le rôle de la fondation:

- ✓ Elle doit reprendre toutes les charges de la construction et les transmettre au sol.
- ✓ Limitation des tassements différentiels.
- ✓ Encastrement de la structure dans le sol (éviter le glissement de la construction).

I-6. Normes et règlements utilisées :

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles :

- **BAEL 91** (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).
- **RPA 99** modifié 2003 (règles parasismiques algériennes).
- **DTR.BC-22** (charges et surcharges d'exploitations).
- **CBA 93** Règle de conception et de calcul des structures en béton armée.

I-7. Hypothèse de calcul :

on distingue des états limite ultimes (ELU) et des états limite de service (ELS).

- **ELU** : leur dépassement signifie la ruine de structure

- La combinaison d'action:

1,35G+1,5Q (pour les calculs).

- **ELS** : les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont pas garanties.

-la combinaison d'action :

G+Q (pour la vérification).

G : charge permanent.

Q : la charge exploitation.

I-8. Actions et sollicitations de calcul :

I-8.1. Les Actions :(Art : A.3.1 CBA93)

On appelle action, les forces et les couples dues aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction, on distingue :

a) Les Actions Permanentes (G) :

Ce sont des actions dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles constituent :

- Le poids propre des éléments de la structure.
- Le poids des revêtements et cloisons.
- Le poids de poussée des terres et des liquides.

b) Les Actions Variables (Q) :

Ce sont des actions dont l'intensité varie dans le temps, elles correspondent aux :

- Charges d'exploitations appliquées au cours d'exécution.
- Effet de la température.
- Charges climatiques (vent, neige).

c) Les Actions Accidentelles(E) :

Ce sont des actions qui se produisent rarement, et dont la durée d'application est faible, par exemple :(Séismes ; Explosions ; Chocs.)

I-9. Matériaux :

La structure de notre bâtiment est conçue avec du béton armé, qui est constitué de béton et d'acier.

La justification de ce choix est la suivante :

- ✓ L'absence de réaction chimique entre le béton et l'acier.
- ✓ La protection de l'acier par le béton contre la corrosion (enrobage).
- ✓ Le béton a une très grande résistance à la compression et une faible résistance à la traction, ainsi l'acier est utilisé pour reprendre les efforts de tractions.
- ✓ Le coefficient thermique est sensiblement le même pour le béton et l'acier, ce qui empêche l'apparition de contraintes dues aux changements de température.

I-10. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :**I-10.1. Le Béton :**

Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance à la compression F_{c28} : 25 MPa.

Pour les éléments secondaires aucune disposition particulière n'est retenue. Les valeurs des modules d'élasticité doivent être conformes à celles fixées par le B.A.E.L. Le béton sera à 350 KG/m³.de ciment pour tous les éléments à l'exception de béton de propreté qui sera dosé à 150 KG/m³

Pour 1m³ ⇒

{	350 kg de ciment.
	400 L de sable.
	800 L de gravier.
	160 à 180 L de l'eau.

I-10.1.1. Caractéristiques mécaniques:**1. Résistance du béton à la compression :(art 2.1.11) BAEL91).**

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique spécifiée, notée f_{c28} .

Soit dans notre projet : $f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton dont l'âge (j) jours est inférieur à 28, on se réfère à la résistance f_{cj} .

Pour $j < 28$, f_{cj} du béton non traité thermiquement est :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{(4.76 + 0.83j)} \times f_{c28} & \text{si : } f_{c28} \leq 40 \text{MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{(1.40 + 0.95j)} \times f_{c28} & \text{si : } 40 \text{MPa} < f_{c28} \leq 60 \text{MPa} \end{cases}$$

j : l'âge de béton.

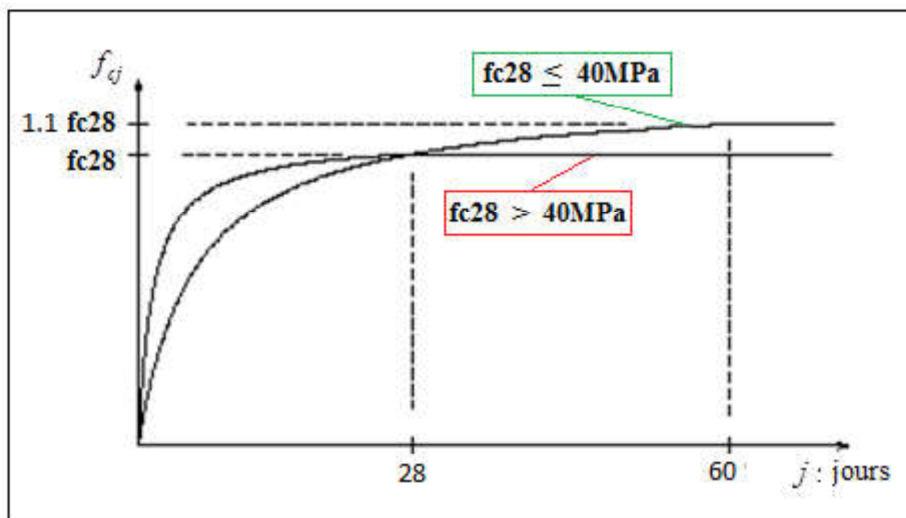


Figure I.1 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

➤ **Résistance à la traction : (Art 2-3-3-1 BAEL91).**

La résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours, notée f_{t28} est conventionnellement définie par la relation : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$ (MPa)

Dans notre cas nous avons : $f_{c28} = 2.4 \text{ Mpa}$.

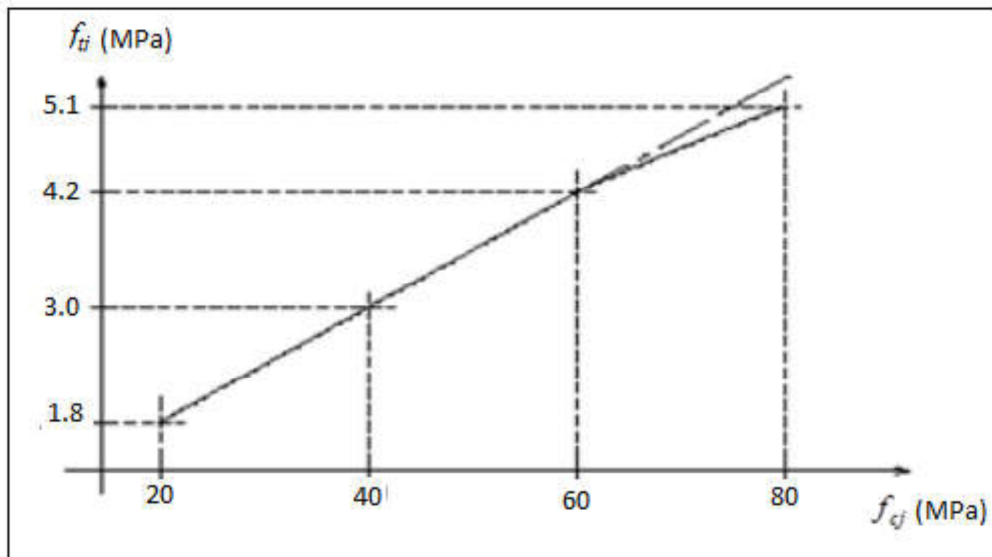


Figure I. 2: Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de f_{cj}

➤ **Déformation du béton :**

- ✓ **Le module de déformation instantané :** est calculé selon la formule :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{F_{c_{28}}} = 34179.55 \text{ Mpa} \quad (\text{BAEL91 art 2.1.21})$$

On admet que sous contraintes de longue durée d'application, le module de déformation

différée est égal : $E_{vj} = E_{ij} / 3 \Rightarrow E_{vj} = 11393.18 \text{ Mpa}$.

- ✓ **Le module de déformation différé :**

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{F_{c_{28}}} = 11496.76 \text{ Mpa}$$

- ✓ **Le module de déformation transversale :**

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

Avec :

E: module de Young.

ν : Coefficient de Poisson.

Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale. (Donné par l'article A2.1.3 du BAEL 91)

$\nu = 0$; à l'ELU pour le calcul des sollicitations.

$\nu = 0,2$; à l'ELS pour le calcul de déformation.

I-10.1.2. La contrainte de compression du béton :

a. Etat limite ultime ELU:

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un ou l'autre des états suivants :

L'état limite ultime d'équilibre statique (non renversement),

L'état limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non rupture),

L'état limite ultime de stabilité de forme (non flambement),

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression : elle est donnée par la formule suivante :

$$F_{bu} = \frac{0.85 X f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Art 4 -3 .41)}$$

Tel que :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 \dots \dots \dots \text{en situation durable S.D} \\ 1.15 \dots \dots \dots \text{en situation accidentelle S.A} \end{cases}$$

γ_b : Coefficient de sécurité partiel.

θ : Est en fonction de la durée **T** d'application des combinaisons d'action.

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

$$F_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1 \times 1.5} = 17 \text{ Mpa}$$

I-10.1.3 Diagramme contraintes de déformation du béton à ELU :

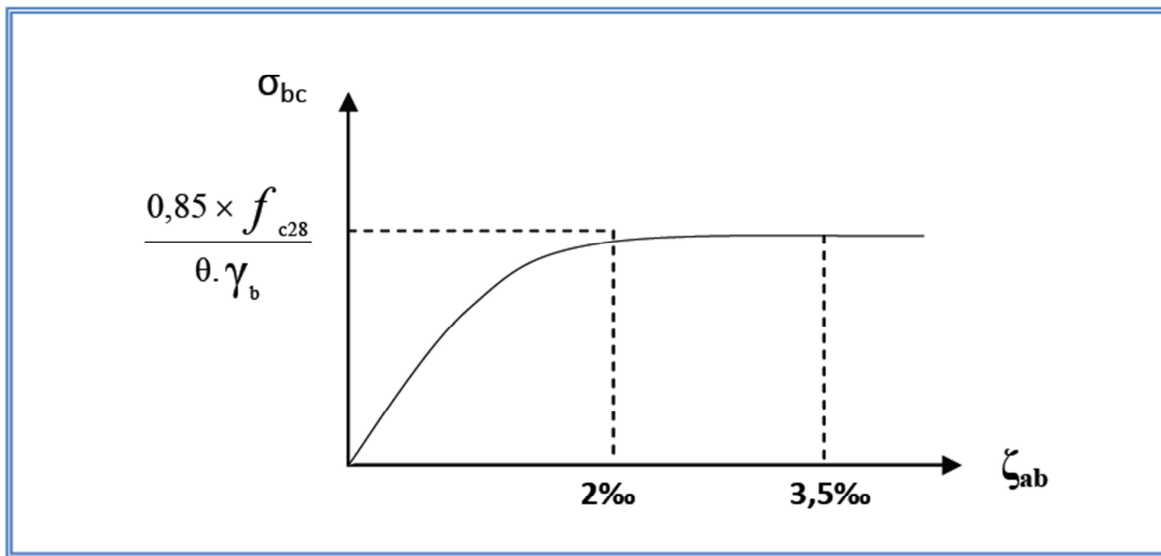


Figure I. 3: Diagramme contraintes de déformation du béton à ELU.

Le diagramme est constitué:

- D'un tronçon de courbe parabolique et la déformation relative limitée à 2‰ (état élastique),
- D'une partie rectangle (état plastique).

⇒ Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié (**B.A.E. L91 modifié 99. P81**).

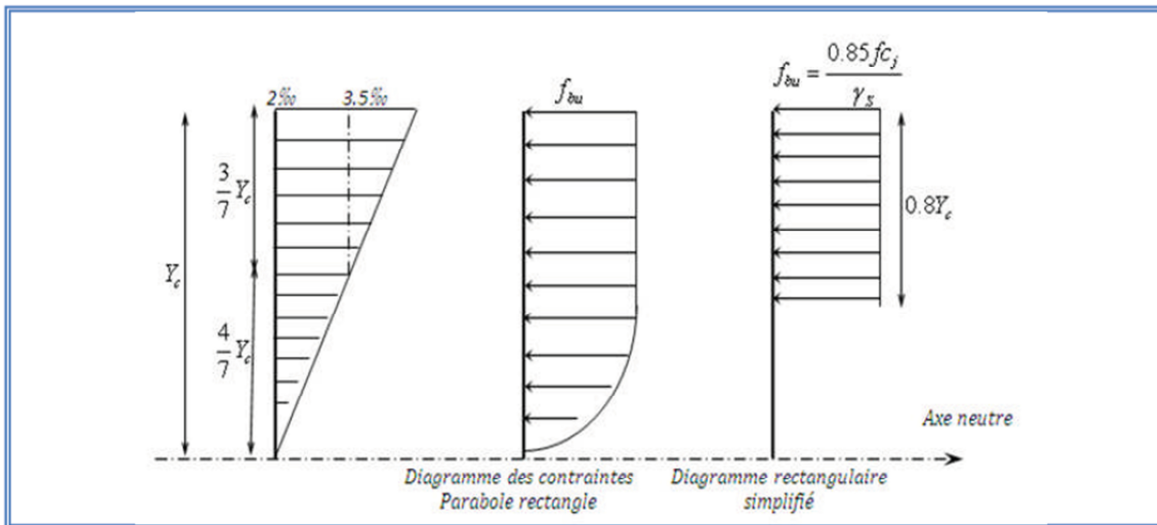


Figure I. 4 : Diagramme rectangulaire simplifié.

b. Etat limite de service ELS: (A.4.5.BAEL91).

La contrainte de compression du béton à l'ELS est donnée par la formule :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{ Mpa}$$

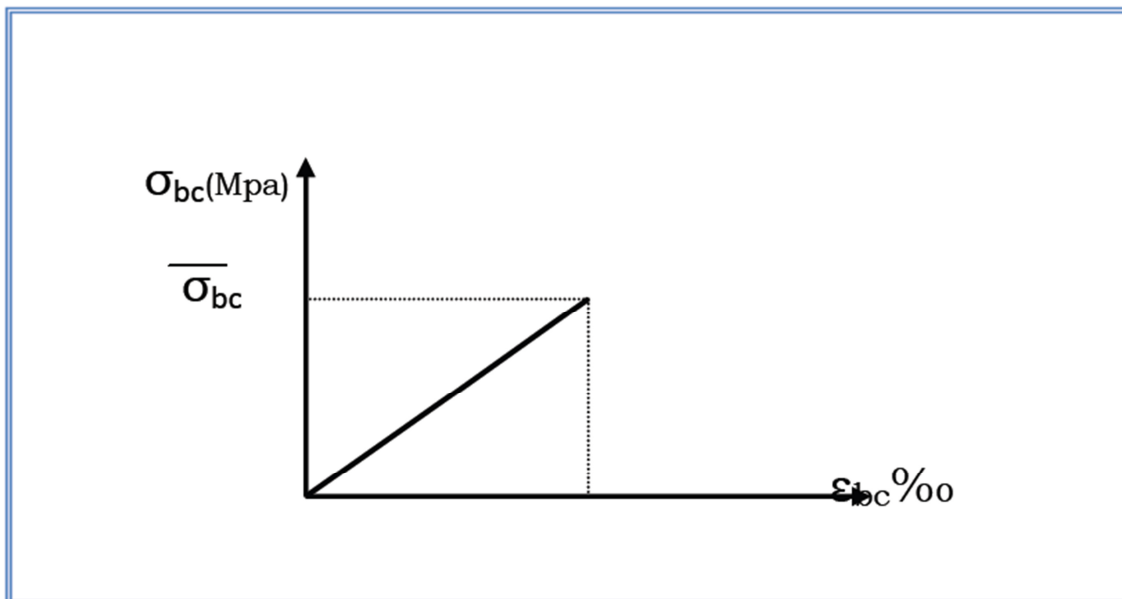


Figure I. 5 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.

I-10.1.3. Contrainte de cisaillement du béton : (A.5.1.21 BAEL91).

- Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2Xf_{cj}}{Y_b}; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 4 \text{ Mpa.}$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{cj}}{Y_b}; 4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3 \text{ Mpa}$$

I-10.2. L'acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- ✓ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- ✓ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

I-10.2.1. Caractéristiques mécaniques :

Valeur de la limite d'élasticité garantie f_e

Tableau I. 1: les types et caractéristiques des aciers.

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F_e E 22 F_e E 24	215 235	Emploi courant Epingle de levage des pièces préfabriquées
Barre HA Type 3	F_e TE 40 F_e TE 50	400 500	Emploi courant
Fils tréfiles HA type 3	F_e TE40 F_e TE50	400 500	Emploi sous forme De Barres droites ou de treillis
Fil tréfiles lisses type 4	TL 50 $\phi > 6 \text{ mm}$ TL 52 $\phi \leq 6 \text{ mm}$	500 520	Treillis soudés uniquement emploi courant

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence,

Un acier de F_e E400 type $f_e = 400$ Mpa.

I-10.2.2. Les contraintes dans les aciers:

1. E.L.U :

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} \text{ Avec } \gamma_s \text{ coefficient de sécurité prise égale à } 1,15.$$

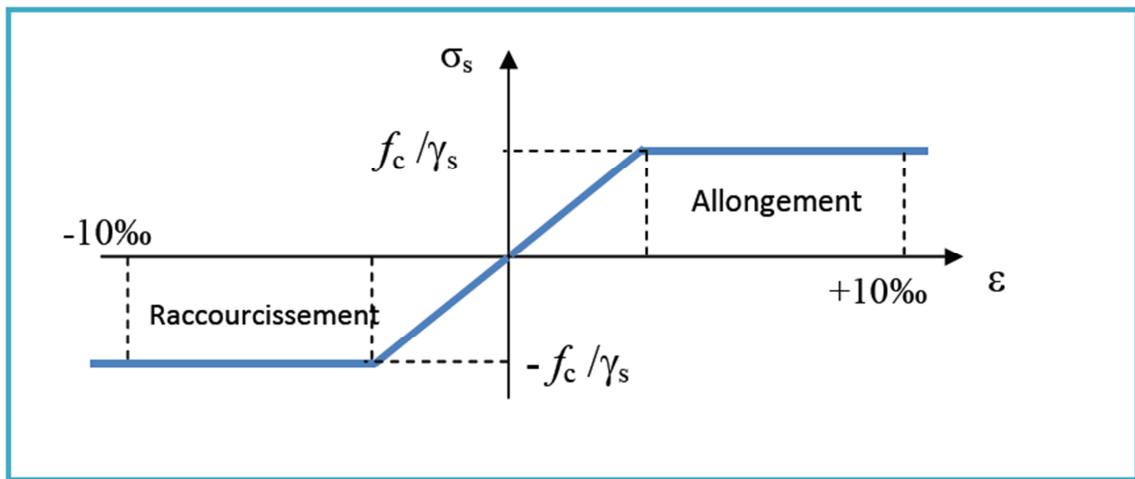


Figure I. 6: Diagramme calcul « déformation-contrainte » pour les aciers.

2. E.L.S :

$$1) \text{ Fissuration préjudiciable : } \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} F_e, 110\sqrt{\eta \cdot Ft_{28}}\right)$$

$$2) \text{ Fissuration très préjudiciable : } \sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} F_e, 90\sqrt{\eta \cdot Ft_{28}}\right)$$

Avec :

- $\eta = 1.6$ HA $\phi \geq 6mm$
- $\eta = 1$ HA $\phi < 6mm$
- $\eta = 1$ pour RL
- F_e : Limite d'élasticité des aciers.

- F_{t28} : Résistance caractéristique du béton à la traction.

I-10.3. Hypothèses de calcul :

a. Calcul aux états limites de services :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à:

$$(n = \frac{E_s}{E_b} = 15) ; \quad n : \text{ est appelé coefficient d'équivalence.}$$

b. Calcul aux états limite ultimes de résistance :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
 - Le béton tendu est négligé.
 - L'allongement relatif de l'acier est limité à : 10%.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à:
- $\epsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$ en flexion.
- $\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ en compression centrée.
- La règle des trois pivots suppose que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure ci-dessous
- Tel que :
- A** : traction simple ou composée, flexion avec état-limite ultime atteint dans l'acier.
- B** : flexion avec état-limite ultime atteint dans le béton.
- C** : compression simple ou composée.

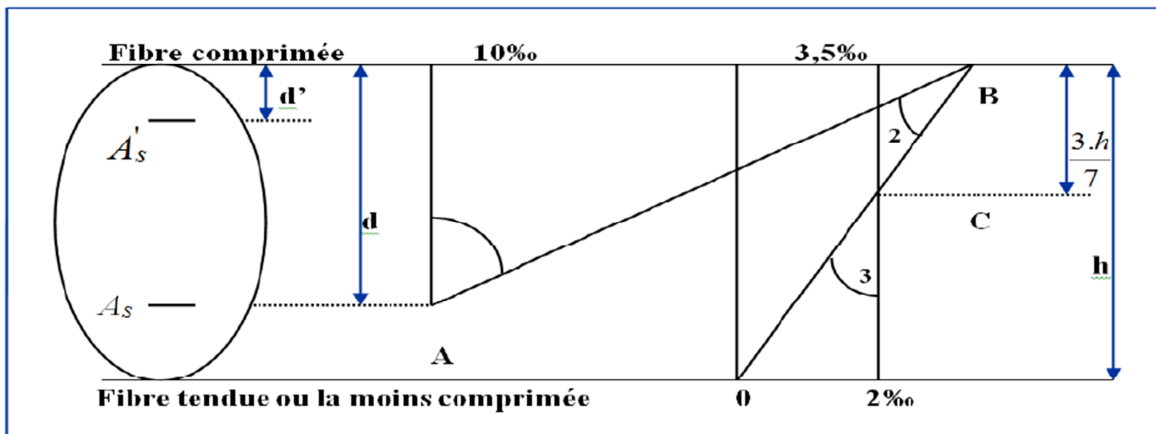


Figure I. 7: Diagramme des déformations limite de la section.

I-10.3.1. Actions et sollicitations :

1. les actions :

Les actions ce sont des forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc.,...) ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température, etc. ...).

2. les sollicitations :

Les sollicitations ce sont des efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

I-11. Conclusion :

Ce chapitre à concerner une vue global sur notre projet, les différents règlements à utiliser ainsi les caractéristiques des matériaux à adopter.

Chapitre II

**pré dimensionnement des
éléments.**



Pré dimensionnement des éléments.

II. 1. Introduction :

Le but de pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99V2003** et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II. 2. Pré-dimensionnement des éléments :

II. 2.1. Les planchers : (Plancher à corps creux).

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé.

Pour le pré dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise les formules empiriques suivantes :

$$e \geq \frac{\min(L_{x\max}; L_{y\max})}{22.5}$$

Avec:

e : l'épaisseur du plancher.

L : distance maximum entre les appuis

L : min (L_{x max}; L_{y max})

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{X \max} = 550 \text{ cm.} \\ L_{Y \max} = 450 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$e \geq \frac{\min(550; 450)}{22.5} \geq \frac{450}{22.5} ; e \geq 20\text{cm.}$$

On adopte :

- e = **21 cm** ; soit un plancher de (16+5) cm
- 16 cm : hauteur du corps creux.
- 5 cm : épaisseur de la dalle de compression.

II. 2.1.1. Condition d'isolation acoustique :

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :
 $h_{\min} \geq 16 \text{ cm}$, d'où on a $21 \text{ cm} > 16 \text{ cm}$ (condition vérifiée).

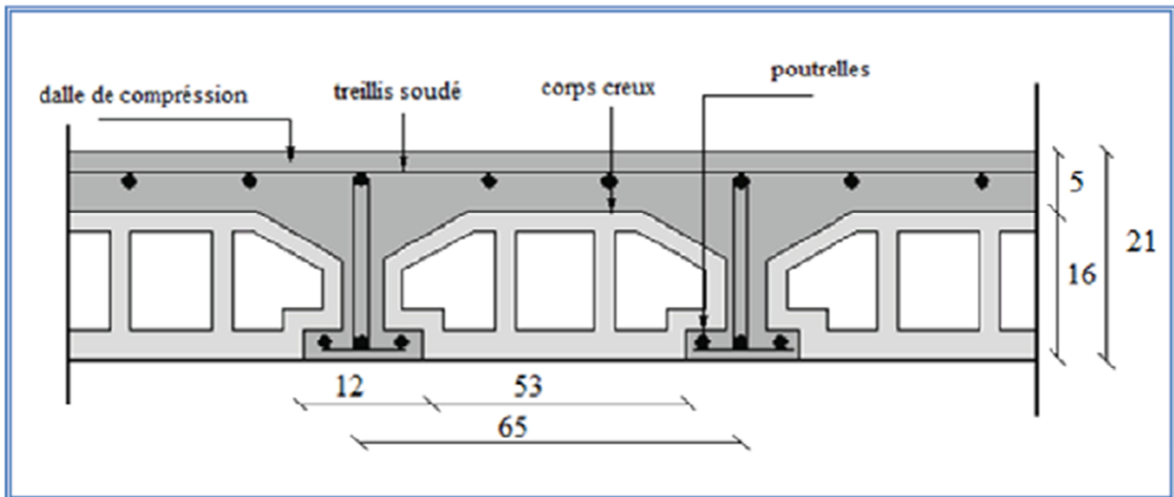


Figure II. 1 : Schéma du plancher.

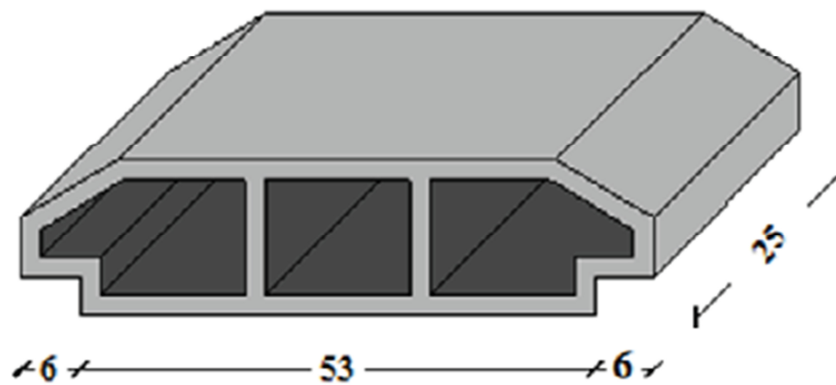


Figure II. 2 : Dimensions du corps creux.

II. 2.2. L'acrotère :

L'acrotère est un élément complémentaire de plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et à éviter le ruissellement des eaux sur la façade. Il est assimilé à une console encastree au plancher terrasse. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal (NG) et une charge d'exploitation horizontale non pondérée à 1kn/ml qui provoquant un moment de flexion.

1. Dimensionnement :

$$S = (0.8 \times 0.1) + (0.1 \times 0.08) + (0.1 \times 0.02)/2$$
$$S = 0.089 \text{ m}^2$$

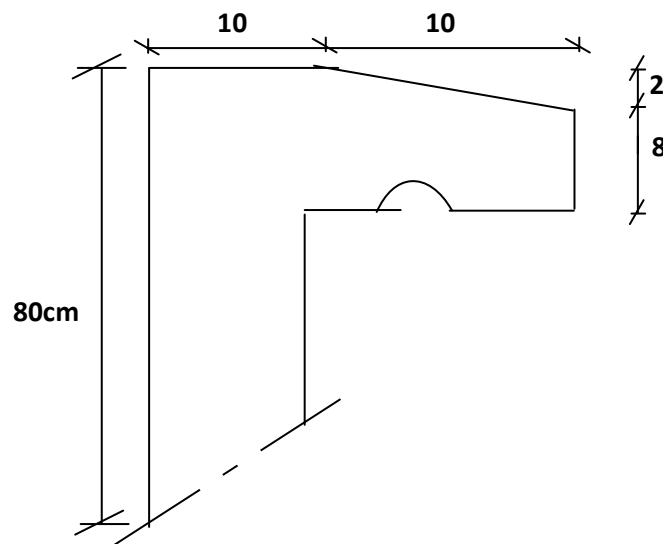


Figure II. 3 : Schéma d'une Acrotère.

II. 2.3. Les voiles :

Les murs en béton armé servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme, vent). D'autre part, de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Le Pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par :
- **RPA99/V2003. (Article 7.7.1).**

voile et de **15 cm**. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_l . L'article **7.7.1 du RPA 99 version 2003** définit comme étant l'épaisseur minimale du

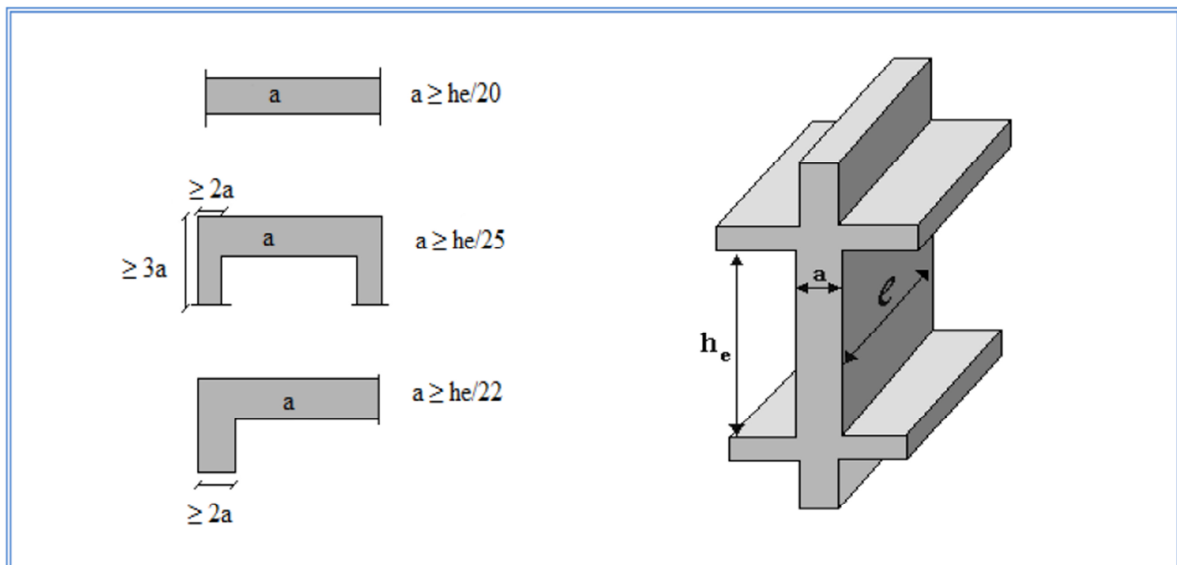


Figure II. 4 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite).

► **Calcul de l'épaisseur (e) :** Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article (7.7.1 de RPA99)

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

$$\Rightarrow e_{min} \geq \left(\frac{H_e}{25} ; \frac{H_e}{22} ; \frac{H_e}{20} \right)$$

a. Pour les étages :

$$\text{Avec : } H_e = 3.06 - H_{pp} \quad \Rightarrow \quad H_e = 3.06 - 0.45 = 2.61$$

$$e_{min} \geq (0.104 ; 0.118 ; 0.13)$$

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

b. Pour RDC :

Avec : $H_e = 4.08 - H_{pp} \Rightarrow H_e = 3.06 - 0.45 = 3.63$

$$e_{\min} \geq (0.145 ; 0.165 ; 0.181)$$

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

II. 2.4. Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié selon le RPA99-2003.

- Selon les règles de BAEL91 :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \quad \text{et} \quad 0.3 h \leq b \leq 0.7 h$$

- L: portée libre de la poutre.
- h: hauteur de la section.
- b: largeur de la section.

Conditions imposées par (Art 7-5-1 RPA 99) : ► $b \geq 20 \text{ cm}$

► $h \geq 30 \text{ cm}$

► $\frac{h}{b} \leq 4$

A. La structure R+3 :

1) Les poutres principales (porteuses) :

$L = 5.50 \text{ m} :$

$$\frac{550}{15} \leq h \leq \frac{550}{10} \quad \Leftrightarrow \quad 36.66 \leq h \leq 55 \quad \text{On prend} \quad h = 45 \text{ cm}$$

$$0.3 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45 \quad \Leftrightarrow \quad 13.5 \leq b \leq 31.5 \quad \text{On prend} \quad b = 30 \text{ cm}$$

Vérifications relatives aux exigences du (Art 7-5-1 RPA 99) :

- $h = 45 > 30$ cm (cv)
- $b = 30 > 20$ cm (cv)
- $\frac{h}{b} = 1.5 < 4$ (cv)

2) Les poutres secondaires (non porteuses) :

L = 4.50 m :

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \quad \leftrightarrow \quad 30 \leq h \leq 45 \quad \text{On prend } h = 40 \text{ cm}$$

$$0.3 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \quad \leftrightarrow \quad 12 \leq b \leq 28 \quad \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

Vérifications relatives aux exigences du (Art 7-5-1 RPA 99) :

- $h = 40 > 30$ cm..... (CV)
- $b = 30 > 20$ cm..... (CV)
- $\frac{h}{b} = 1.33 < 4$ (Cv)

B. La structure R+12 :

1) Les poutres principales (porteuses) :

L = 5.50 m :

$$\frac{550}{15} \leq h \leq \frac{550}{10} \quad \leftrightarrow \quad 36.66 \leq h \leq 55 \quad \text{On prend } h = 50 \text{ cm}$$

$$0.3 \times 50 \leq b \leq 0.7 \times 50 \quad \leftrightarrow \quad 15 \leq b \leq 35 \quad \text{On prend } b = 35 \text{ cm}$$

Vérifications relatives aux exigences du (Art 7-5-1 RPA 99) :

- $h = 50 > 30$ cm..... (CV)
- $b = 35 > 20$ cm..... (CV)
- $\frac{h}{b} = 1.42 < 4$ (Cv)

2) Les poutres secondaires (non porteuses) :

L = 4.50 m :

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \quad \leftrightarrow \quad 30 \leq h \leq 45 \quad \text{On prend } h = 45 \text{ cm}$$

$$0.3 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45 \quad \leftrightarrow \quad 13.5 \leq b \leq 31.5 \quad \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

Vérifications relatives aux exigences du (Art 7-5-1 RPA 99) :

- $h = 45 > 30 \text{ cm}$ (CV)
- $b = 30 > 20 \text{ cm}$ (CV)
- $\frac{h}{b} = 1.5 < 4$ (Cv)

Tableau II. 1 : Les sections des poutres.

	Poutres	Section (cm ²)
La structure R+3	Pp	(50x35)
	Ps	(45x30)
La structure R+12	Pp	(45x30)
	ps	(40x30)

II. 2.5. Les balcons (dalle pleine) :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, il a travaillé comme une console encadrée au niveau de la poutre de rive.

L'épaisseur de la dalle de balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} \text{ Avec } L : \text{ largeur de balcon.}$$

a. 1^{er} Balcon : L = 170 cm

$$e \geq 170 / 10 = 17 \text{ cm.}$$

On prend : **e = 17cm**

b. 2^{ème} Balcon : L = 100 cm

$$e \geq 100 / 10 = 10 \text{ cm.}$$

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

II. 2.6. Les escaliers :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place.

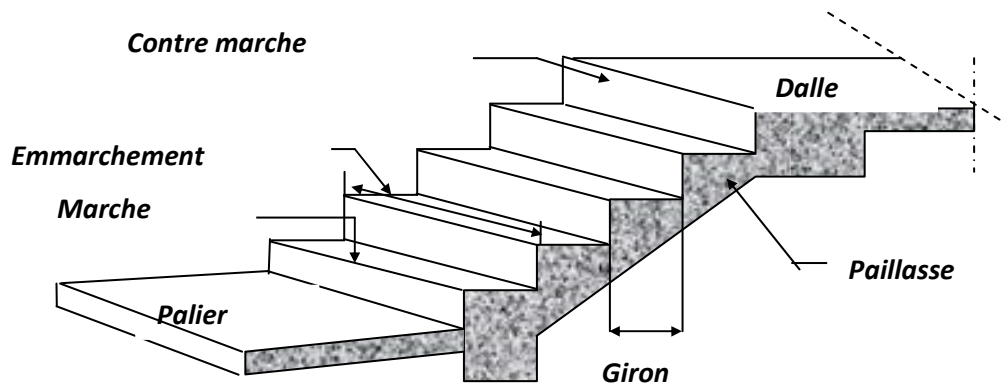


Figure II. 5 : les escaliers.

a) Volée 01 et 3 :

Pour la hauteur d'étage (étage courant) est : $H = 3.06 \text{ m}$, on a 3 volées, la hauteur de la 1ère et la 3ème volée est :

- La hauteur de volée (H_v) : $H_v = 0.85 \text{ m}$
- Le giron (g) : $27 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$
- La hauteur la contre marche : $16.5 \text{ cm} \leq h \leq 17.5 \text{ cm}$

⇒ On prend : $h = 17 \text{ cm}$
 $g = 30 \text{ cm}$

• Vérification de la formule de Blondel :

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$$

On a :

$$2h + g = 30 + (2 \times 17) = 64 \text{ cm}$$

Donc :

- $60 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \dots\dots\dots(\text{C V})$

Nombre des contre marches :

- $N_{cm} = 85/17 = 5$ contre marches

Nombre des marches :

- $N_m = N_{cm} - 1 = 5 - 1 = 4$ marches.

La ligne de foulée :

- $L_f = g * N_m = 0.3 * 4 = 1.2 \text{ m}$

L'inclinaison :

- $Tg\alpha = H_v / L_f \Rightarrow 85 / 120 = 0.708 \Rightarrow \alpha = 35.31^\circ$.

La longueur de la paille (L paille) :

- $L_{paille} = H / \sin\alpha \Rightarrow 0.85 / \cos 35.31 = 1.04\text{m}$.

Epaisseur de la paille :

- $L = L_{palier} + L_{paille} = 1.6 + 1.04 = 2.64\text{m}$

Selon la condition suivante :

- $L / 30 \leq e \leq L / 20$
- $8.80 \text{ cm} \leq e \leq 13.20 \text{ cm}$

Donc pour assurer la non déformabilité des escaliers on fixe : **e= 15 cm**

b. Volée 2 :

- **La hauteur de volée (Hv) :** $H_v = 1.36 \text{ m}$
- **Le giron (g) :** $27 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$
- **La hauteur la contre marche :** $16.5 \text{ cm} \leq h \leq 17.5 \text{ cm}$

\Rightarrow On prend : $h = 17 \text{ cm}$
 $g = 30 \text{ cm}$

•Vérification de la formule de Blondel :

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65\text{cm}$$

On a:

$$2h + g = 30 + (2 \times 17) = 64 \text{ cm}$$

Donc :

- $60 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \dots\dots\dots(\text{C V})$

Nombre des contre marches :

- $N_{cm} = 136/17 = 8$ contre marches

Nombre des marches :

- $N_m = N_{cm} - 1 = 8 - 1 = 7$ marches.

La ligne de foulée :

- $L_f = g * N_m = 0.3 * 7 = 2.1 \text{ m}$

L'inclinaison :

- $Tg\alpha = H_v / L_f \Rightarrow 136 / 210 = 0.647 \Rightarrow \alpha = 32.93^\circ$.

La longueur de la pailleuse (L pailleuse) :

- $L_{pailleuse} = H / \sin\alpha \Rightarrow 1.36 / \cos 32.93 = 1.62 \text{ m}$.

Epaisseur de la pailleuse :

- $L = L_{palier} + L_{pailleuse} = 1.6 + 1.62 = 3.22 \text{ m}$

Selon la condition suivante :

- $L / 30 \leq e \leq L / 20$
- $10.73 \text{ cm} \leq e \leq 16.10 \text{ cm}$

Donc pour assurer la non déformabilité des escaliers on fixe : **$e = 15 \text{ cm}$**

c. Volée (RDC) :

- **La hauteur d'escalier (H_v) :** $H_v = 1.02 \text{ m}$.
- **Le giron (g) :** $27 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$
- **La hauteur la contre marche :** $16.5 \text{ cm} \leq h \leq 17.5 \text{ cm}$

\Rightarrow On prend : $h = 17 \text{ cm}$
 $g = 30 \text{ cm}$

•Vérification de la formule de Blondel :

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$$

On a :

$$2h + g = 30 + (2 \times 17) = 64 \text{ cm}$$

Donc :

- $60 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \dots\dots\dots(\text{C V})$

Nombre des contre marches :

- $N_{cm} = 102/17 = 6$ contre marches

Nombre des marches :

- $N_m = N_{cm} - 1 = 6 - 1 = 5$ marches.

La ligne de foulée :

- $L_f = g * N_m = 0.3 * 5 = 1.5 \text{ m}$

L'inclinaison :

- $Tg\alpha = H_v / L_f \Rightarrow 102 / 150 = 0.68 \Rightarrow \alpha = 34.21^\circ$.

La longueur de la paillasse (L paillasse) :

- $L_{paillasse} = H / \cos\alpha \Rightarrow 1.02 / \cos 34.21 = 1.23 \text{ m}$.

Epaisseur de la paillasse :

- $L = L_{palier} + L_{paillasse} = 2.25 + 1.23 = 3.48 \text{ m}$

Selon la condition suivante :

- $L / 30 \leq e \leq L / 20$

- $11.60 \text{ cm} \leq e \leq 17.4 \text{ cm}$

Donc pour assurer la non déformabilité des escaliers on fixe : **e= 15cm.**

II.3. Evaluation des charges et surcharge (DTR B.C. 2.2) :

L'évaluation des charges et surcharges consiste élément porteur de la charge qui au niveau de chaque à calculer successivement pour chaque plancher lui revient jusqu'à la fondation, les différentes charges et surcharges existantes sont :

⇒ Les charges permanentes (G).

⇒ Les surcharges d'exploitation (Q).

II.3.1. Les surcharge d'exploitation :**Tableau II. 2 : Les surcharges d'exploitation.**

Locaux	Surcharges (kn/m ²)
-Plancher terrasse inaccessible	1
-Plancher d'étage courant (usage d'habitation)	1,5
-Balcon	3,5
-Escaliers	2,5
-Acrotère	1

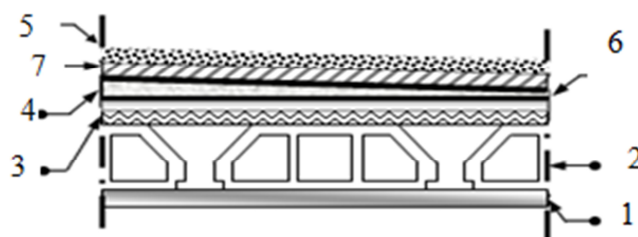
II.3.2. Les charges permanentes :**a. Plancher terrasse (corps creux) :****➤ Terrasse inaccessible****Figure II. 6 : Coupe de plancher terrasse inaccessible.**

Tableau II. 3 : les charges permanentes de Plancher terrasse (corps creux).

Description	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m ²)	Poids (Kn/m ²)
- Gravillon	0,05	16	0,8
- Papier krafts	2 feuilles	-	0,5
- Étanchéité	0,02	6	0,12
- Forme de pente en béton	0,12	22	2,64
- Isolation thermique	0,04	0,4	0,016
- Plancher en corps creux	20+5(cm)	-	2,8
- Enduit au plâtre	0,03	10	0,3
Total	/	/	7.18

b) Plancher étage courant (corps creux) :

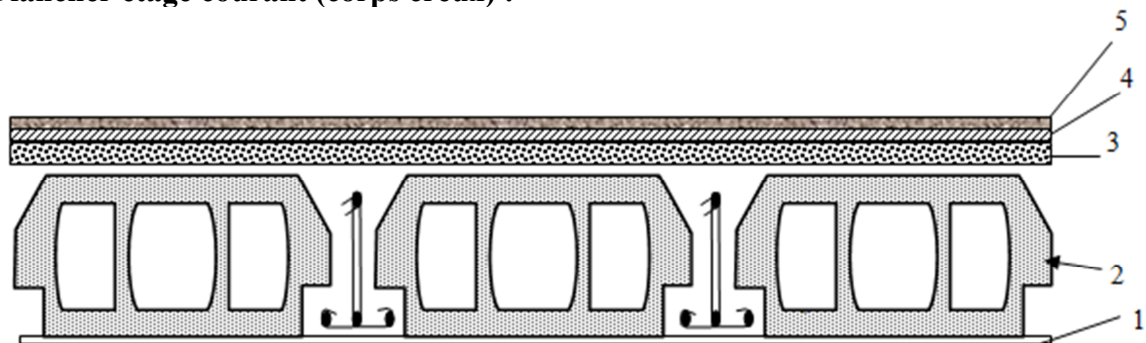


Figure II. 7 : Schéma du plancher de l'étage courant.

Tableau II. 4: les charges permanentes de Plancher étage courant (corps creux)

Description	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m ³)	Poids (kn/m ²)
- Carrelage	0,02	22	0,44
- Chape en mortier de ciment	0,02	20	0,4
- Lit de sable	0,03	18	0,54
- Plancher en corps creux	20+5(cm)	-	2,8
- Enduit au plâtre	0,03	10	0,3
- Cloison de séparation	0,1	1	1
Total	/	/	5.48

c) Balcon :

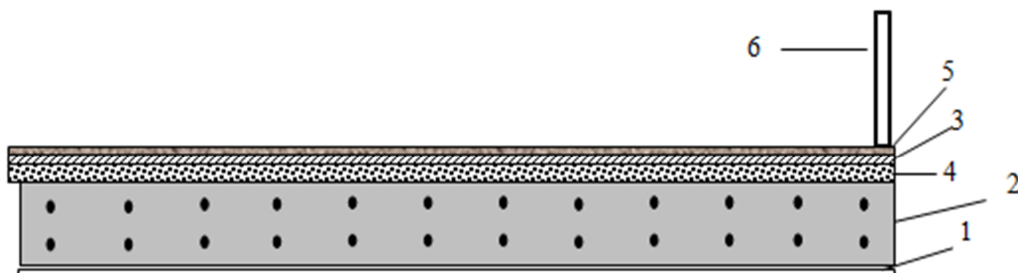


Figure II 8 : Schéma de balcon.

Tableau II. 5: les charges permanentes de Balcon.

Description	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
- Carrelage	0.02	21	0.44
- Chape en mortier de ciment	0.02	20	0.4
- Lit de sable	0.03	18	0.54
- Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
- Enduit en ciment	0.02	18	0.36
- Garde corps	/	/	1

Total	/	/	6.49
--------------	---	---	-------------

d) Maçonnerie extérieure :

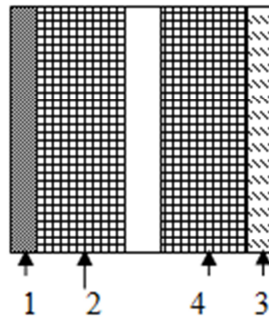


Figure II. 9: Schéma de la cloison extérieure.

Tableau II. 6 : les charges permanentes de Maçonnerie extérieure.

Description	Epaisseur (m)	Poids Volumique (kN/m ³)	Poids (Kn/m ²)
- Revêtement en ciment	0.02	18	0.36
-Brique extérieur	0.15	9	1.35
- Brique intérieure	0.1	9	0.9
-Enduit au plâtre	0.02	10	0.2
- Ame d'aire	0.1	0	0
Total	/	/	2.81

e) Maçonnerie intérieure :

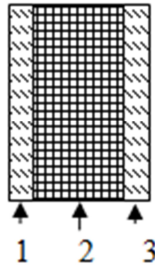


Figure II. 10: Schéma de la cloison intérieure.

Tableau II. 7: les charges permanentes de Maçonnerie intérieure.

Description	Epaisseur (m)	Poids Volumique (kN/m ³)	Poids (Kn/m ²)
- Revêtement en plâtre	0.04	10	0.4
- Brique creuse intérieur	0.1	/	0.9
Total	/	/	1.3

f) Les escalier :

• Palier :

Tableau II. 8 : les charges permanentes de palier.

Description	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
- Carrelage	0.02	22	0.44
- Chape en mortier de ciment	0.02	20	0.4
- Lit de sable	0.02	18	0.36
- Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
- Enduit au plâtre	0.02	10	0.2
Total	/	/	5.15

- Paillasse :

Tableau II. 9: les charges permanentes de paillasse.

Description	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Enduit de ciment	18	0.02	0.36
2-Paillasse	25	0.15/cos α	4.30
3-Marches	22	0.17/2	1.87
4-Couche de sable	18	0.03	0.54
5-Chape de ciment	20	0.02	0.40
6-Carrelage en granito	22	0.02	0.44
7-Garde-corps	/	/	1
Total	/	/	8.91

- g) L'acrotère :

Tableau II. 10 : Tableau II.8 : les charges permanentes de L'acrotère.

Description	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
- Béton armé	0.089	25	2.225
Total	/	/	2.225

II.4. Les poteaux :

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du **CBA93** préconisent de prendre la section réduite (en enlevant une bande de largeur de «1cm» sur toute la périphérie de la section droite) afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

II.4.1. Principe:

Le calcul de la section du béton sera fait en compression simple, uniquement basé sur la descente des charges.

II.4.2. Les étapes de calcul:

- On considère le poteau le plus sollicité.
- On calcule la surface reprise par le poteau.
- On détermine les charges et les surcharges qui reviennent au poteau.

⇒ On mènera le calcul à l'ELU (BAEL 91) et la vérification d'après (RPA99/V2003).

La formule générale :

$$B_r \geq \frac{K \times N_U \times \beta}{\phi \frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85}{100} f_{ed}}$$

Tel que:

- $k=1.10$:

Si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours .

- $k=1.20$ et f_{c28} est remplacé par f_{cj} :

Si plus de la majeure partie des charges sont appliquées avant 28 jours

- $k=1$ pour les autres cas.

B_r : section réduite du poteau (en cm^2).

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\phi \times \gamma_b} \quad ; \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

f_{c28} : Résistance à la compression du béton. $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé. $f_e = 400 \text{ Mpa}$.

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

θ = est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action:

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

$$F_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ Mpa} \quad ; \quad f_{ed} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\beta = \frac{0.85 \lambda^1}{1500} \dots \dots \dots \text{Si } 50 < \lambda < 70$$

Avec :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} \quad a : \text{la plus petite coté.}$$

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

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

$$B_r \geq \frac{1.1.2.N_u . 10^{-3}}{1. \frac{14.2}{0.9} + \frac{0.85}{100} 348} . 10^4 = 0.64 N_u$$

On adopte un poteau carré :

$$B_r = (a - 2)^2 \Leftrightarrow a = \sqrt{B_r} + 2$$

La section du poteau obtenu doit vérifier les conditions minimales imposées par le **RPA99** (Article:7.4.1)

En **zone II a** les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes:

- $\text{Min}(b ; h) \geq 25\text{cm}$
- $\text{Min}(b ; h) \geq \frac{he}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

II.4.3. La section du poteau le plus sollicité :

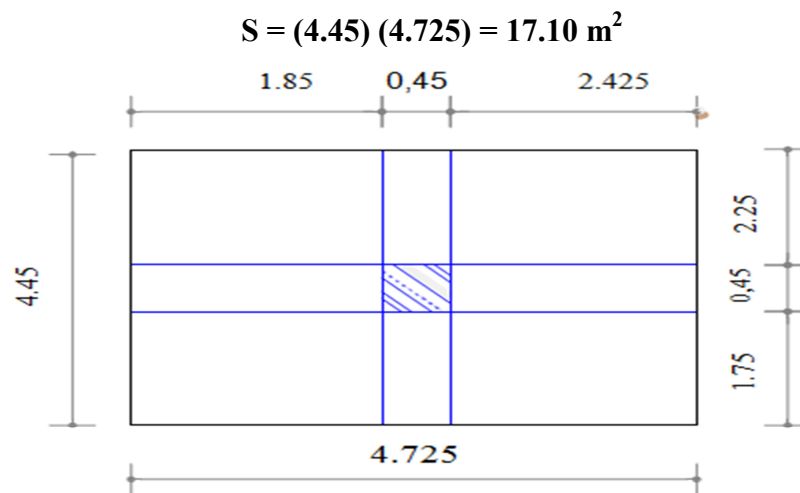


Figure II. 11: surface de poteau le plus sollicité.

II.4.4. La descente de charge :

1 - Charge Permanente : $NG = G \times S$

G: charge Permanente

S: surface offerte.

2 - Charge d'exploitation : $NQ = Q \times S$

Q : Charge d'exploitation (avec dégression des charges)

S : surface offerte.

3 - Calcul de la charge limite ultime Nul : $Nul = 1.35 NG + 1.5 NQ$

Et d'autre part, **ART 7.4.3.1 du RPA 99** outre les vérifications prescrit par le **CBA93** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble due au séisme, l'effort normale de compression de calcule est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_u}{Bc \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Bc : l'air brut de la section de béton.

Les résultats des efforts revenants aux poteaux et les sections de ce dernier et la vérification du RPA sont représentées dans le tableau suivant

a. L'ouvrage 1 : R+3.

Les résultats des efforts revenants aux poteaux et les sections de ce dernier et la vérification du RPA sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II.11: Dimensionnement des poteaux.(R+3).

Niveau	NG(K N)	ΣNG(K N)	NQ(K N)	ΣNQ(K N)	NU(KN)	Br(cm) ²	(a) (cm)	a(cm)	B(a×a) (cm)²	v≤0.30
N _{Terrass}	135.34	135.19	17.10	17.10	208.37	/	/	/	/	/
N3	136.31	272.68	25.65	42.75	430.86	275.75	18.60	35	1225	0.117
N2	136.31	408.99	25.65	68.4	653.36	418.15	22.44	35	1225	0.178
N1	136.31	545.30	25.65	94.05	875.86	560.55	25.67	35	1225	0.238
RDC	147.68	692.98	25.65	119.70	1113.73	712.78	28.69	40	1600	0.232

➤ **Vérification vis –à-vis du RPA2003 :**

Selon l'article 7.4.1 du RPA2003, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire la condition suivante :

$$\Leftrightarrow \text{Min} (b , h) \geq 25 \text{ cm} \quad \Leftrightarrow \quad \text{Min}(35 , 35) \geq 25$$

C'est vérifié

$$\Leftrightarrow \text{Min} (b , h) \geq \frac{h_e}{20} \Leftrightarrow \text{RDC} \quad \bullet \quad \text{Min} (40 , 40) \geq \frac{408-45}{20} = 18.15 \text{ cm.}$$

$$\text{étages} \bullet \text{Min} (35, 35) \geq \frac{306-45}{20} = 13.05 \text{ cm.}$$

C'est vérifié

$$\Leftrightarrow \frac{1}{4} \frac{b}{h} < 4 \quad \Leftrightarrow \text{RDC} \quad \Leftrightarrow \frac{1}{4} \frac{40}{40} = 1 < 4 \quad \text{C'est vérifié.}$$

$$\Leftrightarrow \text{étage} \quad \Leftrightarrow \frac{1}{4} \frac{35}{35} = 1 < 4 \quad \text{C'est vérifié.}$$

➤ **Vérification au flambement :**

On doit vérifier que : $\lambda \leq 50$

On doit vérifier que : $\lambda \leq 50$

$\Leftrightarrow L_f = 0,7L_0$ (la hauteur de poteau).

$\Leftrightarrow \lambda = \frac{L_f}{i}$ (l'élancement)

$$\Leftrightarrow i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

Tableau II. 12: Vérification au flambement (R+3)

Les niveaux	Les sections	L_f (cm)	I (cm)	Λ	$\lambda \leq 50$
RDC	(40,40)	285.6	11.54	24.74	CV
1 ^{er} et 2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	(35,35)	214.2	10.10	21.20	CV

b. L'ouvrage 2 : R+12.

Tableau II. 13 : Dimensionnement des poteaux (R+12).

Niveau	NG (KN)	$\Sigma NG(KN)$	NQ(KN)	$\Sigma NQ(KN)$	NU(KN)	Br(c m) ²	(a) (cm)	a(cm)	B(a×a) (cm) ²	$v_{\leq 0.30}$
N _{Terrass}	140.04	140.04	17.10	17.10	214.70	/	/	/	/	/
N12	141.01	281.05	25.65	42.75	443.54	283.8 6	18.84	40	1600	0.09 2
N11	141.01	422.06	25.65	68.4	672.38	430.3 2	22.74	40	1600	0.140
N10	141.01	563.07	25.65	94.05	901.21	576.7 7	26.01	40	1600	0.188
N9	141.01	704.08	25.65	119.70	1130.0 6	723.2 3	28.89	40	1600	0.235
N8	141.01	845.09	25.65	145.35	1358.9 0	869.7 0	31.49	50	2500	0.181
N7	141.01	986.1	25.65	171.00	1587.7 3	1016. 15	33.88	50	2500	0.212
N6	141.01	1124.11	25.65	196.65	1812.5 2	1160. 01	36.05	50	2500	0.242
N5	141.01	1268.12	25.65	222.30	2045.4 1	1309. 06	38.18	60	3600	0.190
N4	141.01	1409.13	25.65	247.95	2274.2 5	1455. 52	40.15	60	3600	0.210
N3	141.01	1550.14	25.65	273.60	2503.1 0	1601. 98	42.02	60	3600	0.232
N2	141.01	1691.15	25.65	299.25	2731.9 2	1748. 45	43.81	65	4225	0.216
N1	141.01	1832.16	25.65	324.90	2960.7 7	1894. 86	45.53	65	4225	0.234
RDC	141.01	1973.17	25.65	350.55	3189.6 0	2041. 34	47.18	65	4225	0.252

➤ **Vérification vis –à-vis du RPA2003 :**

Selon l'article 7.4.1 du RPA2003, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire la condition suivante :

$$\Leftrightarrow \text{Min} (b , h) \geq 25 \text{ cm} \quad \Leftrightarrow \quad \text{Min}(40 , 40) \geq 25$$

C'est vérifié

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

$$\Leftrightarrow N_{12/11/10/9} \quad \bullet \quad \text{Min} (40 , 40) \geq \frac{306-45}{20} = 13.05 \text{ cm.}$$

$$\Leftrightarrow N_{8/7/6} \quad \bullet \quad \text{Min} (50 , 50) \geq \frac{306-45}{20} = 13.05$$

$$\text{cm.} \quad \Leftrightarrow N_{5/4/3} \quad \bullet \quad \text{Min} (60 , 60) \geq \frac{306-45}{20} = 13.05 \text{ cm.}$$

$$\Leftrightarrow N_{1/2} \quad \bullet \quad \text{Min} (65 , 65) \geq \frac{306-45}{20} = 13.05 \text{ cm.}$$

$$\Leftrightarrow N_{\text{RDC}} \quad \bullet \quad \text{Min} (65 , 65) \geq \frac{408-45}{20} = 18.15 \text{ cm.}$$

C'est vérifié

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

$$\Leftrightarrow N_{12/11/10/9} \quad \Leftrightarrow \frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4 \quad \text{C'est vérifié.}$$

$$\Leftrightarrow N_{8/7/6} \quad \Leftrightarrow \frac{1}{4} < \frac{50}{50} = 1 < 4 \quad \text{C'est vérifié.}$$

$$\Leftrightarrow N_{5/4/3} \quad \Leftrightarrow \frac{1}{4} < \frac{60}{60} = 1 < 4 \quad \text{C'est vérifié.}$$

$$\Leftrightarrow N_{2/1/\text{RDC}} \quad \Leftrightarrow \frac{1}{4} < \frac{65}{65} = 1 < 4 \quad \text{C'est vérifié.}$$

➤ **Vérification au flambement :**

On doit vérifier que : $\lambda \leq 50$

On doit vérifier que : $\lambda \leq 50$

$$\Leftrightarrow L_f = 0,7L_0 \text{ (la hauteur de poteau).}$$

$$\Leftrightarrow \lambda = \frac{L_f}{i} \text{ (l'élancement)}$$

$$\Leftrightarrow i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

Tableau II. 14: Vérification au flambement (R+12).

Les niveaux	Les sections	L_f	I	Λ	$\lambda \leq 50$
12 ^{eme} et 11 ^{eme} et 10 ^{eme} 9 ^{eme} étage	(40,40)	214.2	11.54	18.56	CV
8 ^{eme} et 7 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	(50,50)	214.2	14.43	14.84	CV
5 ^{eme} et 4 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	(60,60)	214.2	17.32	12.36	CV
2 ^{eme} et 1 ^{eme} étage	(65,65)	214.2	18.76	11.41	CV
RDC	(65,65)	285.6	18.76	15.22	CV

Chapitre III

**Calcul et ferrailage des éléments
secondaire.**



III. Calcul et ferrailage des éléments secondaire :

III.1. Introduction :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements.
- les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Les éléments secondaire a calculer dans ce chapitre sont les escaliers, l'acrotère, les planchers corps creux, et les balcons.

III.2. Etude des planchers :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés être infiniment rigide dans leur plan. Ils ont pour rôle :

- 1-Transmettre les charges aux éléments porteurs.
- 2-Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux (16+5) associés à des poutrelles préfabriquées sur chantier. La dalle de compression est coulée sur toute la surface du plancher avec une épaisseur de 5cm.

III.2.1.La disposition des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections de forme T en béton armé qui servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

III.2.2. Calcul des poutrelles :

Après le coulage et le durcissement de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre en T avec les dimensions suivantes :

$$\Rightarrow \begin{cases} b = 65\text{cm}, h_0 = 4\text{cm}. \\ b_0 = 12\text{cm}, h = 20\text{cm}. \end{cases}$$

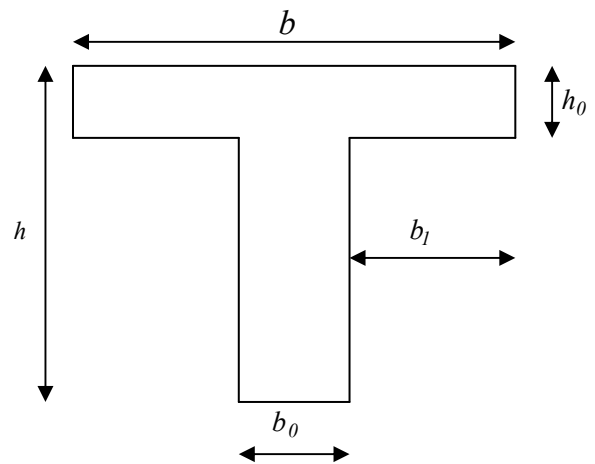


Figure III. 1 : section transversale de la poutrelle.

Le b_1 est calculé à l'aide de la formule suivante : $b_1 \leq \min\left(\frac{L}{10} ; \frac{L_t}{2}\right)$

Tel que :

L : longueur de la plus grande travée. ($L = 4.50\text{m}$)

L_t : distance entre nus des nervures des poutrelles $L_t = 0.53\text{ m}$.

Notre cas : $\begin{cases} b_1 \leq \min(0.45 ; 0.265) \\ b_1 = 26.5\text{ cm} \end{cases}$

III.2.3. Evaluation des charges et des surcharges :

a. Les charges permanentes :

C'est le poids propre du plancher qui varient selon son type :

$$1. \text{Plancher terrasse inaccessible} : \begin{cases} G = G_{Tinaccessible} \times b \\ G = 7.17 \times 0.65 \\ G = 4.667 \frac{KN}{ml} \end{cases}$$

$$2. \text{Plancher étage courant} : \begin{cases} G = G_{étg courant} \times b \\ G = 5.48 \times 0.65 \\ G = 3.562 \frac{KN}{ml} \end{cases}$$

b. Les charges d'exploitation :

$$1. \text{Plancher terrasse inaccessible} : \begin{cases} G = G_{Tinaccessible} \times b \\ G = 1 \times 0.65 \\ G = 0.65 \frac{KN}{ml} \end{cases}$$

$$2. \text{Plancher étage courant} : \begin{cases} G = G_{\text{étage courant}} \times b \\ G = 1.5 \times 0.65 \\ G = 0.975 \frac{KN}{ml} \end{cases}$$

c. Sollicitation combinées :

- A l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$

- A l'ELS : $q_{ser} = G + Q$

Tableau III. 1 : combinaison d'action.

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	Combinaison d'action	
			ELU (q_u) (KN/ml)	ELS (q_{ser})(KN/ml)
P terrasses inaccessibles	4.667	0.65	7.28	5.32
P étage courant	3.562	0.975	6.27	4.54

Remarque :

Comme le plancher de terrasse inaccessible est plus chargé que celui de l'étage courant, on fait le calcul pour le plancher terrasse inaccessible seulement.

III.2.4.Choix de la méthode de calcul :

Les poutrelles sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour le calcul de leurs efforts internes, on utilise l'une des trois méthodes simplifiées :

- La méthode FORFAITAIRE.
- La méthode de CAQUOT.
- La méthode des trois moments.

a. La méthode FORFAITAIRE :

Cette méthode est applicable si les 4 hypothèses suivantes sont vérifiées :

- 1) $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$.
- 2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées qui sont parallèles avec les poutrelles.

3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier : $0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$

4) Fissuration peu nuisible.

Remarque :

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode FORFAITAIRE n'est pas applicable donc on applique la méthode de CAQUOT.

➤ **Application :**

1) $Q = 1 \text{ KN/m}^2 < \left\{ \begin{array}{l} 5 \text{ KN/m}^2 \\ 2G=14.36 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées qui sont parallèles avec les poutrelles.condition vérifié.

3) Les portées successives sont dans un rapport entre 0.8 et 1.25

$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3.5}{4.5} = 0.78 \Rightarrow 0.78 < 0.8 \dots\dots\dots \text{condition non vérifié.}$

4) La fissuration est peu nuisiblecondition vérifié.

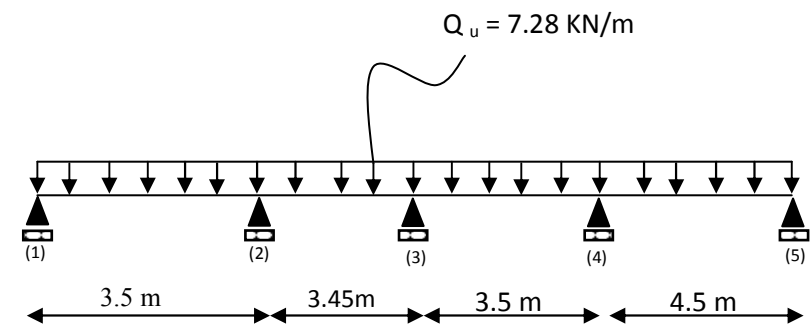


Figure III. 2 : schéma statique de l'ensemble des poutrelles.

Conclusion :

La troisième condition de cette méthode n'est pas vérifiée, donc on passe à la méthode de CAQUOT.

b. La méthode de CAQUOT :

La poutre continue est assimilée pour le calcul à une succession de poutres à deux travées de part et d'autre de l'appui étudié. Dans ce cas, il n'y aura pas de moments sur les appuis en amont et aval de l'appui considéré, ce qui n'est pas conforme aux hypothèses de la continuité.

La méthode de CAQUOT tient compte de cela en remplaçant les portées réelles par des portées fictives :

- $L'=L$ pour les travées de rive.
- $L'=0.8L$ pour les travées intermédiaires.

➤ **Pour les travées de rive :** $L'1=L1=3.50m$.

$$L'4=L4=4.50m.$$

➤ **Pour les travées intermédiaires :** $L'2=0.8L2=2.76m$.

$$L'2=0.8L2=2.80m.$$

- **Moment sur l'appui :**

$$Ma = - \frac{qw.L'w^3 + qeL'e^3}{8.5(L'w + L'e)} \text{ avec } qw = qe$$

- Ma : le moment sur appuis.

- qw et qe : les charges uniformes sur les travées de gauche et de droite.

- $L'w$ et $L'e$: les portées fictives des travées de gauche et de droite.

➤ **AL'ELU :**

$$Ma1 = Ma5 = 0 \text{ KN.m}$$

$$Ma2 = - \frac{qw.L'w^3 + qeL'e^3}{8.5(L'w + L'e)} = - \frac{7.28(3.5)^3 + 7.28(2.76)^3}{8.5(3.50 + 2.76)} = - 8.74 \text{ KN.m}$$

$$Ma3 = - \frac{qw.L'w^3 + qeL'e^3}{8.5(L'w + L'e)} = - \frac{7.28(2.76)^3 + 7.28(2.8)^3}{8.5(2.76 + 2.8)} = - 6.62 \text{ KN.m}$$

$$Ma4 = - \frac{qw.L'w^3 + qeL'e^3}{8.5(L'w + L'e)} = - \frac{7.28(2.8)^3 + 7.28(4.5)^3}{8.5(2.8 + 4.5)} = - 13.27 \text{ KN.m}$$

➤ **AL'ELS :**

$$Ma1 = Ma5 = 0 \text{ KN.m}$$

$$Ma2 = - \frac{qw.L'w^3 + qeL'e^3}{8.5(L'w + L'e)} = - \frac{5.32(3.5)^3 + 5.32(2.76)^3}{8.5(3.5 + 2.76)} = - 6.39 \text{ KN.m}$$

$$Ma3 = - \frac{qw.L'w^3 + qeL'e^3}{8.5(L'w + L'e)} = - \frac{5.32(2.76)^3 + 5.32(2.80)^3}{8.5(2.76 + 2.80)} = - 4.84 \text{ KN.m}$$

$$Ma4 = - \frac{qw.L'w^3 + qeL'e^3}{8.5(L'w + L'e)} = - \frac{5.32(2.8)^3 + 5.32(4.5)^3}{8.5(2.80 + 4.5)} = - 14.36 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant sur l'appui :

1)-à gauche :

$$v\omega = \frac{M\omega - Me}{L} - \frac{qL}{2}$$

➤ A L'ELU :

$$V\omega_{1-2} = \frac{M\omega - Me}{L} - \frac{q*L}{2} = \frac{0 + 8.74}{3.50} - \frac{7.28(3.5)}{2} = -10.24 \text{ KN}$$

$$V\omega_{2-3} = \frac{M\omega - Me}{L} - \frac{q*L}{2} = \frac{-8.74 + 6.62}{3;p.45} - \frac{7.28(3.45)}{2} = -13.17 \text{ KN}$$

$$V\omega_{3-4} = \frac{M\omega - Me}{L} - \frac{q*L}{2} = \frac{-6.62 + 13.27}{3.5} - \frac{7.28(3.5)}{2} = -10.84 \text{ KN}$$

$$V\omega_{4-5} = \frac{M\omega - Me}{L} - \frac{q*L}{2} = \frac{-13.27 + 0}{4.5} - \frac{7.28(4.5)}{2} = -19.33 \text{ KN}$$

➤ A L'ELS :

$$V\omega_{1-2} = \frac{M\omega - Me}{L} - \frac{qL}{2} = \frac{0 + 6.39}{3.5} - \frac{5.32(3.5)}{2} = -7.51 \text{ KN}$$

$$V\omega_{2-3} = \frac{M\omega - Me}{L} - \frac{qL}{2} = \frac{-6.39 + 4.84}{3.45} - \frac{5.32(3.45)}{2} = -9.63 \text{ KN}$$

$$V\omega_{3-4} = \frac{M\omega - Me}{L} - \frac{qL}{2} = \frac{-4.84 + 14.36}{3.5} - \frac{5.32(3.5)}{2} = -6.59 \text{ KN}$$

$$V\omega_{4-5} = \frac{M\omega - Me}{L} - \frac{qL}{2} = \frac{-14.36 + 0}{4.5} - \frac{5.32(4.5)}{2} = -15.16 \text{ KN}$$

2)-à droite :

$$v_e = v\omega + ql + \sum \overset{0}{\nearrow} P_i$$

➤ A L'ELU :

$$V_{e1-2} = V\omega_{1-2} + ql = -10.24 + 7.28*3.5 = 15.24 \text{ KN}$$

$$V_{e2-3} = V\omega_{2-3} + ql = -13.17 + 7.28*3.45 = 11.95 \text{ KN}$$

$$V_{e3-4} = V\omega_{3-4} + ql = -10.84 + 7.28*3.5 = 14.64 \text{ KN}$$

$$V_{e4-5} = V\omega_{4-5} + ql = -19.33 + 7.28*4.5 = 13.43 \text{ KN}$$

➤ A L'ELS :

$$V_{e1-2} = V\omega_{1-2} + ql = -7.50 + 5.32*3.5 = 11.12 \text{ KN}$$

$$V_{e2-3} = V\omega_{2-3} + ql = -9.63 + 5.32*3.45 = 8.72 \text{ KN}$$

$$V_{e3-4} = V\omega_{3-4} + ql = -6.59 + 5.32*3.5 = 12.03 \text{ KN}$$

$$V_{e4-5} = V\omega_{4-5} + ql = -15.16 + 5.32*4.5 = 8.78 \text{ KN}$$

- Moment de flexion maximal en travée :

$$M_t = M\omega - V\omega X_0 - \frac{qX_0^2}{2} - \sum P_i (X_0 - X_i)$$

a. Calcul de X_0 :

$$-X_0 = \frac{-V\omega}{q} = L - \frac{V\omega}{V_e - V\omega}$$

➤ A L'ELU :

$$X_{1-2} = \frac{-V\omega}{q} = \frac{10.24}{7.28} = 1.41 \text{ m}$$

$$X_{2-3} = \frac{-V\omega}{q} = \frac{13.17}{7.28} = 1.81 \text{ m}$$

$$X_{3-4} = \frac{-V\omega}{q} = \frac{10.84}{7.28} = 1.49 \text{ m}$$

$$X_{4-5} = \frac{-V\omega}{q} = \frac{19.33}{7.28} = 2.65 \text{ m}$$

➤ A L'ELS :

$$X_{1-2} = \frac{-V\omega}{q} = \frac{7.50}{5.32} = 1.41 \text{ m}$$

$$X_{2-3} = \frac{-V\omega}{q} = \frac{9.63}{5.32} = 1.81 \text{ m}$$

$$X_{3-4} = \frac{-V\omega}{q} = \frac{6.59}{5.32} = 1.24 \text{ m}$$

$$X_{3-4} = \frac{-V\omega}{q} = \frac{15.16}{5.32} = 2.85 \text{ m}$$

Moment de flexion maximal en travée :

➤ A L'ELU :

$$M_{t1-2} = M\omega - V\omega X_0 - \frac{qX_0^2}{2} = 0 + 10.24 (1.41) - \frac{7.28(1.41)^2}{2} = 9.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2-3} = M\omega - V\omega X_0 - \frac{qX_0^2}{2} = -8.74 + 13.17 (1.81) - \frac{7.28(1.81)^2}{2} = 3.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3-4} = M\omega - V\omega X_0 - \frac{qX_0^2}{2} = -6.62 + 10.84 (1.49) - \frac{7.28(1.49)^2}{2} = 1.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{t4-5} = M\omega - V\omega X_0 - \frac{qX_0^2}{2} = -13.27 + 19.33 (2.65) - \frac{7.28(2.65)^2}{2} = 12.40 \text{ KN.m}$$

➤ A L'ELS :

$$M_{t1-2} = M\omega - V\omega X_0 - \frac{qX_0^2}{2} = 0 + 7.5 (1.41) - \frac{5.32(1.41)^2}{2} = 5.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2-3} = M\omega - V\omega X_0 - \frac{qX_0^2}{2} = -6.39 + 9.63 (1.81) - \frac{5.32(1.81)^2}{2} = 2.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3-4} = M\omega - V\omega X_0 - \frac{qX_0^2}{2} = -4.84 + 6.59 (1.24) - \frac{5.32(1.24)^2}{2} = -0.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{t4-5} = M\omega - V\omega X_0 - \frac{qX_0^2}{2} = -14.36 + 15.16 (2.85) - \frac{5.32(2.85)^2}{2} = 7.24 \text{ KN.m}$$

L'ELU :

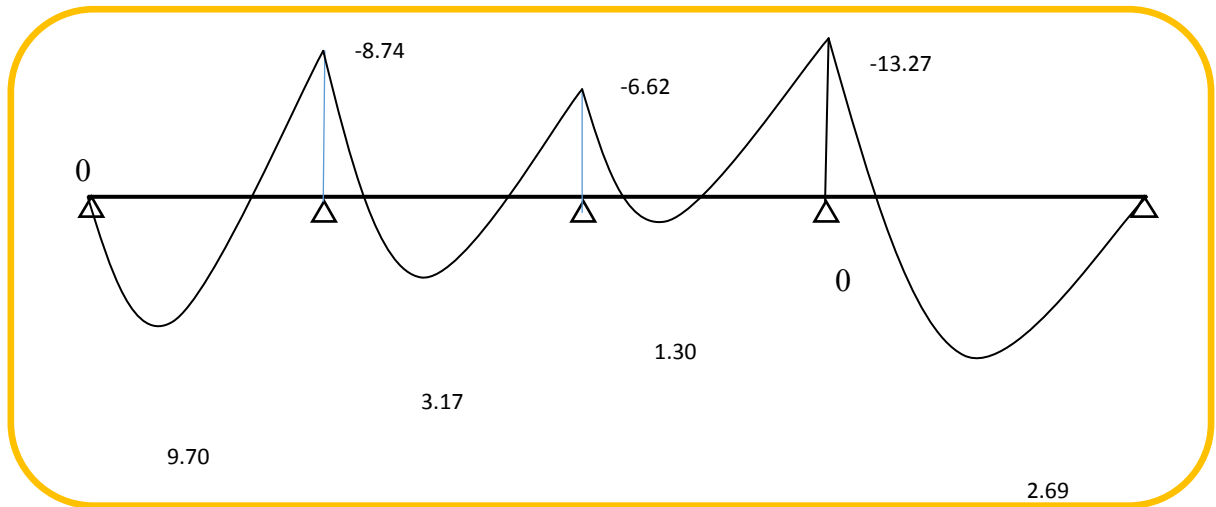


Figure III . 3 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU.

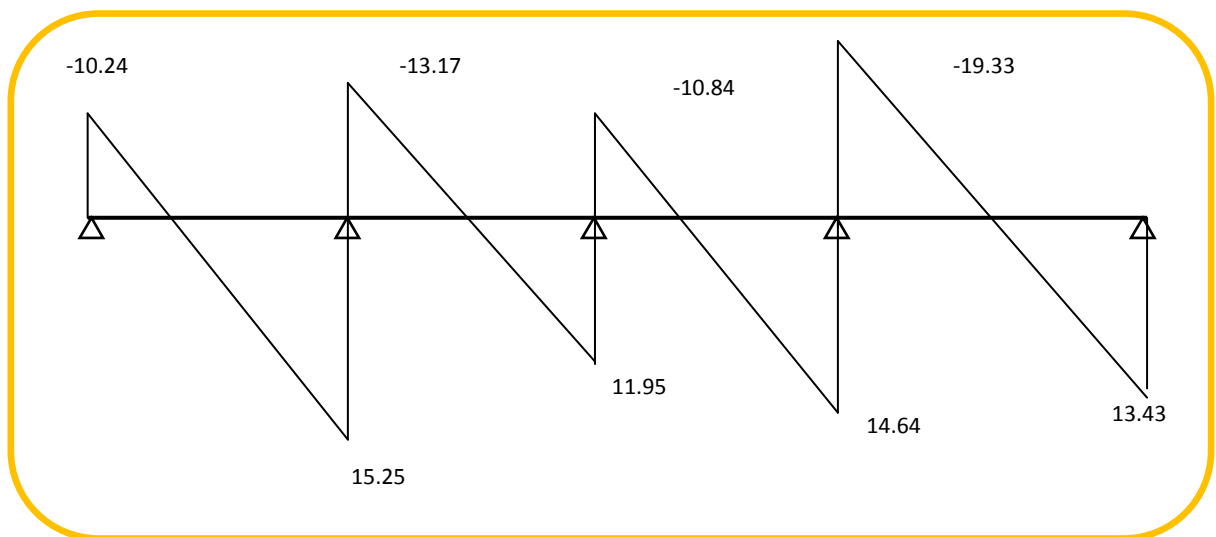


Figure III. 4 : Diagramme des efforts tranchants a l'ELU.

L'ELS :

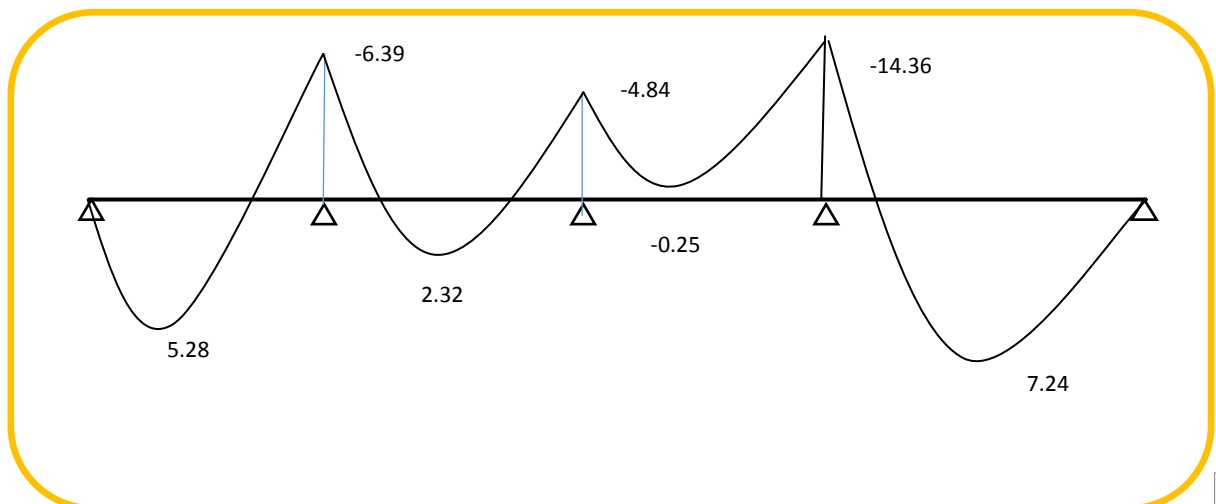


Figure III. 5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

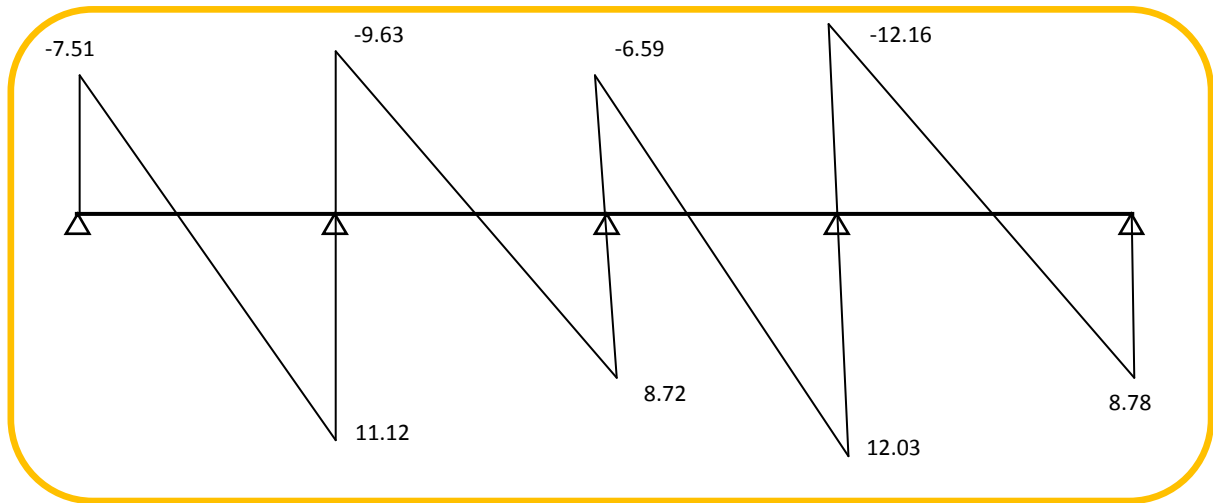


Figure III . 6 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

a. Moment sur l'appui :

Tableau III. 2 : les Moments sur l'appui.

	M_{a1} (KN.m)	M_{a2} (KN.m)	M_{a3} (KN.m)	M_{a4} (KN.m)	M_{a5} (KN.m)
ELU	0	-8.662	-6.62	-13.27	0
ELS	0	-6.39	-4.84	-14.35	0

a. Moment en travée :

Tableau III. 3 : les Moments sur travée.

	M_{t1} (KN.m)	M_{t2} (KN.m)	M_{t3} (KN.m)	M_{t4} (KN.m)
ELU	9.70	3.17	1.45	12.40
ELS	5.28	2.32	0.25	7.24

III.2.5. Calcul de la section d'armature :

a)-Les armatures longitudinales :

- A l'ELU:

Le calcul ce fait avec les moments maximaux en travées et sur l'appui.

- En travée :

Le moment maximal en travée : $M_{t \max} = 12.40 \text{ KN.m}$.

Le moment équilibré par la table de compression :-

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_{t \max} < M_0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression.

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h) :

- moment réduit :

$$\mu = M_{t \max} / b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$$

$$\mu = 12.40 \cdot 10^6 / 650 (180)^2 \cdot 17$$

$$\mu = 0.0346$$

- moment réduit limite :

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l) \quad \text{tel que } \alpha_l = 0.668 \quad \text{pour } f_c E400$$

$$\mu_l = 0.391$$

D'où :

$$\mu = 0,0346 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A_s = 0 \text{ (Pas d'armature comprimé).}$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) \quad \text{avec } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.044$$

$$Z = 0.18 (1 - 0.4 \cdot 0.044) = 0.177 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{Z \cdot f_{ed}} = \frac{0.8 \alpha \cdot d \cdot b \cdot \sigma_{bu}}{\sigma_{su}} = \frac{12.40 \cdot 10^6}{177 \cdot 348} = 201.31 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

On prend: $A_s = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$.

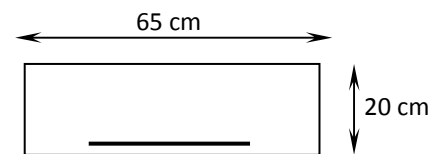
▪ **En appuis :**

Le moment maximal en travée : $M_{a \max} = 13.27 \text{ KN.m}$

$M_{a \max} < M_0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression.

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h) :

- moment réduit : $\mu = M_{a \max} / b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$



$$\mu = 13.27 \cdot 10^6 / 650 \cdot (180)^2 \cdot 17 \qquad \mu = 0.037$$

moment réduit limite :

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l) \quad \text{tel que } \alpha_l = 0.668 \quad \text{pour } f_c E400 \qquad \mu_l = 0.391$$

D'où:

$$\mu = 0,037 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow : \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.047$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 0.18 (1 - 0.4 \cdot 0.047) = 0.177 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{Z \cdot f_{ed}} = \frac{0,8\alpha \cdot d \cdot b \cdot \sigma_{bu}}{\sigma_{su}} = \frac{13.27 \cdot 10^6}{176 \cdot 348} = 216.66 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2.16 \text{ cm}^2 \qquad \text{On prend: } A_s = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2 .$$

• **Vérification des armatures a l'ELU :**

$$A_{St} \geq A_{\min} \qquad A_{Sa} \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{Fe} = \frac{0,23 \cdot (0.65) \cdot (0.18) \cdot (2.1)}{400} = 1.41 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{Sa} = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifié.}$$

$$A_{St} = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifié.}$$

□.2.6.Vérification des contraintes normales a l'ELS :

➤ **Dans le béton :**

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé.

$$\sigma_{bc} = K \cdot y$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} K = \frac{M_{ser}}{I} \\ Y : \text{est la solution de l'équation suivante } : \frac{b}{2} y^2 + 15(A_s + A_s')y + 15(Ad - A'd') \\ I : \text{Moment d'inertie } : I = \frac{by^3}{3} + 15(A_s(d - y)^2 + A_s'(y - d')^2) \end{array} \right.$$

☞ **En travée :**

$$As' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} y^2 + (15A_s)y - 15 A_s d = 0$$

$$32.5y^2 + 33.9y - 610.2 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = (33.9)^2 - 4(32.5)(-610.2) = 80475.21 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 283.68$$

$$Y_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-33.9 - 283.68}{2(32.5)} = -4.89 \text{ cm}$$

$$Y_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-33.9 + 283.68}{2(32.5)} = 3.84 \text{ cm}$$

$$Y = 3.84 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{65(3.84)^3}{3} + 15(2.26(18 - 3.84)^2)$$

$$I = 8023.97 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$$

$$M_{ser} = \max(5.28, 2.32, 0.25, 7.24) = 7.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 7.24 \text{ KN.m}$$

$$Y = 3,84 \text{ cm}$$

$$I = 8023.97 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.24 \cdot 10^6}{8023.97 \cdot 10^4} \cdot 3.84 \cdot 10$$

$$\sigma_{bc} = 3.464 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 3.464 < \overline{\sigma_{bu}} = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

☞ **En appuis :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bu}} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$$

$$\text{Avec :} \quad M_{ser} = 14.36 \text{ KN.m} = 14.36 \cdot 10^6 \text{ N.mm}$$

$$I = 8023.97 \text{ cm}^4 = 8023.97 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$y = 3,84 \text{ cm} = 38.4 \text{ mm}$$

$$\text{Donc :} \quad \sigma_{bc} = \frac{14.36 \cdot 10^6}{8023.97 \cdot 10^4} \cdot 38.4 \quad \sigma_{bc} = 6.87 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 6.87\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bu} = 18\text{MPa}$ condition vérifié.

➤ **Dans l'acier :**

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

$\bar{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa}$ (La fissuration est peu nuisible).

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

☞ **En travée :**

On doit vérifier que : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = n \cdot \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \cdot \frac{7.24 \cdot 10^6}{8023.97 \cdot 10^4} (180 - 38.4)$$

$\sigma_s = 191.65 \text{ MPa}$

Calcule $\bar{\sigma}_s$:

Pour une fissuration peu préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa}$

Donc : $\sigma_s = 191.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$ condition vérifié.

☞ **En appuis :**

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

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y) \quad n = 15$$

$M_{ser} = 14.36 \text{ KN.m}$ $I = 8023.97 \text{ cm}^4$ $d = 18 \text{ cm}$ $Y = 3.84 \text{ cm}$ $\bar{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 15 \frac{14.36 \cdot 10^6}{8023.97 \cdot 10^4} (180 - 38.4) = 380.12 \text{ MPa}$$

Donc:

$\sigma_s = 380.12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$ condition vérifié.

III.2.7. Vérification des efforts tranchants :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa})$

Avec : $\tau_u \leq \frac{v_u \max}{b_0 \cdot d}$

$$V_u \max = V_{e1-2} = 15.24 \text{ KN} \quad \tau_u = \frac{15.24}{0,12 \cdot 0,18} = 705.56 \text{ KN/m}^2 \quad \tau_u = 0,705 \text{ N/mm}^2$$

$$0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,2 \frac{30}{1,5} = 4 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau\bar{u} = \min(4 ; 5 \text{ MPa}) \quad \tau\bar{u} = 4 \text{ MPa}$

Donc : $\tau u = 0,705 < \tau\bar{u} = 4 \text{ MPa}$ **condition vérifié.**

Les armatures transversaux Φt :

$$\Phi t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \Phi_l \right\}$$

Avec : $\frac{h}{35} = \frac{20}{35} = 0,571 \text{ cm} = 5.71 \text{ mm} \quad \frac{b_0}{10} = \frac{12}{10} = 1.2 \text{ cm} = 12 \text{ mm} \quad \Phi t = 10 \text{ mm}$

Donc : $\Phi t \leq \min \{ 5,71 \text{ mm} ; 12 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} \}$

$$\Phi t \leq 5.71 \text{ mm} \rightarrow \Phi t = 6 \text{ mm}$$

Espacement :

$$St \leq \min \{ 0.9 d ; 40 \text{ cm} \} \quad 0.9 d = 0.9(18) = 16.2 \text{ cm}$$

Donc : $St \leq \min \{ 16.2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$

$$St \leq 16.2 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad St = 15 \text{ cm}$$

III.2.8. Ferrailage de la dalle de compression :

On ferraille la dalle de compression suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferrailage et en treillis soudé.

Les conditions suivantes doivent être respectées :

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Produire un effet de répartition entre nervures aux voisinages des charges localisées notamment celles correspondantes aux cloisons.
- Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :
 - ✓ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
 - ✓ 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit :

A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures (A en cm^2 sur un mètre de nervures).

$$\text{Si : } L \text{ (écartement entre axe des nervures)} \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A > 200 / f_e$$

$$\text{Si : } 50 \leq L \leq 80 \Rightarrow A = 4 \cdot L / f_e \quad (L \text{ en cm})$$

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 4 cm d'épaisseur.

Soit : L : l'écartement entre les nervures « L= 65 cm ».

f_e : 400 bars pour les treillis soudés de $\phi \leq 6$ mm.

D'ou : $A_{per} = 4 \times 0.65 / 4 = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On adopte : $A_{per} = 5 \phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2$

Pour la section des armatures parallèles aux nervures, on prend :

$A_{par} = A_{per} / 2 = 0.49 \text{ cm}^2$

On adopte : $A_{par} = 5 \phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2$

Donc on adopte un treillis soudé $T_s =$ (Treillis soudé en $\phi 5$ (200 x 200))

Schéma de ferraillage des planchers :

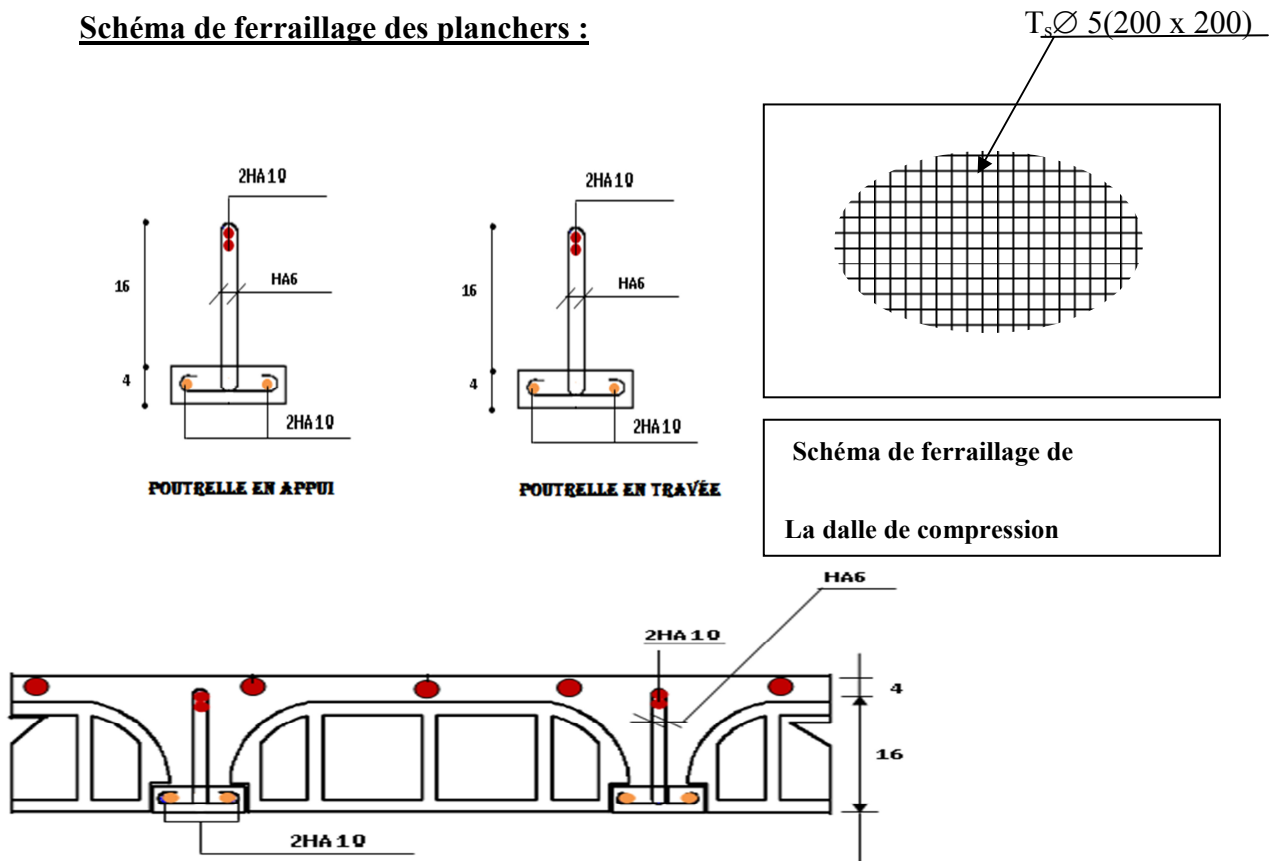


Figure III. 7 : Ferraillage de la poutrelle et de la dalle de compression

III.3.ACROTÈRE:

1-Définition :

L'acrotère est un élément non porteur qui coiffe le bâtiment ; il est en béton armé assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse.

Le calcul se fait pour une bande de 1m linéaire à la flexion composée qui est due à l'effort normal (poids propre de l'acrotère) et à un moment fléchissant M.

L'acrotère est exposée aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas le calcul se feraa l'ELU, et a l'ELS.

Dimension de l'acrotère :

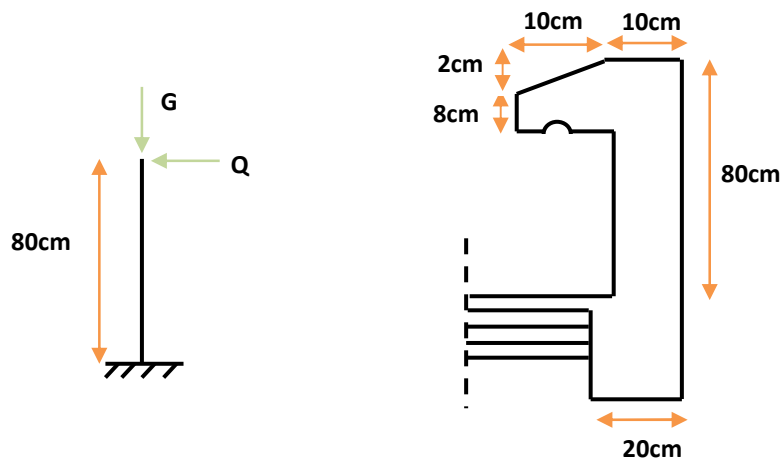


Schéma statique :

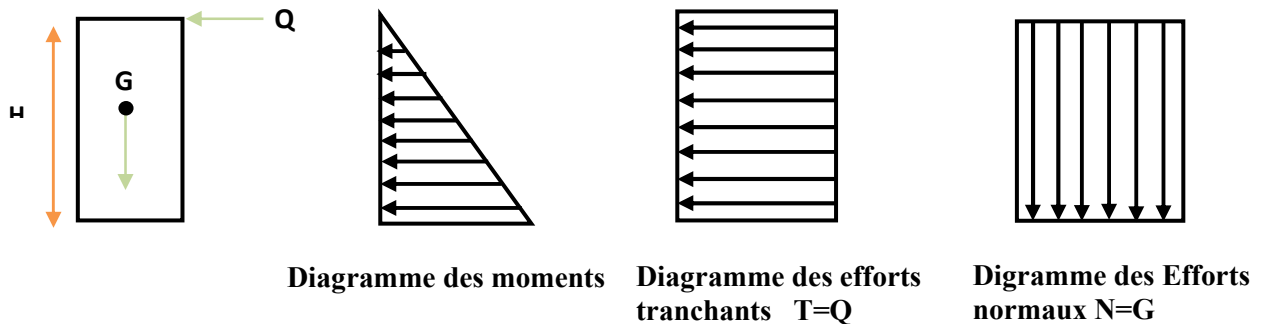


Figure III. 8 : Schéma statique de l'acrotère.

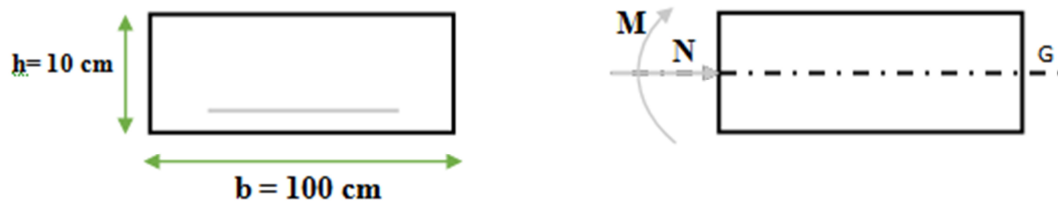
Détermination des sollicitations :

Figure III. 8 : Schéma des sollicitations.

Poids propre des l'acrotère : $G = \delta_{B.A} * S$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta = 25 \text{ KN/m}^3 \\ S = 0.089 \text{ m}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow G = 2.225 \text{ kn/m.}$$

- Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ kn/m}$
- Effort normal dû au poids propre : $G : N_G = G * 1 = 2.225 \text{ kn.}$
- Effort tranchant : $V_u = 1.5Q * 1 = 1.50 \text{ kn.}$
- Moment fléchissant max dû a la surcharge Q : $M_q = Q * H * 1 = 0.8 \text{ kn.}$
- **La force sismique F_p :**

D'après le RPA 99 V 2003 (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 : $F_p = 4A C_p W_p$.

OU : A : coefficient d'accélération de la zone et de groupe d'usage appropriée.

C_p : facteur de force horizontale.

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas on a :

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

CP : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 dans le tableau (6.1, RPA99 /2003))
 $CP = 0,80$ (élément en console)

$W_p = 2,225 \text{ kn /ml.}$

Donc : $F_p = 4 * 0,15 * 0,8 * 2,225 = 1,068 \text{ kn /ml.}$

Combinaison de sollicitation :

- A L'ELU: $\left\{ \begin{array}{l} N_U = 1,35 G = 3 \text{ KN.} \\ M_U = 1,5 * Q * H = 1,2 \text{ kn.m} \end{array} \right\}$
- A L'ELS: $\left\{ \begin{array}{l} N_S = N_G = 2,225 \text{ KN} \\ M_S = Q * H = 0,8 \text{ KN.M} \end{array} \right\}$

Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donnée par mètre linéaire (1ml) .celui-ci devra assurer la résistance d'une pièce rectangulaire ($b \cdot h$) cm^2 soumise a la flexion composée.

h : épaisseur de la section = 10 cm

b : largeur de la section = 100 cm.

c et c' : enrobage : 2 cm .

$d=h-c$: hauteur ultime : 8 cm.

M_f : moment fictif calculé par rapport au CDG des armateurs tendus.

A) calcul de ferrailage a l'ELU :

Position de centre de pression a l'ELU : $e_u = \frac{M_U}{N_U} = \frac{1,2 \cdot 10^2}{3} = 40 \text{ cm.}$

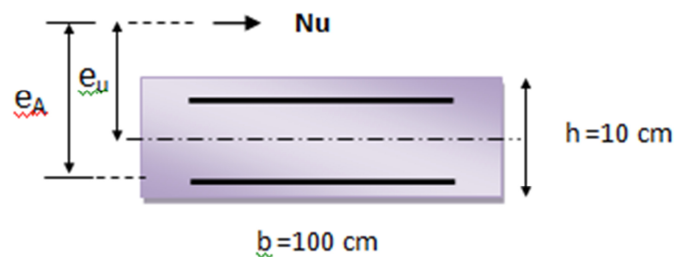


Figure III.. 9 : schéma des dimensions pour ferrailage d'acrotère.

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

$\frac{h}{2} - c < e_u \leftrightarrow$ le centre de pression se trouve a l'extérieur de la section limitée par les armateurs d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f , puis en flexion composée ou la section d'armatures sera déterminé en fonction de celle déjà calculée .

Calcul en flexion simple :

$$\text{Le moment fictif : } M_f = N_u \cdot e_f \left\{ e_y = e_u + \frac{h}{2} - c = 40 - \frac{10}{2} - 2 = 43 \right\}$$

$$M_f = 3 \cdot 0,43 = 1,29.$$

✓ Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,29 \cdot 10^{-3}}{1(0,08)^2 \cdot 17} = 0,012 \quad \text{Avec : } f_{bu} = 17 \text{ mpa}$$

$\mu = 0,012 < \mu_1 = 0,392$ donc la section est simplement armée, donc $A'_s = 0$ (pas d'armature comprimée).

✓ Armature fictif :

$$A_f = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad \text{avec } \beta = (1 - 0,4 \alpha) \quad \text{Donc : } \beta = (1 - 0,4 \alpha) = 0,992$$

$$A_f = \frac{1,29 \cdot 10^6}{0,992 \cdot 80 \cdot 348} = 47 \text{ mm}^2 = 0,47 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section réelle des armatures en flexion composée :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 0,47 - \frac{3 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

B) vérification a L'ELU :**Condition de non fragilité :**

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la (C.N.D) : $A_s \geq A_{\min}$.

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{es - 0,45d}{es - 0,185d} = 0,23 \cdot 100 \cdot 8 \cdot \frac{2,4}{400} \cdot \frac{35 - 0,45 \cdot 8}{35 - 0,185 \cdot 8}$$

$$A_{\min} = 1,03 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} es = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,8}{2,225} = 0,35m \\ F_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,4 \text{ MPA} \end{array} \right\}$$

Donc : $A_s = 0,26 \text{ cm}^2 \leq A_{\min} = 1,03 \text{ cm}^2$. Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieur a celle calculé a l'ELU, alors on adopte : $A_s = A_{\min} = 0,91 \text{ cm}^2$.

$$A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

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

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,503 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Repartie sur 80 cm de hauteur avec un espacement :

$$S_t = \frac{80}{4} = 20 \text{ cm}$$

Vérification au cisaillement (ARTIII .2/ BAEL 91) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{cj} ; 4 \text{ mpa}) = 3,25$$

$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$: avec τ_u : la contrainte de cisaillement.

$$V_u = 1,5 Q = 1,5 * 1 = 1,5 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{1500}{1000 * 80} = 0,01875 \text{ MPa} \leq 3,25 \text{ MPa}$$

Donc la condition est vérifiée il n'y a pas un risque de cisaillement.

C) vitrification des contraintes à l'ELS :

L'acrotère est exposée aux intempéries donc la fissuration est prise comme préjudiciable ou on doit vérifier que :

▪ Pour le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bu} \leq \bar{\sigma}_{bu}$.

$$\bar{\sigma}_{bu} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ mpa}$$

σ_{bu} : *constraint* Maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bu} = k \cdot y$)

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \quad \text{avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d)^2] \\ y: \text{position de l'axe neutre} \end{array} \right\} \text{moment d'inertie.}$$

▪ Position de l'axe neutre :

$$by + 30(A_s + A'_s)y - 30(d A_s + A'_s y) = 0$$

$$y = 1,28 \text{ cm}$$

• Calcul de moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \text{ on a } I = 1431,43 \text{ cm}^4;$$

D'où : $k = 55,88 \text{ N/cm}^3$.

$$\sigma_{bu} = 55,88 * 1,28 * 10^{-2} = 0,72 \text{ mpa.}$$

$$\sigma_{bu} = 0,72 \text{ mpa} \leq \overline{\sigma_{bu}} = 15 \text{ mpa} ; \text{ donc la condition est vérifiée.}$$

▪ Pour l'acier :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right] = 201,6 \text{ mpa} . \text{ Avec } \eta = 1,6$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} . f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} . \quad \text{Donc : } \sigma_s = 201,6 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = n * k * (d - y) \quad \text{tel que : } n = 15 .$$

$$\sigma_s = 56,33 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 201,6 \text{ MPa} \quad \text{donc condition vérifiée}$$

D) vérification de l'écartement des barres.

• Armatures verticales : $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$

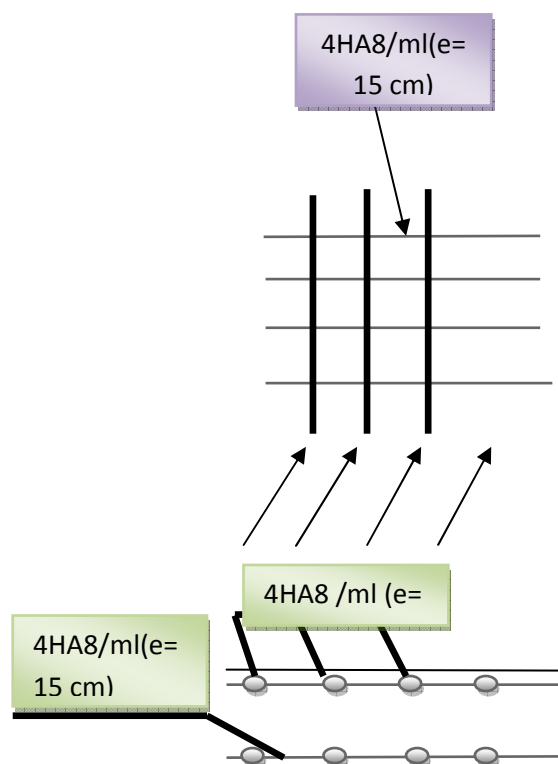
$$S_t \leq \min(3 h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} .$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \quad \text{donc condition vérifiée}$$

• Armatures de répartition :

$$S_t \leq \min(4 h ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} .$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm} .$$



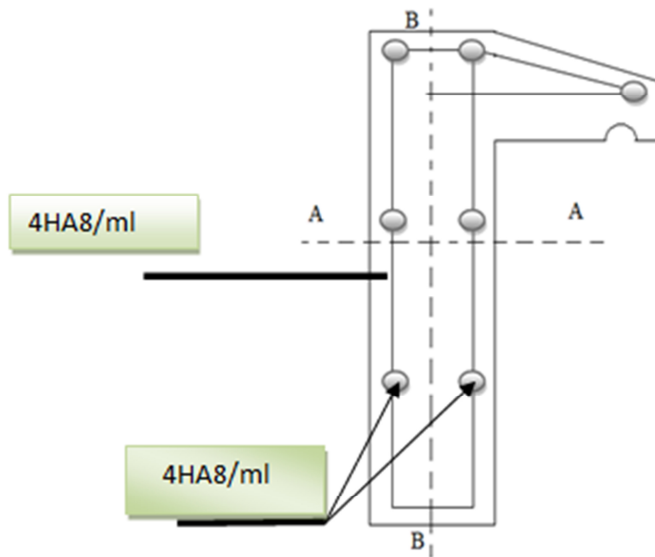


Figure III. 10 : schéma du ferraillage de l'acrotère.

III.4. Etude du Balcon:

Définition:

Le balcon est une dalle pleine encastrée dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre

Les Combinaisons :

Tableau III. 4 : Les Combinaisons d'action.

Charges	G(KN/ml)	Q(KN/ml)	$q_u=1,35G+1,5Q$	$q_{ser}=G+Q$
Réparties1	6.49	3,5	14.011	9.99

Ferraillage d'un balcon :

Le balcon est considéré comme une poutre en console soumise à la flexion simple et fissuration préjudiciable. Le calcul se fait par une bande de 1 ml.

Schéma statique de calcul :

Le balcon est considéré comme une poutre en console encastrée dans un côté et libre dans l'autre.

Force concentrée du eau poids de garde-corps en maçonnerie:

$$p=1.28\text{KN/ml}$$

$$p_s = 0.95 \text{ KN/ml}$$

Les moments et Les efforts tranchant:

$$\text{L'ELU:} \quad M_u = pl + \frac{q_u l^2}{2} T_u = p + q_u l$$

Tableau III. 5 : Les moments et Les efforts tranchant à l'ELU.

L'ELU	M_u (KN.m)	T_u (KN)
Balcon1 :(L= 1.70m)	22.421	25.098
Balcon2 :(L= 1m)	8.285	15.291

L'ELS:

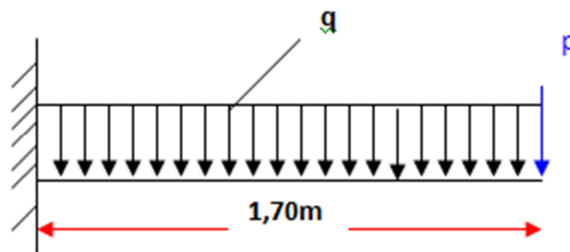
$$M_s = pl + \frac{q_s l^2}{2} T_s = p + q_s l$$

Tableau III. 6 : Les moments et Les efforts tranchant à l'ELS.

L'ELS	M_u (KN.m)	T_u (KN)
Balcon1 :(L= 1.70m)	16.050	17.933
Balcon2 :(L= 1m)	5.945	10.94

Ferrailage de balcon :

Le ferrailage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est très préjudiciable En considérant une section de **1.00 m** de largeur et de **15 cm** d'épaisseur

Balcon01 :**Figure III. 11 : schéma statique de l'ensemble de balcon1.****Armature principale :**

$$b = 1\text{m}, \quad h = 17\text{ cm}, \quad d = 0.9 h = 15.3\text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{22.421 \times 10^6}{1000 \times (153)^2 \times 17} = 0.056$$

D'où : $\mu_{bu} = 0.056 < \mu_l = 0.391$ \Rightarrow "A_s' = 0" on n'a pas des armatures comprimées"

$$\mu_{ser} = \frac{M_{ser}}{bd^2 f_{bu}} \quad \mu_{ser} = \frac{16.050 \times 10^6}{1000 \times (153)^2 \times 17} = 0.0403$$

D'où : $\mu_{bu} = 0.0403 < \mu_l = 0.391$ \Rightarrow "A_s' = 0" on n'a pas des armatures comprimées"

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.056}) \quad \alpha = 0.072$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 15.3 \times (1 - 0.4 \times 0.072) \quad Z = 14.86 \text{ cm}$$

On à : $A_u = \frac{M_u}{Z \times f_{ed}}$

$$A_u = \frac{22.421 \times 10^6}{148.6 \times 348} = 4.33 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA12 = 4.52 cm² Avec : $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 30$ cv

Armatures de répartition:

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

Soit : 4HA8 = 2.01 cm² Avec : $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 30$ cv

Vérification à L'ELU:

Condition de non fragilité:

$$A_l \geq A_{\min} \quad A_r \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 1.53 \times \frac{2.4}{400}$$

$$A_{\min} = 2.11 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 4.52 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 2.11 \text{ cm}^2 \quad \text{cv}$$

$$A_r = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 2.11 \text{ cm}^2 \quad \text{cv}$$

Vérification de disposition d'armatures:

Armatures longitudinales:

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(51\text{cm} ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Avec : h : l'épaisseur du balcon = 17cm

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

Armatures de répartition:

$$S_t \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = \min(68\text{cm} ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u \leq \tau_u = \min(0,15 f_{c28} ; 5\text{MPa})$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd} = \frac{25.098 \times 10^3}{1000 \times 153} = 0.164 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \min(4.5 ; 5\text{MPa}) = 4\text{MPa} \Rightarrow \tau_u \leq \tau_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

Vérifications à ELS :

La fissuration est peu nuisible, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18\text{MPa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = K * y$) :

$$\text{tel que : } K = \frac{M_{SER}}{I} \quad I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_S(d-y)^2 + A'_S(y-d')^2]$$

Position de l'axe neutre pour une section rectangulaire :

$$y = \frac{15(A_S + A'_S)}{b} \left[-1 + \sqrt{\frac{(d A_S + d' A'_S) b}{7.5 (A_S + A'_S)^2} + 1} \right]$$

A'_S : la section des armatures comprimées est égale à 0.

$$\text{Donc : } y = \frac{15 A_S}{b} \left[-1 + \sqrt{\frac{d * b}{7.5 A_S} + 1} \right] = \frac{15 * 4.52}{100} \left[-1 + \sqrt{\frac{100 * 15.3}{4.52 * 7.5} + 1} \right] \quad y = 3.92 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b * y^3}{3} + 15 \cdot [A_S(d-y)^2] = \frac{100 * 3.92^3}{3} + 15 \cdot [4.52 (15.3 - 3.92)^2]$$

$$I = 9292.61 \text{ cm}^4$$

Mser (kN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K N/mm ³	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
16.050	4.52	9292.6 1	3.92	0.172	6.74	17	condition vérifié

Tableau III.7 :Les Vérifications à ELS :

Vérification des contraintes maximales dans l'acier :

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

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right\} = \min \left\{ 266.67 MPa; 215.55 MPa \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 215.55 MPa$$

$$\sigma_s = 21.35 MPa \leq \bar{\sigma}_s = 215.55 MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.17}{1.7} = 0,10 \geq 0.0625 \quad \text{condition vérifié.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_a} \Rightarrow \frac{0.17}{1.7} = 0,10 \geq 0.1 \quad \text{condition vérifié.}$$

$$\frac{A}{d * b_0} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 * 15.3} = 0.0029 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{condition vérifié.}$$

Conclusion :

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

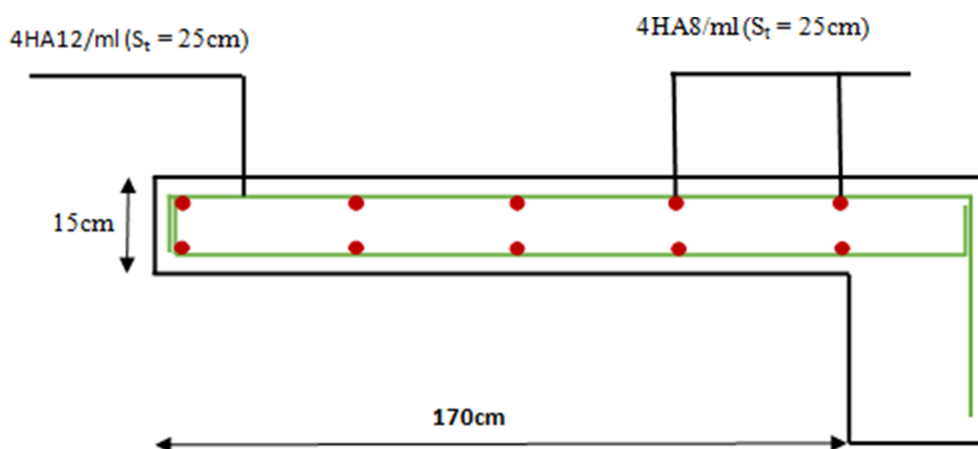
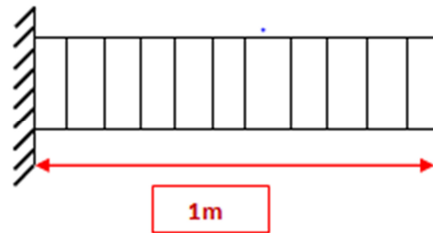


Figure III. 12 : Schéma de ferrailage de balcon1

Balcon 02 :**Figure III. 13 : schéma statique de l'ensemble de balcon2.****Armature principale :**

$$b = 1\text{ m}, \quad h = 15\text{ cm}, \quad d = 0.9 h = 13.5\text{ cm} \quad \mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{8.285 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 17} = 0.026$$

D'où : $\mu_{bu} = 0.026 < \mu_f = 0.391 \quad \Rightarrow \quad "A_s' = 0"$ on n'a pas des armatures comprimées"

$$\mu_{ser} = \frac{M_{ser}}{bd^2 f_{bu}} \quad \mu_{ser} = \frac{5.445 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 17} = 0.017$$

D'où : $\mu_{bu} = 0.017 < \mu_f = 0.391 \quad \Rightarrow \quad "A_s' = 0"$ on n'a pas des armatures comprimées"

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.026}) \quad \alpha = 0.032$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 13.5 \times (1 - 0.4 \times 0.032) \quad Z = 13.32\text{ cm}$$

On à : $A_u = \frac{M_u}{Z \times f_{ed}} \quad A_u = \frac{8.285 \times 10^6}{133.2 \times 348} = 1.78\text{ cm}^2$

Soit : $5HA8 = 2.51\text{ cm}^2$ Avec : $St = \frac{100}{5} = 20\text{ cm} < 30\text{ cv}$

Armatures de répartition:

$$A_t = \frac{A_u}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63\text{ cm}^2$$

Soit : $4HA8 = 2.01\text{ cm}^2$ Avec : $St = \frac{100}{4} = 25\text{ cm} < 30\text{ cv}$

Vérification à L'ELU:**Condition de non fragilité:**

$$A_l \geq A_{\min} \quad A_r \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.135 \times \frac{2.4}{400}$$

$$A_{\min} = 1.86 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2.51 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.86 \text{ cm}^2 \quad \text{cv}$$

$$A_r = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.86 \text{ cm}^2 \quad \text{cv}$$

Vérification de disposition d'armatures:

Armatures longitudinales:

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm} ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Avec : h : l'épaisseur du balcon = 15cm

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \quad \square \text{ Condition vérifiée}$$

Armatures de répartition:

$$S_t \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = \min(60\text{cm} ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \quad \square \text{ Condition vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u \leq \tau_U = \min(0,15 f_{c28} ; 5\text{MPa})$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd} = \frac{15.29 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.113 \text{ Mpa}$$

$$\tau_U = \min(4.5 ; 5\text{MPa}) = 4.5\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u \leq \tau_U \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

Vérifications à ELS :

La fissuration est peu nuisible, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18\text{MPa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = K * y$) :

$$\text{tel que : } K = \frac{M_{SER}}{I}$$

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

Position de l'axe neutre pour une section rectangulaire :

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[-1 + \sqrt{\frac{(d A_s + d' A'_s)b}{7.5 (A_s + A'_s)^2} + 1} \right]$$

A's : la section des armatures comprimées est égale à 0.

Donc : $y = \frac{15 A_s}{b} \left[-1 + \sqrt{\frac{d*b}{7.5 A_s} + 1} \right] = \frac{15*2.51}{100} \left[-1 + \sqrt{\frac{100*13.5}{2.51*7.5} + 1} \right]$

y = 2.83 cm

$$I = \frac{b*y^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2] = \frac{100*4.01^3}{3} + 15[5.65(13.5-4.01)^2]$$

I = 5041.91cm⁴

Tableau III. 7 : Les Vérifications à ELS

Mser (kN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K N/mm ³	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
5.945	2.51	7322.8 7	2.83	0.117	3.34	18	condition vérifié

Vérification des contraintes maximales dans l'acier :

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

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right\} = \min \left\{ 266.67 MPa; 215.55 MPa \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 215.55 MPa$$

$$\sigma_s = 21.35 MPa \leq \bar{\sigma}_s = 215.55 MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{1} = 0,15 \geq 0.0625 \quad \text{condition vérifié.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_a} \Rightarrow \frac{0.15}{1} = 0,15 \geq 0.1 \quad \text{condition vérifié.}$$

$$\frac{A}{d \cdot b_0} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.51}{100 \cdot 13.5} = 0.0018 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ condition vérifié.}$$

Conclusion :

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

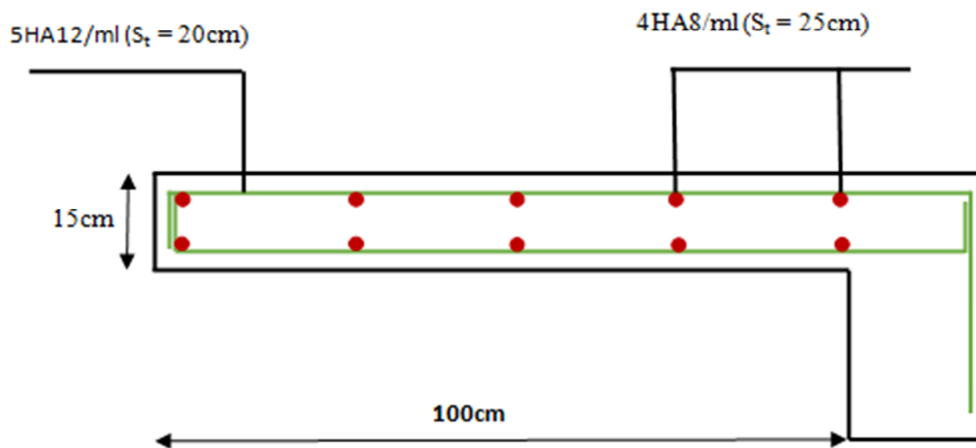


Figure III. 14 : Schéma de ferrailage de balcon2

III.5. Etude d'escalier :

Définition :

Les escaliers servent à relier par des gradins successifs, les divers niveaux d'une construction.

Les escaliers de notre bâtiment sont de type droit avec trois volées composées d'une paillasse en béton armé et de marches rectangulaires.

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1 m**.

La fissuration est considérée comme peu nuisible car les escaliers ne sont pas soumis aux intempéries. La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

Calcul de ferrailage :(volée 1 et 2)

A. Calcul des sollicitations :

Tableau III. 8 : Les sollicitations.

Les charges	paillasse	Palier de repos
Charge permanente G [KN/m ²]	8.91	5.15
Charge d'exploitation Q [KN/m ²]	2.5	2.5

a) Combinaisons des charges :

➤ L'ELU :

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

- Paillasse : $P_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 8.91) + (1.5 \times 2.5) = 15.78 \text{ KN/m}$.
- Palier de repos : $P_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.15) + (1.5 \times 2.5) = 10.70 \text{ KN/m}$

➤ L'ELS :

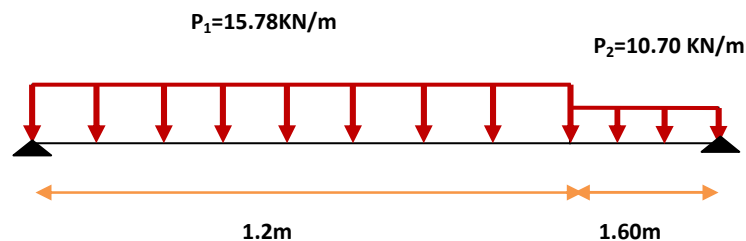
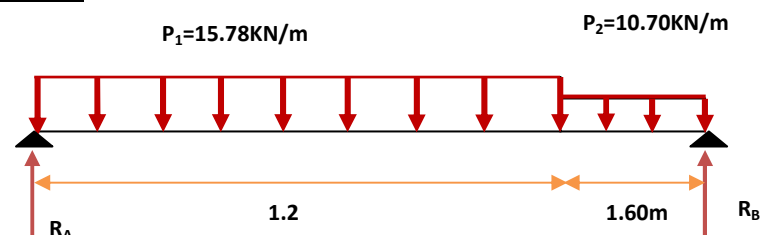
$$P_s = G + Q$$

- Paillasse : $P_s = G + Q = 8.91 + 2.5 = 11.41 \text{ KN/m}$
- Palier de repos : $P_s = G + Q = 5.15 + 2.5 = 7.65 \text{ KN/m}$

Exemple de ferrailage

b) Calcul des sollicitations :

- à L'ELU :

• Schéma statique :• Calcul des réactions :

$$\sum F_y = 0 \implies R_A + R_B = P_1 * 1.2 + P_2 * 1.60$$

$$\implies R_A + R_B = (15.78 * 1.20) + (10.70 * 1.60) = 36.06 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 36.06 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0 \implies (R_B * 2.80) - (P_1 * 1.2^2 / 2) - (P_2 * 1.6 * 2) = 0$$

$$R_B = 16.29 \text{ KN}$$

$$\sum M_B = 0 \implies (R_A * 2.80) - (P_2 * 1.60^2 / 2) - (P_1 * 1.2 * 2.2) = 0 \quad R_A = 19.80 \text{ KN}$$

Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

Tronçon 1 : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.2 \text{ m}$:

$$T(x) = -P_1(x) + R_a$$

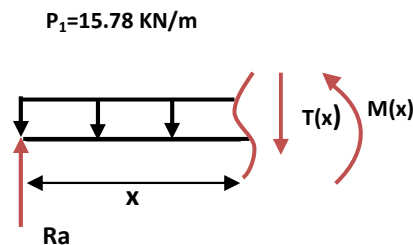
$$T(x) = -15.78x + 19.80$$

$$\implies \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 19.80 \text{ KN.} \\ T(1.2) = 0.864 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$M(x) = -P_1(x^2)/2 + R_a(x)$$

$$M(x) = -7.89x^2 + 19.78x$$

$$\implies \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.20) = 12.37 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



Tronçon 2 : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.60 \text{ m}$:

$$T(x) = P_2(x) - R_B$$

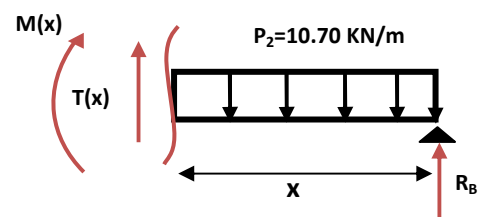
$$T(x) = 10.70x - 16.29$$

$$\implies \left\{ \begin{array}{l} T(0) = -16.29 \text{ KN.} \\ T(1.60) = 0.83 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$M(x) = -P_2(x^2)/2 + R_B(x)$$

$$M(x) = -5.35(x^2) + 16.29(x)$$

$$\implies \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.60) = 12.37 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



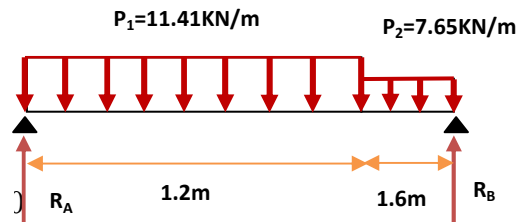
Remarque :

On a: $M_u \max = 12.37 \text{KN.m}$

$T_u \max = 19.80 \text{KN}$

➤ **A L'ELS :**

• **Calcul des réactions :**



$\sum F_y = 0 \implies R_A + R_B = P_1 * 1.2$

$\implies R_A + R_B = 11.41 * 1.2 + 7.65 * 1.6$

$R_A + R_B = 25.93 \text{ KN}$

$\sum M/A = 0 \implies R_B (2.8) - P_1 \frac{(1.2)^2}{2} - (P_2 * 1.6 * 2)$

$R_B = 11.68 \text{ KN}$

$\sum M/B = 0 \implies R_A (2.8) - P_2 \frac{(1.6)^2}{2} - (P_1 * 1.2 * 2.2)$

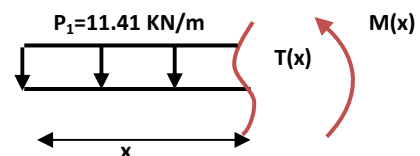
$R_A = 14.26 \text{ KN}$

★ **Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :**

❖ **Tronçon 1 : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.2 \text{ m}$:**

$T(x) = -P_1(x) + R_A$

$\implies \begin{cases} T(0) = 14.26 \text{ KN} \\ T(1.2) = 0.568 \text{ KN} \end{cases}$



$M(x) = -P_1(\frac{x^2}{2}) + R_A(x)$

$M(x) = -5.19(x^2) + 14.26x$

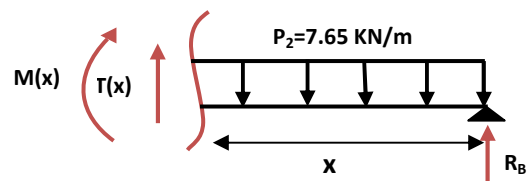
$\implies \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.2) = 9.64 \text{ KN.m} \end{cases}$

❖ **Tronçon 3 : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.6 \text{ m}$:**

$T(x) = P_2(x) - R_B$

$T(x) = 7.65x - 11.68$

$\implies \begin{cases} T(0) = -11.68 \text{ KN} \\ T(1.6) = 0.56 \text{ KN/m} \end{cases}$



$$M(x) = - P_2\left(\frac{x^2}{2}\right) + R_B(x)$$

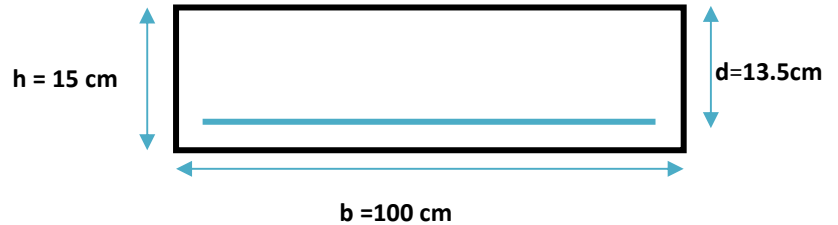
$$M(x) = - 3.82 x^2 + 11.68 x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.6) = 8.86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque :

On a: $M_{smax} = 9.64 \text{ KN.m}$

$T_{smax} = 14.26 \text{ KN}$



B. Ferrailage :

❖ **Calcul du ferrailage à L'ELU :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1m**. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable (**FPP**). La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

➤ **Calcul des armatures :**

1) Armature longitudinale :

$h = 15\text{cm}; b = 100 \text{ cm}; d = 0.9 \times h = 13.5 \text{ cm}; \gamma_b = 1.5; \gamma_s = 1.15;$

$F_{eE400}; F_{cd} = 348 \text{ MPa}; f_{c28} = 30\text{MPa}; F_{bu} = 17\text{MPa}; f_{t28} = 2.4\text{MPa}$

$\mu_{bu} = M_{u \max} / b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 12.37 \cdot 10^6 / 1000 \cdot (135)^2 \cdot 17 \mu_{bu} = 0.039$

$\mu_{lu} = 0.8\alpha_l (1 - 0.4\alpha_l)$ avec : $\alpha_l = 0.668$

$\mu_{bu} = 0.039 < \mu_{lu} = 0.391 \quad A_s' = 0 \implies$ (Pas d'armature comprimé).

On a: $\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.049$

$Z_b = d (1 - 0.4 \alpha) = 13.24\text{cm}$

$A_{sl} = M_{u \max} / Z_b \cdot f_{cd} = 2.69\text{cm}^2$

$A_s = 2.70 \text{ cm} \implies$ **on adopte:** 4 HA12 = 4.52 cm²

Avec: $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \quad St = 25 \text{ cm}$

2) Armature de répartition :

$A_{rep} = \frac{A_l}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \implies$ 4HA10 = 3.14cm²

Avec: $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$ $St = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérification:**

1) Condition de non fragilité:

$$\begin{cases} A_l \geq A_{min} \\ A_t \geq A_{min} \end{cases} \implies A_{min} = 0,23 b d (f_{t28} / f_e)$$

$A_{min} = 0,23 (100) (13.5) \frac{2.1}{400} = 1.86 \text{ cm}^2$ $A_{min} = 1.86 \text{ cm}^2$

$$\begin{cases} A_l = 4.52 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.86 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifié.} \\ A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.86 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifié.} \end{cases}$$

2) Vérification des dispositions d'armatures : (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99)

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

• **Armature longitudinale :**

$St \leq \min (3h, 33\text{cm}) = \min (45; 33) = 33\text{cm}$

Avec : $h = \text{l'épaisseur de la paillasse } (h = 15\text{cm})$

$St = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \text{condition vérifié.}$

• **Armature de répartition :**

$St \leq \min (4h, 45\text{cm}) = \min (60; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

$St = 25\text{cm} < 45\text{cm} \dots \text{condition vérifié.}$

3) Vérification de l'effort tranchant : (Art : A.5.1.2. BAEL.91 Version 99)

Pour l'effort tranchant la vérification du cisaillement suffira pour le cas le plus défavorable.

$(T_u \text{ max} = 19.80 \text{ KN})$

Donc il faut vérifier que :

$\tau_u = T_u \text{ max} / b.d \leq \bar{\tau}_u = \min (0.13 f_{c28} ; 5\text{MPa}) = 3.90\text{MPa} \text{ (FPP)}$

$\tau_u = 0.147\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.90 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifié.}$

Conclusion :

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

❖ **Vérification a l'ELS :**

1) Contrainte de compressions dans le béton :

(La fissuration est peu nuisible)

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18MPa$$

$$b = 1m; h = 15cm; d = 0.9h = 13.5 cm$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = K.Y$)

$$K = \frac{M_{SER}}{I}; \quad A_s' = 0; \quad A_s = 4.52 cm^2$$

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

$$y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[\sqrt{I + \frac{b(d.A_s + d'.A_s'')}{7.5(A_s + A_s'')^2}} - I \right]$$

• **Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :**

• **Tableau III. 9 : Vérification a l'ELS.**

	Mser (KN.m)	As (cm²)	I (cm⁴)	Y (cm)	K (N/cm³)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Observation
valeurs	9.64	4.52	8199.02	3.65	117.56	4.29	17	condition vérifié

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad 0,125 \geq 0,0625 \dots \dots \dots CV.$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \quad \Rightarrow \quad \frac{15}{120} \geq \frac{12.37}{10 \times 12.37} \quad \Rightarrow \quad 0,125 < 0,1 \dots \dots \dots CV.$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{4.52}{100 \times 13,5} \leq \frac{4,2}{400} \quad \Rightarrow \quad 0.0033 \leq 0.0105 \dots \dots \dots CV.$$

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

V.3. Schéma de ferrailage :

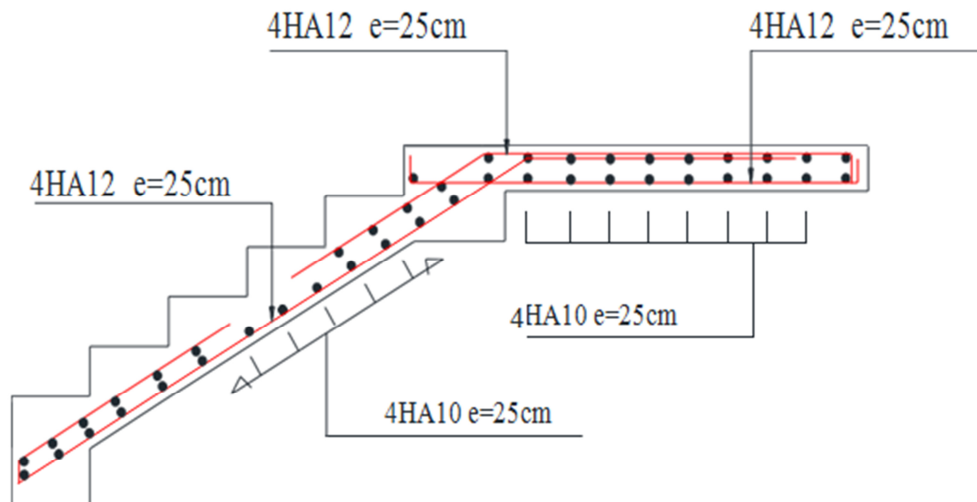


Figure III.15 : Schéma de ferrailage d'escalier

III.6. Étude de la poutre palière

C'est une poutre de section rectangulaire, de dimension (b×h) et uniformément chargée, les charges venant à cette poutre sont :

- Poids propre de la poutre palière
- réaction du au moment fléchissant.

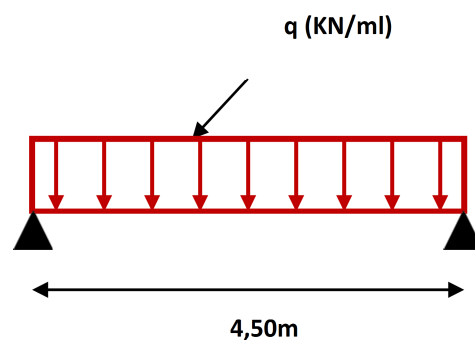


Figure III.16 : Schéma statique de la poutre palière.

III.6.1Pré dimensionnement de la poutre palière :

$$\frac{L'}{15} \leq h \leq \frac{L'}{10} \quad 0.3h < b < 0.8h$$

Avec : L' : la portée entre nus d'appuis de la poutre. ($L' = 4.50\text{m.}$)

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \quad 30 \leq h \leq 45 \text{ On prend : } h = 40 \text{ cm.}$$

On à : $12 \leq b \leq 32$ On prend : $b = 30 \text{ cm.}$

On prend une poutre avec une section $(bxh) = (30 \times 40) \text{ cm}$

Vérifications :

$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$condition vérifiée.

$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$condition vérifiée.

$\frac{h}{b} = 1.33 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$condition vérifiée.

. Sollicitations :

Charges appliquées sur la poutre palière :

- Poids propre $g = 25 \times 0,3 \times 0,35 = 3 \text{ kn/m}$
- Le poids propre du mur sur la poutre : $g_1 = 1.3 (3,06 - 0.45) \frac{1}{2} = 1.7 \text{ kn/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ kn /m}$

Réaction d'appui provenant de l'escalier et du palier :

- ELU: $R_b = 16.29 \text{ KN/ml}$

- ELS : $R_b = 11.68 \text{ KN/ml}$

La charge totale sur la poutre :

$$\text{ELU : } P_u = 1,35(g + g_1) + R_b = 22.128 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } P_u = (g + g_1) + R_b = 16.005 \text{ KN}$$

Calcul des sollicitations :

- Moment isostatique : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$
- Effort tranchant : $T_u = \frac{ql}{2}$

Pour tenir compte de semi encastrement on a :

- Sur appuis : $-0.3M_0$

- Sur travée : $-0.85M_0$

Tableau III. 10 : Moment et effort tranchant de la poutre brisée

	M_0 (KN.m)	V (KN)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
ELU	56.011	49.788	-47.609	-16.803
ELS	40.512	36.011	-34.435	-12.153

Diagramme des moments et des efforts tranchants :

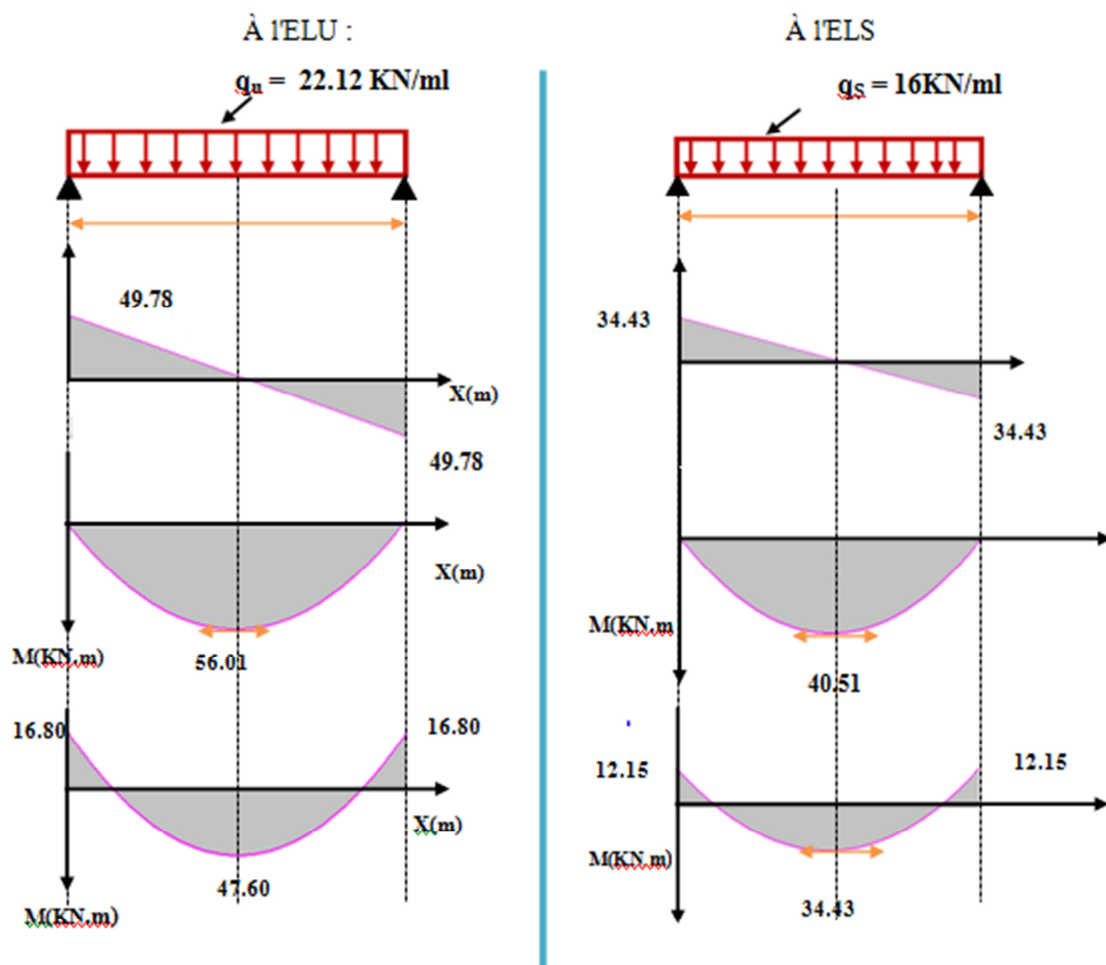


Figure III.17 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants de la poutre palière.

. Ferraillage :

. Flexion simple :

Les données :

$h = 40 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 36 \text{ cm} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15 ; F_{ed} = 348 \text{ MPa} ;$

$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ; F_{bu} = 17 \text{ MPa}.$

En appuis :

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16,38 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 17} = \mathbf{0,0247}$$

$\mu_{bu} = 0,0247 < \mu_l = 0,392 A'_s = 0$ Section simplement armée.

Calcul de A_s : $A_s^a = \frac{M_a}{Z_b \times f_{ed}}$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0247}) = 0,0312$$

$$Z_b = 36(1 - 0,4 \times 0,0312) = \mathbf{35.55 \text{ cm}}$$

$$A_s^a = \frac{16.803 \times 10^6}{35.55 \times 348} = \mathbf{1.36 \text{ cm}^2}$$

$A_s^a = 1.36 \text{ cm}^2$ On adopte : $4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2$

✓ En travée :

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{47.788 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 17} = \mathbf{0,0723}$$

$\mu_{bu} = 0,0723 < \mu_l = 0,392 A'_s = 0$ Section simplement armée.

Calcul de A_s :

$$A_s^t = \frac{M_t}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha)/\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,116}) = \mathbf{0,093}$$

$$Z_b = 36(1 - 0,4 \times 0,093) = \mathbf{34.66 \text{ cm}}$$

$$A_s^t = \frac{49.788 \times 10^6}{34.66 \times 348} = \mathbf{4.12 \text{ cm}^2}$$

$A_s^a = 4.12 \text{ cm}^2$ On adopte : $6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$

. Vérifications :**❖ ELU :****1) Condition de non fragilité (Art A.4.21 de BAEL91 modifié 99) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 300 \times 360 \times \frac{2,4}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.49 \text{ cm}^2$$

➤ **En appuis :** $A_a = 6.16 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.49 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ **En travée :** $A_t = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.49 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

a) Armature de répartition➤ **Diamètre des armatures**

$$\phi_T \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}, \phi_L, \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_T \leq \text{Min}(10\text{mm}, 16\text{mm}, 30\text{mm})$$

$$\phi_T = 8\text{mm}$$

On choisi : $\phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2$

b) Espacement (RPA 99/V2003)

- **En zone nodale :** $S \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}, 12\phi_L, 30\text{cm}\right)$ On prend : $S = 8\text{cm}$

- **En zone courante :** $S < \frac{h}{2} = 17,5\text{cm}$ On prend : $S = 15\text{cm}$

c) Armature de répartition➤ **Diamètre des armatures**

$$\phi_T \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}, \phi_L, \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_T \leq \text{Min}(10\text{mm}, 16\text{mm}, 30\text{mm})$$

$$\phi_T = 8\text{mm}$$

On choisi : $\phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2$

d) Espacement (RPA 99/V2003)

- **En zone nodale :** $S \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}, 12\phi_L, 30\text{cm}\right)$ On prend : $S = 8\text{cm}$

- **En zone courante :** $S < \frac{h}{2} = 17,5\text{cm}$ On prend : $S = 15\text{cm}$

III.6.2. vérification**a) Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{u \max} = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot z} \leq \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right) \quad \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$V_{U \max} = 49,788 \text{kn}$$

$$\tau_{U \max} = \frac{V_{U \max}}{0,9d \cdot b} = \frac{49,788 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 360 \cdot 300} = 0,512 \text{MPa}$$

$$\tau_{u \max} = 0,512 \text{MPa} < \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) = 4 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification des contraintes à L'ELS :

En travée

- Dans le béton : On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 17 \text{Mpa}$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

$$y = \frac{15(A_S + A'_S)}{b} \left[-1 + \sqrt{\frac{(d A_S + d' A'_S) b}{7.5 (A_S + A'_S)^2} + 1} \right] \Rightarrow y = 12,60 \text{cm}$$

$$I = b \cdot \frac{y^3}{3} + \eta \cdot [A_S (d - y)^2 + A'_S (y - d')^2] \Rightarrow I = 75772,74 \text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \Rightarrow K = 0,053 \text{N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = KY = 0,053 \times 126 = 6,678 \text{MPa} < 17 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Dans l'acier : On doit vérifier $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{MPa}$

On a :

$$\sigma_s = \eta \cdot K(d - y) = 15 \times 0,053 (360 - 126) = 186,03 \text{MPa} < 348 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b.2) aux appuis

- Dans le béton : On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 17 \text{Mpa}$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

$$y = \frac{15(A_S + A'_S)}{b} \left[-1 + \sqrt{\frac{(d A_S + d' A'_S) b}{7.5 (A_S + A'_S)^2} + 1} \right] \Rightarrow y = 12,12 \text{cm}$$

$$I = b \cdot \frac{y^3}{3} + \eta \cdot [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \Rightarrow I = 70495,10 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \Rightarrow K = 0,057 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = KY = 0,057 \times 121,2 = 6,90 \text{ MPa} < 17 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Dans l'acier : On doit vérifier $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$

On a :

$$\sigma_s = \eta \cdot K(d-y) = 15 \times 0,057 (360 - 121,2) = 204,174 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

a) Vérification de la flèche

$$- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{450} = 0,088 \geq 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{1}{10} \frac{60,07}{70,67} = 0,085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \qquad \frac{1 \times 78,19}{10 \times 91,98} = 0,085$$

$$- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{40}{450} = 0,088 \geq \frac{1}{10} \frac{47,609}{56,011} = 0,084 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Schéma de ferraillage :

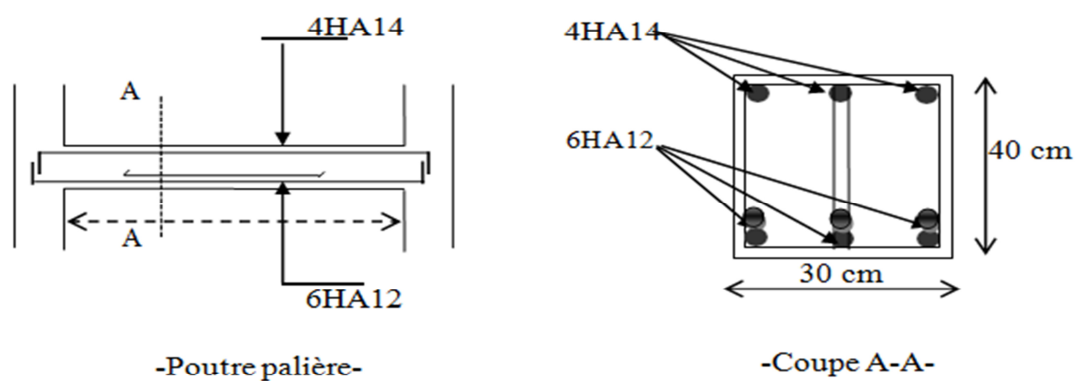


Figure III. 18 : Schéma de ferraillage poutre palière.

III.7.Calcul de la dalle pleine de la salle machine

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 $(1,20 \times 1,90)$ m.

La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 8 tonnes.

La surcharge d'exploitation $Q=1 \text{ KN/ml}$

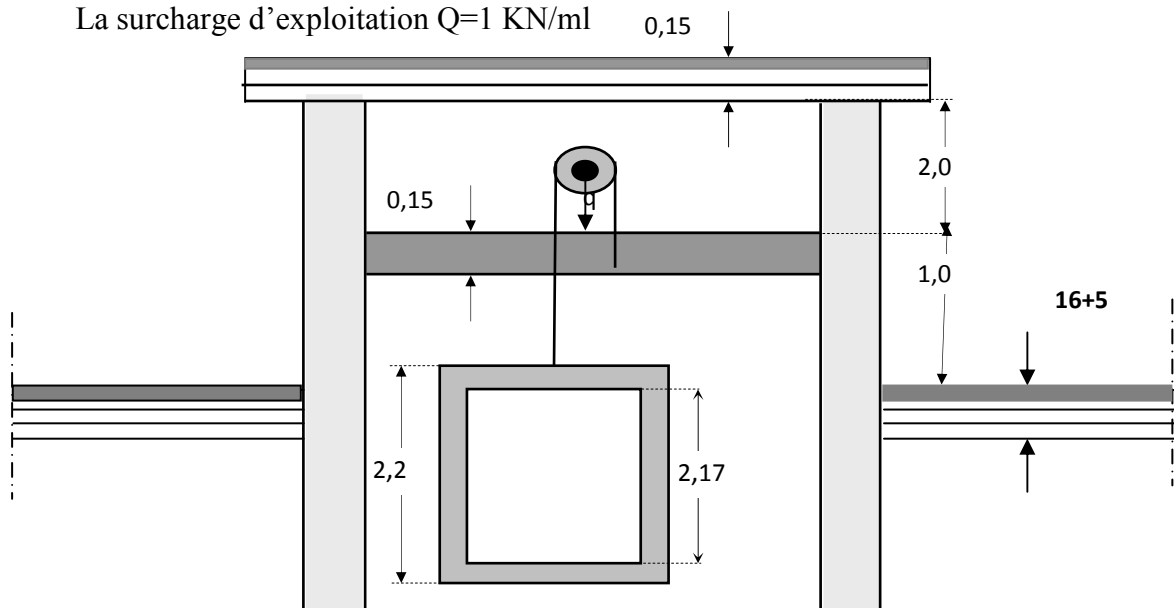


Figure III. 19 : coupe verticale de la charge d'ascenseur.

III.7.1 Calcul de la dalle de la salle machine

La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux directions en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

$$M_{x1} = (M_1 + v M_2) q$$

$$M_{y1} = (M_2 + v M_1) q$$

Avec : M_1 et M_2 : valeurs lues dans les abaques de PIGEAUD en fonction des rapports $\frac{l_x}{l_y}$

q : la charge total appliquée sur un rectangle centré

U et V : coté de la surface réduite

v : Coefficient de poisson \Rightarrow

$v = 0$ à l'ELU

$v = 0,2$ à l'ELS

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{30} = \frac{190}{30} = 6.33 \text{ cm}$$

h_t doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003) :

Soit : $h_t = 15\text{cm}$

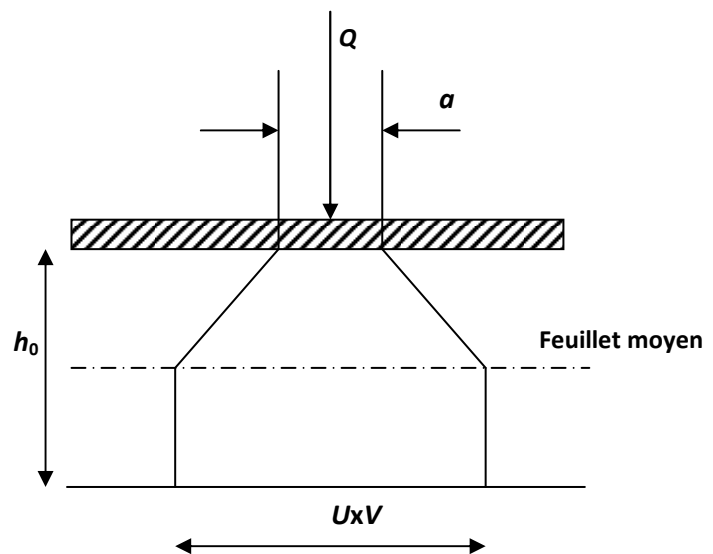
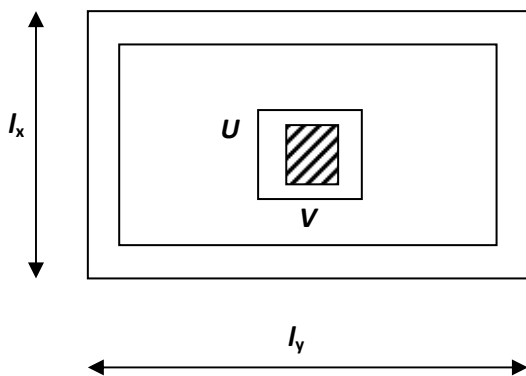
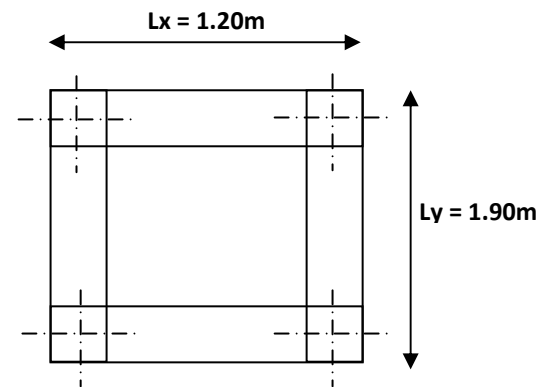


Figure III. 20 : diffusion de charge dans le feuillet moyen de la dalle de la salle machine.

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1,20}{1,90} = 0.63 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle porte dans les deux sens.}$$

On a :

$$U = a + 2\zeta h_r + h_0$$

$$V = b + 2\zeta h_r + h_0$$

$h_r = 2\text{cm}$ (épaisseur du revêtement en béton)

$\zeta = 1$ Pour un revêtement en béton

$$U = 1 + 2 \times 1 \times 0.02 + 0,15 = 1.19 \text{ m}$$

$$V = 1 + 2 \times 1 \times 0.02 + 0,15 = 1.19 \text{ m.}$$

3.5.3) Calcul des sollicitations à L'ELU : ($v = 0$)

➤ **Système de levage :**

$$q_u = 1,35 \times 90 = 121.5 \text{ KN.}$$

➤ **Dalle en béton armé :**

$$\begin{cases} G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) = 4.85 \text{ KN/m}^2. \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

Donc:

$$Q_u = (1,35 \times 4.85 + 1,5 \times 1) \times 1 = 8.05 \text{ KN/m}^2.$$

3.5.4) Calcul des sollicitations à L'ELS : $\nu = 0,2$

➤ **Système de levage :** $Q_s = 90 \text{ KN}$.

➤ **Dalle en béton armé :**

$$\text{Donc: } Q_s = (4.85 + 1) \times 1 = 5.85 \text{ KN/m}.$$

3.5.5) Evaluation des moments a l'ELU:

1) Evaluation des moments :

M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle:

$$\rho = 0,64 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0498 \\ \mu_y = 0,693 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot Q_u \cdot l_x^2 = 0,0498 \times 8,05 \times 1,2^2 = 0.58 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0.693 \times 0.58 = 0,401 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

2) Evaluation des moments :

M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :

$$M_{x1} = Q_u \cdot M_1$$

$$M_{y1} = Q_u \cdot M_2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,2}{1,90} = 0,64 \quad \frac{U}{L_x} = \frac{119}{120} = 0,99 \quad \frac{V}{L_y} = \frac{119}{190} = 0,63$$

A partir des abaques de PIGEAUD on a : $M_1 = 0,082; M_2 = 0,055$

$$M_{x1} = Q_u \cdot M_1 = 121.5 \times 0,082 = 9.96 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

$$M_{y1} = Q_u \cdot M_2 = 121.5 \times 0,055 = 6,68 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

3) superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.96 + 0.58 = 10,54 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,68 + 0,401 = 7,081 \text{ KN.m}$$

Remarque :

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en leur affectant les coefficients 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

Tableau III. 11 : Les moments dans les travées et les appuis.

Zone	Sens	M_u (KN.m)
Aux appuis	L_x	$-0,3 \times 10,54 = -3.162$
	L_y	$-0,3 \times 7,081 = -2.12$
En travée	L_x	$0,85 \times 10,54 = 8.96$
	L_y	$0,85 \times 7,081 = 6,02$

➤ Calcul à L'ELU :

Le calcul se fait pour une bande de 1m

III. 3.3. Ferrailage :

Calcul des armatures en flexion simple, pour une bande de 1m.

Les données :

$$h = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15 ; F_{ed} = 348 \text{ MPa} ;$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ; F_{bu} = 17 \text{ MPa}.$$

❖ Sens X-X :**✓ En appuis :**

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{3,162 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 17} = 0,010$$

$$\mu_{bu} = 0,010 < \mu_l = 0,392 A'_s = 0 \text{ Section simplement armée.}$$

Calcul de A_s :

$$A_s^a = \frac{M_a}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,010}) = \mathbf{0,013}$$

$$Z_b = 13,5(1 - 0,4 \times 0,013) = \mathbf{13,43cm}$$

$$A_s^a = \frac{3,162 \times 10^6}{134,3 \times 348} = \mathbf{0,68 cm^2}$$

$$A_s^a = \mathbf{0,68 cm^2}$$
 On adopte : $4HA8 = \mathbf{2,01 cm^2}$ avec : $S_t = \frac{100}{4} = \mathbf{25 cm}$

Vérification d'espacement :

$$S_t \leq \min(3h; 33cm) = \min(45cm; 33cm) = \mathbf{33cm}$$

$$S_t = \mathbf{25cm} < 33cm \dots \text{Condition vérifiée, donc : } S_t = \mathbf{25cm}$$

✓ En travée :

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8,96 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 17} = \mathbf{0,029}$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0,029} < \mu_l = \mathbf{0,392} \quad A_s' = \mathbf{0}$$
 Section simplement armée.

Calcul de A_s :

$$A_s^t = \frac{M_t}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,029}) = \mathbf{0,037}$$

$$Z_b = 13,5(1 - 0,4 \times 0,037) = \mathbf{13,30cm}$$

$$A_s^t = \frac{8,96 \times 10^6}{133 \times 348} = \mathbf{1,94}$$

$$A_s^t = \mathbf{1,94 cm^2}$$
 On adopte $4HA10 = \mathbf{3,14cm^2}$ avec : $S_t = \frac{100}{4} = \mathbf{25 cm}$

Vérification d'espacement :

$$S_t \leq \min(3h; 33cm) = \min(45cm; 33cm) = \mathbf{33cm}$$

$$S_t = \mathbf{25 cm} < 33 cm \dots \text{Condition vérifiée, donc : } S_t = \mathbf{25cm}$$

❖ Sens Y-Y :

✓ En appuis :

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}} = \frac{2,12 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 17} = 0,069$$

$\mu_{bu} = 0,0069 < \mu_l = 0,392A'_s = 0$ Section simplement armée.

Calcul de A_s :

$$A_s^a = \frac{M_a}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,069}) = 0,089$$

$$Z_b = 13,5(1 - 0,4 \times 0,089) = 13,02 \text{ cm}$$

$$A_s^a = \frac{2,12 \times 10^6}{130,2 \times 348} = 0,48 \text{ cm}^2$$

$A_s^a = 0,48 \text{ cm}^2$ On adopte : $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

Vérification d'espacement :

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$... Condition vérifiée, donc : $S_t = 25 \text{ cm}$

✓ En travée :

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{6,02 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 17} = 0,020$$

$\mu_{bu} = 0,020 < \mu_l = 0,392A'_s = 0$ Section simplement armée.

Calcul de A_s :

$$A_s^t = \frac{M_t}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,020}) = 0,025$$

$$Z_b = 13,5(1 - 0,4 \times 0,025) = 13,37 \text{ cm}$$

$$A_s^t = \frac{6,02 \times 10^6}{133,7 \times 348} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$A_s^t = 1,30 \text{ cm}^2$ On adopte : $4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Vérification d'espacement :

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots \text{Condition vérifiée, donc : } S_t = 25\text{cm}$$

Vérifications :

❖ ELU :

✓ Condition de non fragilité

Sens X-X :

$$A_{\min} = \rho_0 bh \frac{3-\alpha}{2} \text{ avec : } \rho_0 = 0,8\% \text{ pour } F_e 400$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{3-0,86}{2} = 1,284\text{cm}^2$$

En appuis : $A_s^a = 2,01\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,284\text{cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$

En travée : $A_s^t = 3,14\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,284\text{cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$

Sens Y-Y :

$$A_{\min} = \rho_0 bh = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2\text{cm}^2$$

En appuis : $A_s^a = 2,01\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,2\text{cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$

En travée : $A_s^t = 3,14\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,2\text{cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$

Vérification des diamètres maximaux des barres :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} \text{ Avec : } \phi_{\max} = 10\text{mm}$$

$$\phi_{\max} = 10 < \frac{150}{10} = 15\text{mm} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Poinçonnement :

$$q_u \leq 0,045 \times u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ Avec : } u_c = 2(U + V) = 2(125 + 125) = 500 \text{ cm}$$

$$q_u = 121,5 \text{ KN} < 0,045 \times 5000 \times 150 \times \frac{25}{1,5} = 562,5 \text{ KN}$$

$$q_u = 121,5 \text{ KN} < 562,5 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée}$$

Cisaillement :

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

$$V = \frac{q_u}{2U + V} = \frac{121,5}{2 \times 1,25 + 1,25} = 32,4 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{32,4 \times 10^3}{100 \times 135} = 2,4\text{MPa}$$

Les résultats des vérifications à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 12 : Résultats des vérifications à l'ELU.

			Valeur calculée	Valeur admissible	Observation
C.N.F (A_{\min})	X-X	Appuis	2,01	1,284	Condition vérifiée
		Travée	3,14	1,284	Condition vérifiée
	Y-Y	Appuis	2,01	1,2	Condition vérifiée
		Travée	3,14	1,2	Condition vérifiée
Diamètre des barres (\varnothing_{\max})			10	15	Condition vérifiée
Poinçonnement (q_u)			121,5	562,5	Condition vérifiée
Cisaillement (τ_u)			2,4	2,5	Condition vérifiée

✓ **Vérification de compression dans le béton :**

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

Et : $I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2$

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

Les résultats des vérifications sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.13 : Résultat de vérification de compression dans le béton à l'ELS.

Zone	Sens	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Appui	L _X	2,11	2,01	2,56	4167,7	1,29	15	Condition vérifiée
	L _Y	1,606	2,01	2,56	4167,7	0,98	15	Condition vérifiée
Travée	L _X	5,979	3,14	3,12	6087,13	3,06	15	Condition vérifiée
	L _Y	4,551	3,14	3,12	6087,13	2,33	15	Condition vérifiée

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{15}{130} \geq \frac{1}{20} \frac{5,797}{7,035} \quad \mathbf{0,11 > 0,089 \dots \dots \dots CV}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{2}{f_e} \frac{3,14}{100 \times 13,5} \leq \frac{2}{400} \quad \mathbf{2,32 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \dots CV}$$

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

- **Ferraillage dalle salle machine :**

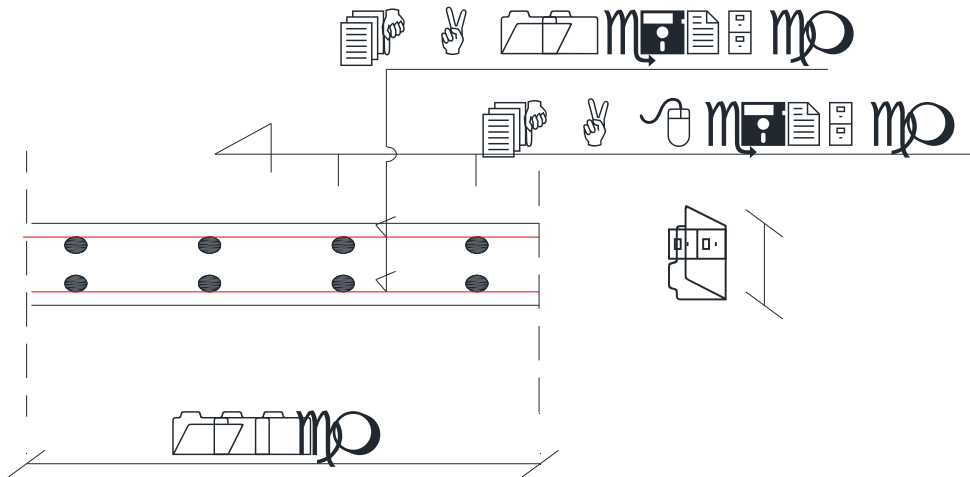


Figure III. 21 : Ferraillage de la dalle de salle machine.

Chapitre IV

Etude dynamique et sismique



Etude dynamique et sismique :**IV.1 Introduction :**

Les secousses sismiques peuvent causer des dégâts matériels et des pertes humaines considérables. Face à ce risque et l'impossibilité de le prévoir, peut-être la seule prévention est la construction parasismique. La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères de construction à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

Alors une étude dynamique est indispensable pour réduire au maximum les dégâts sur les éléments structuraux et pour éviter l'effondrement de la structure.

IV.1.1. Objectif de l'étude sismique :

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 (VLNA).

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 de la structure étudiée :

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (moments, efforts normaux, ...), dans les éléments structuraux, les calculs sont faits en utilisant le logiciel ETABS2013.

IV.1.3. Présentation du logiciel de calcul ETABS :

On a fait appel pour la modélisation de notre bâtiment à un logiciel appelé **ETABS** pour déterminer :

- Les périodes propres
- Les coefficients de participation
- Les déplacements du plancher

Les caractéristiques principales d'ETABS sont :

ETABS 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.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI.etc.*). De plus de part ça spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, 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).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000* et *SAFE*).

IV.1.4. 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'analyse 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.

IV.1.5. Présentation de la vue en 3D :

La modalisation de notre structure à partir de logiciel *ETABS2013* nous à donner lavue en 3D suivante :

A- La structure r+12 :

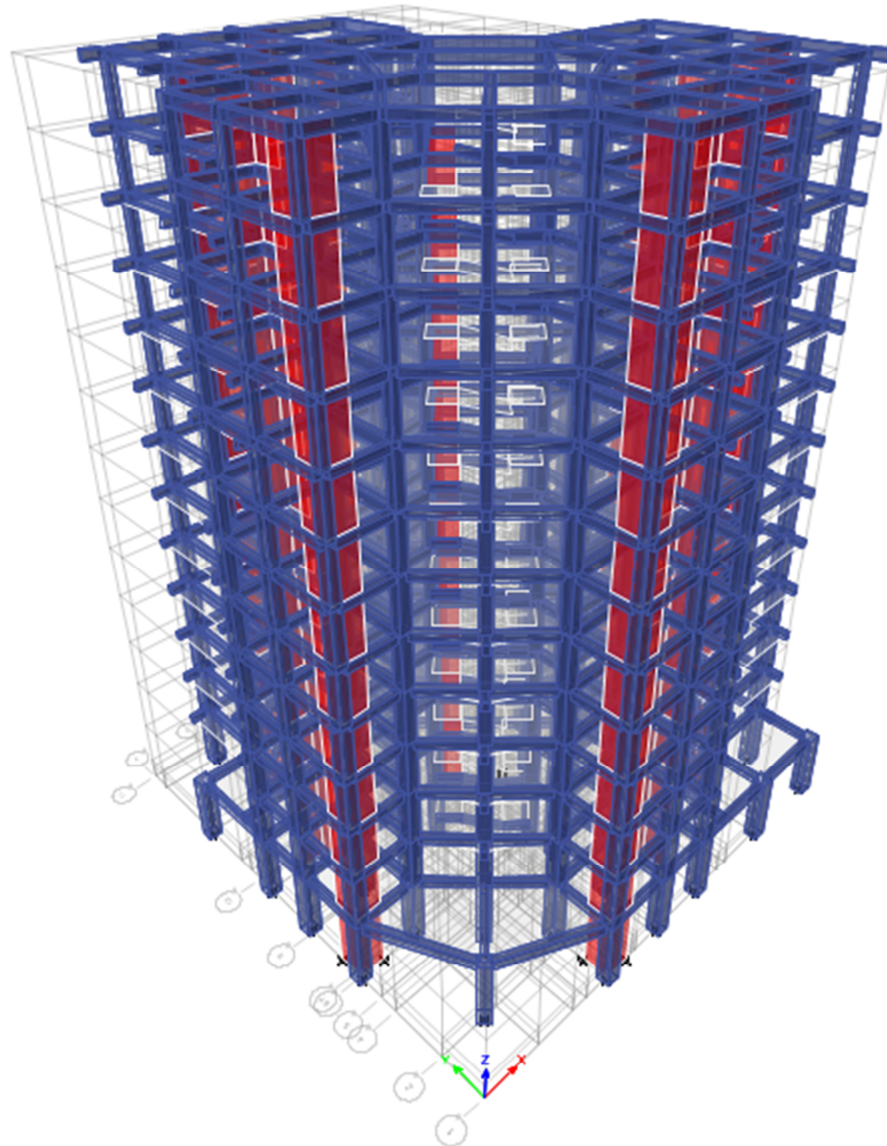


Figure IV. 1: schéma de la structure en 3D (R+12).

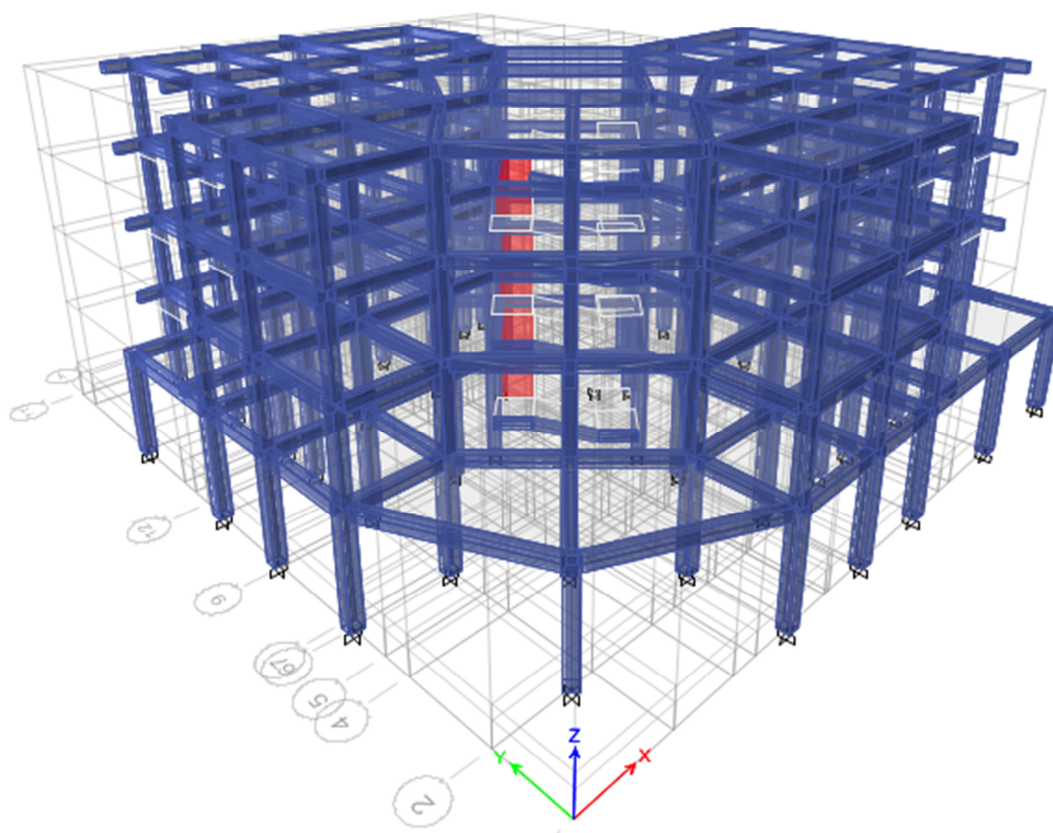
B- La structure R+3 :

Figure IV. 2: schéma de la structure en 3D (R+3).

IV.1.6. Caractéristiques géométriques de la structure :**1. 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 :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

M_i : Est la masse de l'élément "i".

X_i , Y_i : Sont les coordonnées de l'élément considérée.

2. Centre de rigidité :

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 présentent:

- 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 donc 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 $\pm 0.05L$, (L : la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

3. Excentricité accidentelle :

L'excentricité accidentelle est donnée par la formule suivante : $e_{acc} = 0.05L$

L : La plus grande dimension de bâtiment

$$\text{Sens X : } e_{acc(x)} = 0,05 \times 27.80 = 1,39 \text{ m.}$$

$$\text{Sens Y : } e_{acc(y)} = 0.05 \times 26.85 = 1.34 \text{ m.}$$

4. Calcul de la période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique (4-6 donnée par le RPA99/version2003) est la suivante :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

Avec:

- h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :
 $h_N = 40.80 \text{ m.}$

- C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement et de type de remplissage ce paramètre est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

$$\text{D'où : } C_T = 0.05$$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \times (40.80)^{3/4} = 0.807 \text{ sec.}$$

$T = 0,807$ sec.

5. Nombre de modes à considérer :

- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation de ces modes est au moins égale à **90%** ($\sum \alpha_i \geq 90\%$) , ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure .
- Le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée (Art 4.3.4 RPA 2003).
- 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 mode (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{Et : } T_K \leq 0,20 \text{ sec} \quad (\text{article 4.3.4 RPA/2003}).$$

Où :

N est le nombre de niveaux au-dessus du sol

T_K : la période du mode K.

Donc :

A. R+12 N=13 niveaux $K \geq 3\sqrt{13} = 11$ modes.

B. R+3 N= 4 niveaux $K \geq 3\sqrt{13} = 6$ modes.

6. Proposition de variante :

Dans cette partie, nous allons aborder l'analyse du comportement dynamique de plusieurs variantes cela afin d'aboutir a une meilleur conception parasismique, dans ce volet, nous seront ramenés à comparer les périodes propres des différentes variantes aux valeurs obtenues en appliquant les formules empirique du **RPA99V2003**.

En premier lieu, le choix d'une variante est basé sur le fait d'avoir dans le troisième mode une torsion avec un faible coefficient de participation modale, Cela pour avoir dans le premier et le deuxième mode des translation indépendante dans le sens transversal et longitudinal et toute en prenant en considération les caractéristiques du site.

6.1. Variante N° 1 :

La première variante que nous avons analysée comporte des voiles de **20cm**, disposées selon le schéma montré dans la figure ci-dessous :

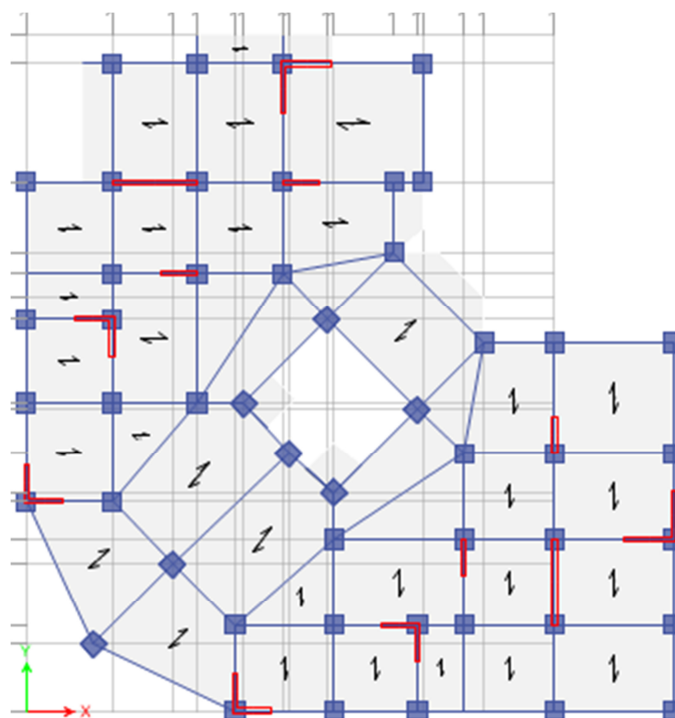


Figure IV. 3: schéma d'emplacement des voiles (R+12).

IV.1.7. Caractéristique dynamique de la structure.

A- La structure R+12 :

Tableau. IV.1 : Périodes et facteur de participation massique.

Mode	Période	Ux %	Uy %	Sum Ux %	Sum Uy %	RZ %
1	0,988	60.00	10.13	60.00	0,1013	0.64
2	0,952	8.07	56.54	68.07	0,6667	6.82
3	0,819	2.98	4.28	71.05	0,7095	63.59
4	0,421	0.01	0.04	71.05	0,7099	1,65
5	0,316	7.04	5.68	78.1	0,7666	0.6
6	0,304	6.3	5.96	84.4	0,8262	0.89
7	0,257	2,45	1.96	84.4	0,8458	12.67
8	0,208	7,36	2,03	84.4	0,8458	1,14
9	0,208	0	0	84.4	0,8458	0
10	0,208	3,61	0.01	84.4	0,8459	0.01
11	0,208	1,66	0	84.4	0,8459	7,76
12	0,165	1.96	2.95	86.37	0,8755	00.65
13	0,156	308	1.88	90.17	0,8943	0.18
14	0,128	00.06	0.88	90.23	0,9031	5.36

1. Vérification les modes.**D'après le tableau :**

- a. **Le premier mode** : est une translation suivant l'axe X avec un coefficient de participation modale égale à 60.00%.
- b. **Le deux-ème mode** : est une translation suivant l'axe Y avec un coefficient de participation modale égale à 56.54%.
- c. **Le trois -ème mode** : est une torsion avec un faible coefficient de participation modale égale à 2.98% suivant l'axe X et 4.28% suivant l'axe Y.

Le nombre des modes nécessaire pour avoir 90% de la somme des coefficients de participation modale :

Suivant l'axe X : 13 modes pour avoir **90.17%** de la somme des coefficients de participation modale.

Suivant l'axe Y : 14 modes pour avoir **90.31%** de la somme des coefficients de participation modale.

2. Vérification la période.

- a. **La période suivant l'axe X :**

$$T_{X_{dyn}} = 0.988 \text{ s}$$

La période empirique : $T_x = 0.807 \text{ sec.}$

D'après le **RPA99/Version2003** la période calculée ne doit pas dépasser la période empirique majoré de 30%

Donc :

$$T_x \text{ numérique} < (1,3 \times 0,807) = 1.049 \text{A sec}$$

$$T_{X_{dyn}} < T_{X_{num}} \quad \text{C V}$$

- b. **La période suivant l'axe Y :**

$$T_{y_{dyn}} = 0,952 \text{ s}$$

La période empirique : $T_y = 0.807 \text{ s}$

Donc :

$$T_y \text{ numérique} < (1,3 \times 0,807) = 1.049 \text{ s}$$

$$T_{y_{dyn}} < T_{y_{num}} \quad \text{C V}$$

B- La structure R+3 :**Tableau. IV.2 :** Périodes et facteur de participation massique.

Mode	Période	U _x %	U _y %	Sum U _x %	Sum U _y %	RZ %
1	0,561	18.17	6.04	18.17	6.04	57.48
2	0,491	4.25	64.75	22.42	70.79	2.59
3	0,467	49.35	1.13	71.77	71.91	21.28
4	0,42	0.23	0.95	71.99	72.86	0.02
5	0,194	2.26	0.73	74.25	73.6	10.51
6	0,168	0.92	1.45	74.26	88.18	1.00
7	0,162	12.86	0.06	87.11	88.24	2.72
8	0,12	00.36	0.05	87.48	88.29	0.01
9	0,113	0.15	0.03	87.63	88.32	0.05
10	0,112	0.71	0.71	88.34	89.02	1.78
11	0,104	0.01	6.13	88.35	95.16	0.41
12	0,1	6.33	0.14	94.68	95.29	1.00

1. Vérification les modes.**D'appris le tableau :**

- a. **Le premier mode** :est une torsion avec un faible coefficient de participation modale égale à 18.17% suivant l'axe X et 6.04 % suivant l'axe Y.
- b. **Le deux-ème mode** : est une translation suivante l'axe Y avec un coefficient de participation modale égale à 64.75%.
- c. **Le trois -ème mode** : est une translation suivante l'axe X avec un coefficient de participation modale égale à 49.35%.

Le nombre des modes nécessaire pour avoir 90% de la somme des coefficients de participation modale :

Suivant l'axe X : 12 modes pour avoir **94.68%** de la somme des coefficients de participation modale.

Suivant l'axe Y : 12 modes pour avoir **95.16%** de la somme des coefficients de participation modale.

IV.1.8. Caractéristique massique :

A- La structure R+12 :

Tableau IV. 3 : Excentricité théorique.

Story	Masse (ton)	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	ex (m)	ey (m)
RDC	894,365	12,3442	12,1335	13,5868	13,1044	1.19	0.96
1	631,8279	12,7036	12,8771	14,02	13,3616	1.32	0.48
2	603,4491	12,7233	12,8989	14,0128	13,3659	1.29	0.46
3	591,3704	12,7255	12,8984	13,8624	13,1944	1.14	0.29
4	578,3154	12,7315	12,9067	14,1145	12,9629	1.37	0.05
5	564,6015	12,7739	12,8619	14,0917	12,7433	1.32	0.11
6	552,7455	12,7812	12,8678	13,9285	12,5446	1.16	0.32
7	533,6127	12,7593	12,934	13,7751	12,3814	1.03	0.55
8	514,1425	12,7723	12,9491	13,6398	12,2577	0.59	0.69
9	505,8183	12,7784	12,9555	13,5238	12,1705	0.77	0.78
10	500,1637	12,7748	13,0374	13,4099	12,0959	0.67	0.93
11	505,6965	12,8139	12,9055	13,3061	12,033	0.53	0.86
12	490,4157	12,6896	13,0271	13,2343	11,9963	0.59	1.01
Somme(W)	7466.381						

B- La structure R+3 :

Tableau IV. 4 : Excentricité théorique.

Story	Masse (ton)	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	ex (m)	ey (m)
rdc	612,1241	12,3217	12,1489	12,1613	10,8308	0.1604	1.3181
1	420,0045	12,7891	13,1071	12,0622	11,8274	0.7269	1.2797
2	428,8721	12,8325	13,0464	12,0789	11,6242	0.7536	1.4222
3	442,9262	12,7137	13,1088	12,067	11,7171	0.6467	1.3917
Somme(W)	1903.927						

Remarque :

D'après les résultats de l'état dans les 2 structures (R+12 et R+3). On remarque que il ya aucune différence dans la période et la masse et excentricité dans les 4 sites (S1;S2;S3;S4).

Donc on conclut que le site d'implantation n'influence pas sur la période et la masse et l'excentricité des structures.

IV.1.9. Schéma des modes de vibrations.

A- La structure R+12 :

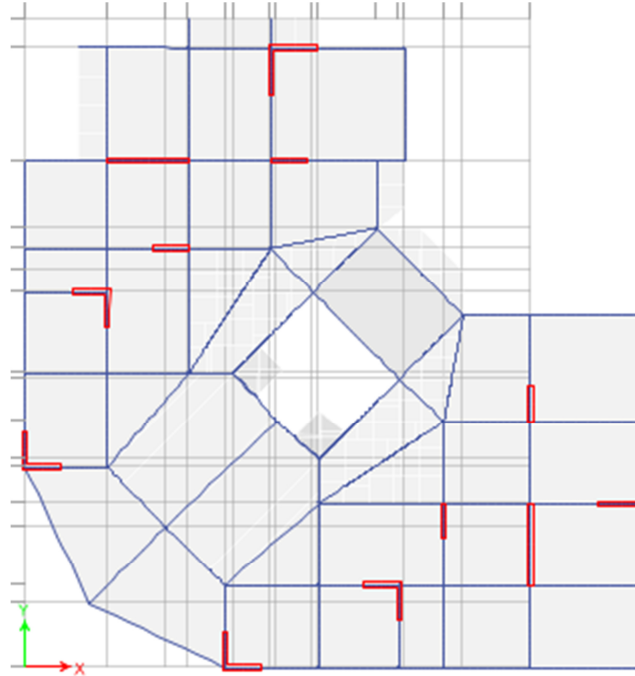


Figure IV- 4 : 1er mode de vibration de la structure (translation suivant l'axe X).

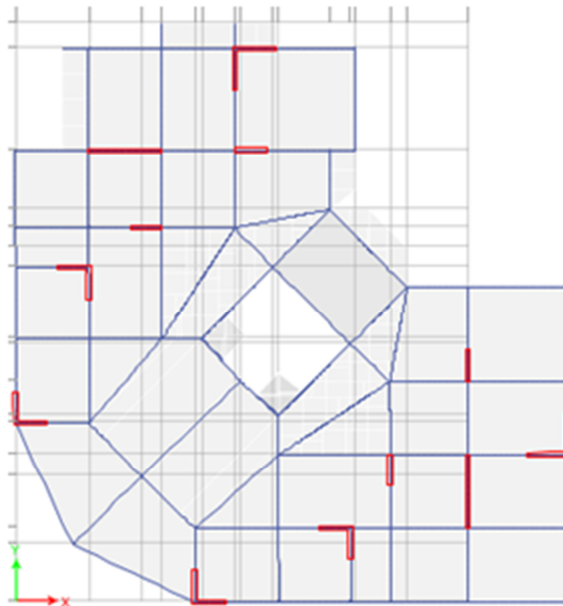


Figure IV-5 : 2^{ème} mode de vibration (translation suivant l'axe Y).

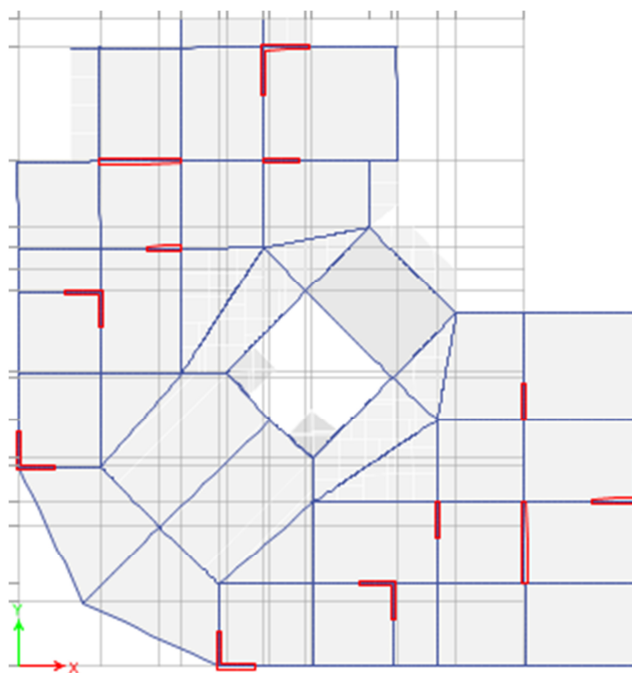


Figure IV-6 : 3^{ème} mode de vibration (torsion).

B- La structure R+3 :

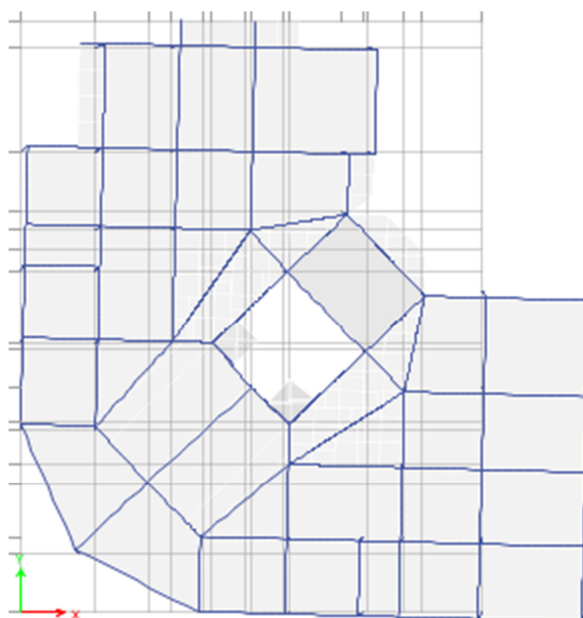


Figure IV-7 : 1er mode de vibration de la structure (translation suivant l'axe X).

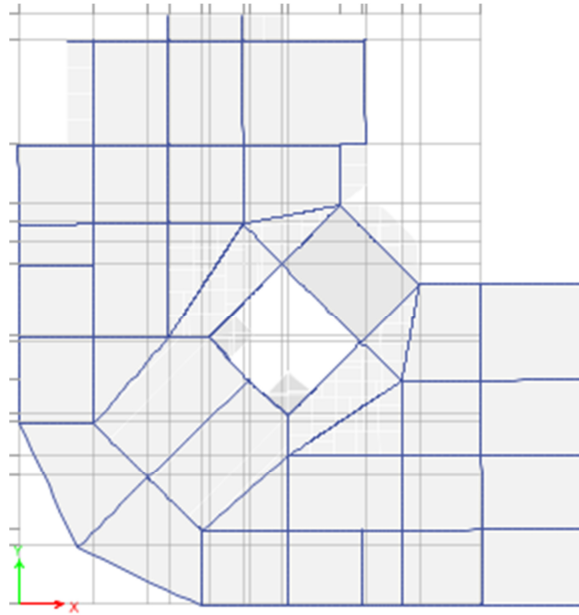


Figure IV-8 : 2^{ème} mode de vibration (translation suivant l'axe Y).

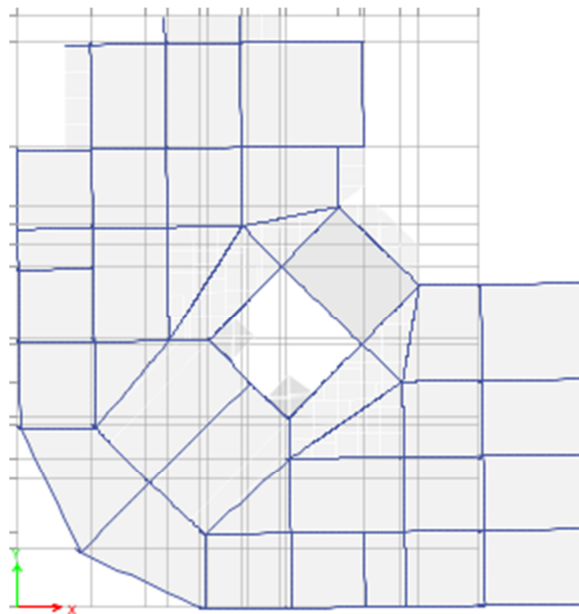


Figure IV-9 : 3^{ème} mode de vibration (torsion)

IV.2. Etude sismique :

IV.2.1. Généralité :

Les tremblements de terre présentent depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes en zone sismique.

IV.2.2. Introduction :

Notre structure étant implantée en zone sismique (**IIa**) et vu les dégâts énormes que peut engendrer un séisme, une étude sismique s'impose. Ainsi, le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme repose sur l'évaluation des charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel *ETABS* en utilisant une approche dynamique basée sur le principe de la superposition modale.

IV.2.3. Justification du système de contreventement :

Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

Pour un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé :

- Les voiles reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- La sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

1- Sous charges horizontales :

Tableau IV.5 : Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles et les portiques

Base	portiques		voiles		Portiques (%)		Voiles (%)	
	V _x (KN)	V _y (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)	Sens (xx)	Sens (yy)	Sens (xx)	Sens (yy)
Site S1	3302.22	3559.419	997.110	992.850	76.80	78.19	23.19	21.80
Site S2	3597.5501	4051.2429	1434.7047	1037.2938	71.48	79.61	28.51	20.38
Site S3	4238.6573	4715.3883	1604.6179	1226.6109	91.93	79.35	28.07	20.64
Site S4	5080.590	5880.3959	1920.7435	1701.8361	72.56	77.554	27.43	22.44

2- Sous charges verticales :

Tableau IV.6 : Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles et les portiques

Base	Niv Charges (KN)		Pourcentages (%)	
	portiques	Voiles	portiques	voiles
Site S1	64764.8651	19160.060	77.17	22.83
Site S2	61404.1125	21361.910	74.19	25.80
Site S3	61292.326	21134.147	74.36	25.64
Site S4	60885.479	19512.618	75.73	24.27

Commentaire :

D'après les résultats on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, on considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles ce qui nous conduit à avoir un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé selon le RPA 2003. Donc un coefficient de comportement de **R=3.5**

IV.3. Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente.

2. Par la méthode d'analyse modale spectrale.
3. Par 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 l'analyse sismique. Cette dernière d'après le RPA99/version 2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Condition d'RPA99/Version 2003 :

L'une des vérifications préconisées 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 : $r = \frac{0.8 V}{V_t}$

IV.3.1. Méthode dynamique modale spectrale :

1- Principe :

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des efforts maximaux d'un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par :

- ✓ La sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.
- ✓ Le comportement supposé élastique de la structure permettant le calcul des modes propres.
- ✓ Le comportement de la structure pour ces fréquences particulières est appelé mode de vibration.
- ✓ Le comportement global peut être considéré comme la somme des contributions des différents modes.
- ✓ Cette méthode peut être appliquée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.
- ✓ Méthode statique équivalente n'est pas permise.

2- Conditions d'application :

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

L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement de la structure est supposé élastique, permet le calcul des modes propres.

a) Application :

On a la formule suivante :

$$Vt = Sa/g \times \alpha_i \times W$$

Avec:

Vt : l'effort tranchant modal à la base.

α_i : coefficient de participation du mode i

W : poids total de la structure.

2- Spectre de réponse de calcul :

Le RPA99/2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} \text{Cas1 : } 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ \text{Cas2 : } 2.5\eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ \text{Cas3 : } 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ \text{Cas4 : } 2.5\eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{Si } T \geq 3.0 s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

Où **ξ (%)** est le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ : est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 :

Nous avons une structure mixte (portique et voiles) avec un remplissage dense, Donc

$$\xi = 7 \%$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{9}} = 0.882 > 0.7$$

- **R** : coefficient de comportement de la structure donnée par le tableau 4.3 du RPA99, Dans notre cas on a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé (R+12) et portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide(R+3) , donc d'après le tableau **R=3.5**

- **T₁, T₂** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, elles sont données par le tableau 4.7 du RPA99/ version 2003

Notre structure est construite dans les 4 sites :

- Site rocheux (**S1**) donc : **T₁= 0.15sec, T₂= 0.30sec.**
- Site ferme (**S2**) donc : **T₁= 0.15sec, T₂= 0.40sec.**
- Site meuble (**S3**) donc : **T₁= 0.15sec, T₂= 0.50sec.**
- Site très meuble (**S4**) donc : **T₁= 0.15sec, T₂= 0.70sec.**

- **Q** : est le facteur de qualité il est fonction de :

* Conditions minimales sur les files de contreventement

* La redondance en plan.

* La régularité en plan et en élévation.

* Contrôle de la qualité des matériaux.

* Contrôle de la qualité de l'exécution.

Sa valeur est déterminée par la formule : **Q = 1 + Σ P_q**

Avec **P_q** est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "**q**" est satisfait ou non.

À partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve : **Q = 1.25**

IV.2.5.3. Spectre de réponse :

a. Spectre de site 1.

Pour le calcul du spectre de réponse on utilise le logiciel **Spectre 99 V 2003**.

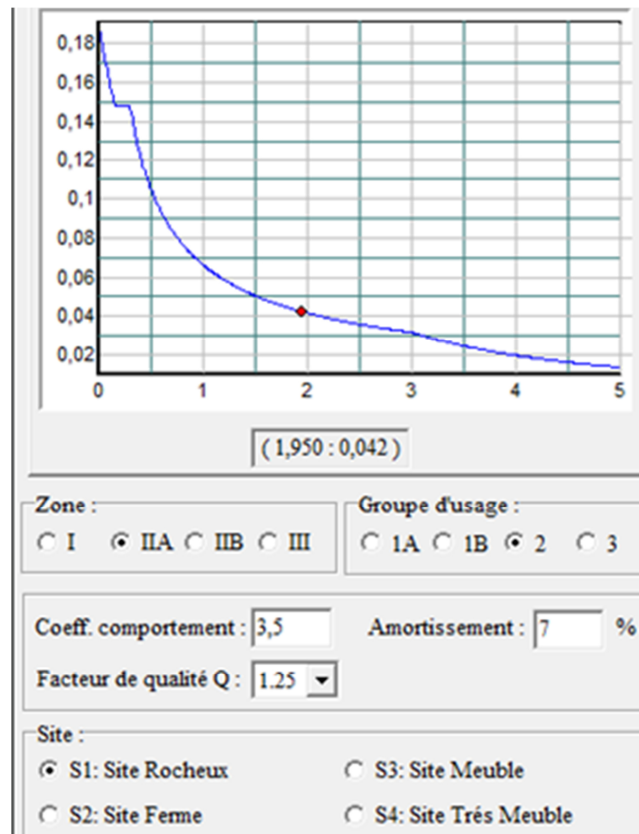
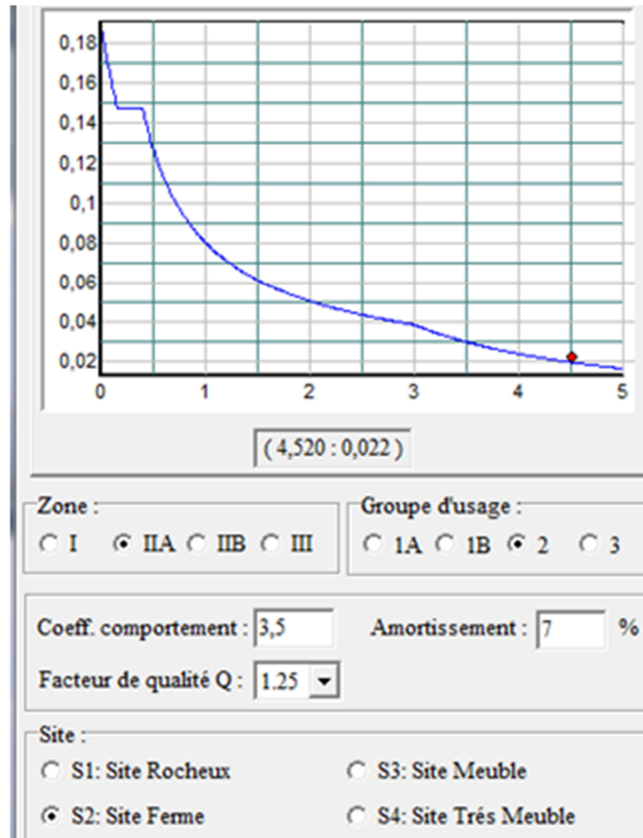


Figure IV.10 : logiciel RPA99 (site1).

b. Spectre de site 2.

Pour le calcul du spectre de réponse on utilise le logiciel **Spectre 99 V 2003**.



.Figure IV.11 : logiciel RPA99 (site2).

c. Spectre de site 3.

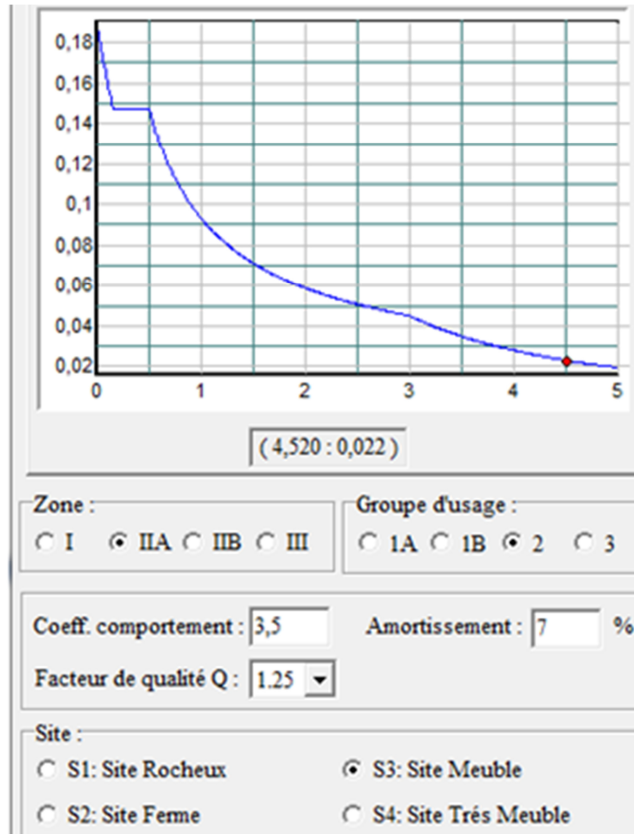


Figure IV.12 : logiciel RPA99 (site3).

d. Spectre de site 4.

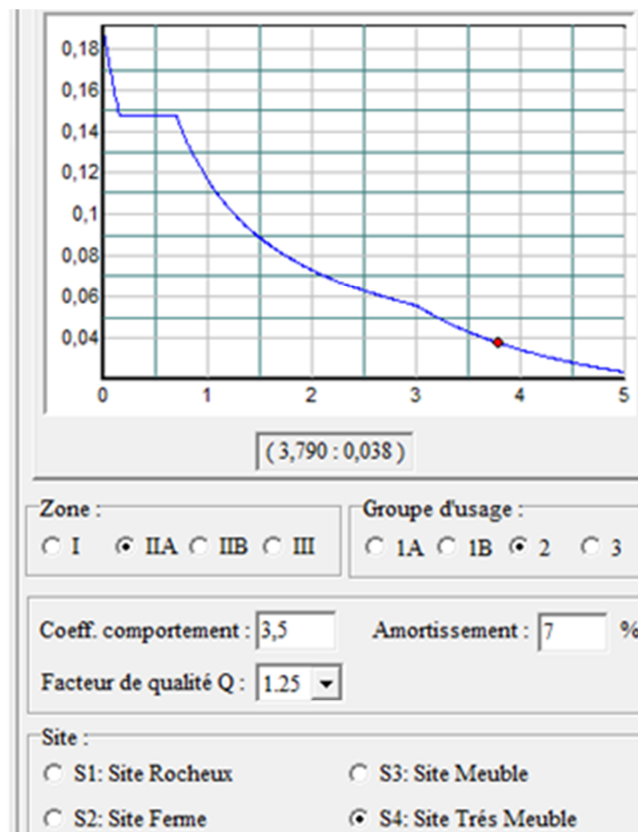


Figure IV.13 : logiciel RPA99 (site4).

Méthode statique équivalente : RPA (Art 4.2)**a) Principe :**

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

✓ le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et élévation avec une hauteur du bâtiment au plus égale à 65 m en zone II à 30 m en zone III et IIb.

✓ 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..... HT ≤ 7 niveaux ou 23.m.
	Groupe d'usage 1B.....HT ≤ 5 niveaux ou 17m.
	Groupe d'usage 1A.....HT ≤ 3 niveaux ou 10m.
Zone III :	Groupe d'usage 2 et 3.....HT ≤ 5 niveaux ou 17m.
	Groupe d'usage 1B.....HT ≤ 3 niveaux ou 10m.

IV.2.5.4. Calcul de l'effort tranchant à la base :

D'après le (RPA99/V 2003) :
$$V_i = \frac{S_a}{g} \times \alpha_i \times W_i$$

Avec : V_i : L'effort tranchant modal à la base.

α_i : Coefficient de participation du mode i.

W_i : Poids total de la structure.

1. La structure R+12 :

a.1 site S1 :

A.1. Sens longitudinal (x-x) :

Tableau. IV.7 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal.

Mode	Période	Cas	α_i %	W_i (KN)	S_a/g	V_i (KN)
1	0.988	3	60.00	74663.81	0.067	3001.48
2	0.952	3	8.70	74663.81	0.068	441.71
3	0.819	3	2.98	74663.81	0.075	166.87
4	0.421	3	0.10	74663.81	0.117	8.735
5	0.316	3	7.04	74663.81	0.142	746.40
6	0.304	3	6.30	74663.81	0.146	686.75
7	0.257	2	2.45	74663.81	0.147	268.90
8	0.208	2	7.36	74663.81	0.147	807.82
9	0.208	2	00	74663.81	0.147	00.00
10	0.208	2	3.61	74663.81	0.147	396.21
11	0.208	2	1.66	74663.81	0.147	182.19
12	0.165	2	1.96	74663.81	0.147	215.12
13	0.156	2	3.80	74663.81	0.147	417.07
14	0.128	1	0.06	74663.81	0.153	6.85

A.2. Sens longitudinal (y-y) :

Tableau. IV.8 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal

Mode	Période	Cas	α_i %	W_i (KN)	S_a/g	V_i (KN)
1	0.988	3	10.13	74663.81	0.067	506.75
2	0.952	3	56.54	74663.81	0.068	2870.61
3	0.819	3	4.28	74663.81	0.075	239.67
4	0.421	3	0.04	74663.81	0.117	3.49
5	0.316	3	5.68	74663.81	0.142	602.20
6	0.304	3	5.96	74663.81	0.146	649.69
7	0.257	2	1.96	74663.81	0.147	215.12
8	0.208	2	2.03	74663.81	0.147	222.80
9	0.208	2	00	74663.81	0.147	00.00
10	0.208	2	0.01	74663.81	0.147	1.90
11	0.208	2	00	74663.81	0.147	00.00
12	0.165	2	2.95	74663.81	0.147	223.77
13	0.156	2	1.88	74663.81	0.147	206.34
14	0.128	1	0.88	74663.81	0.153	100.52

a.1 site S2 :

A.1. Sens longitudinal (x-x) :

Tableau. IV.9 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal.

Mode	Période	Cas	α_i %	W_i (KN)	S_a/g	V_i (KN)
1	0.988	3	60.00	74663.81	0.080	3583.86
2	0.952	3	8.70	74663.81	0.082	532.65
3	0.819	3	2.98	74663.81	0.091	202.47
4	0.421	3	0.10	74663.81	0.142	10.602
5	0.316	2	7.04	74663.81	0.147	772.68
6	0.304	2	6.30	74663.81	0.147	691.46
7	0.257	2	2.45	74663.81	0.147	268.90
8	0.208	2	7.36	74663.81	0.147	807.82
9	0.208	2	00	74663.81	0.147	00.00
10	0.208	2	3.61	74663.81	0.147	396.21
11	0.208	2	1.66	74663.81	0.147	182.19
12	0.165	2	1.96	74663.81	0.147	215.12
13	0.156	2	3.80	74663.81	0.147	417.07
14	0.128	1	0.06	74663.81	0.153	6.85

A.2. Sens longitudinal (y-y) :

Tableau. IV.10 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal

Mode	Période	Cas	α_i %	W_i (KN)	S_a/g	V_i (KN)
1	0.988	3	10.13	74663.81	0.080	605.07
2	0.952	3	56.54	74663.81	0.082	3461.62
3	0.819	3	4.28	74663.81	0.091	290.80
4	0.421	3	0.04	74663.81	0.142	4.24
5	0.316	2	5.68	74663.81	0.147	632.41
6	0.304	2	5.96	74663.81	0.147	654.14
7	0.257	2	1.96	74663.81	0.147	215.12
8	0.208	2	2.03	74663.81	0.147	222.80
9	0.208	2	00	74663.81	0.147	00.00
10	0.208	2	0.01	74663.81	0.147	1.90
11	0.208	2	00	74663.81	0.147	00.00
12	0.165	2	2.95	74663.81	0.147	223.77
13	0.156	2	1.88	74663.81	0.147	206.34
14	0.128	1	0.88	74663.81	0.153	100.52

a.1 site

A.1. Sens longitudinal (x-x) :

Tableau. IV.11 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal.

Mode	Période	Cas	α_i %	W_i (KN)	S_a/g	V_i (KN)
1	0.988	3	60.00	74663.81	0.093	4166.24
2	0.952	3	8.70	74663.81	0.095	617.09
3	0.819	3	2.98	74663.81	0.107	238.07
4	0.421	2	0.10	74663.81	0.147	10.98
5	0.316	2	7.04	74663.81	0.147	772.68
6	0.304	2	6.30	74663.81	0.147	691.46
7	0.257	2	2.45	74663.81	0.147	268.90
8	0.208	2	7.36	74663.81	0.147	807.82
9	0.208	2	00	74663.81	0.147	00.00
10	0.208	2	3.61	74663.81	0.147	396.21
11	0.208	2	1.66	74663.81	0.147	182.19
12	0.165	2	1.96	74663.81	0.147	215.12
13	0.156	2	3.80	74663.81	0.147	417.07
14	0.128	1	0.06	74663.81	0.153	6.85

A.2. Sens longitudinal (y-y) :

Tableau. IV.12 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal

Mode	Période	Cas	α_i %	W_i (KN)	S_a/g	V_i (KN)
1	0.988	3	10.13	74663.81	0.093	703.40
2	0.952	3	56.54	74663.81	0.095	4010.41
3	0.819	3	4.28	74663.81	0.107	341.93
4	0.421	2	0.04	74663.81	0.147	4.39
5	0.316	2	5.68	74663.81	0.147	632.41
6	0.304	2	5.96	74663.81	0.147	654.14
7	0.257	2	1.96	74663.81	0.147	215.12
8	0.208	2	2.03	74663.81	0.147	222.80
9	0.208	2	00	74663.81	0.147	00.00
10	0.208	2	0.01	74663.81	0.147	1.90
11	0.208	2	00	74663.81	0.147	00.00
12	0.165	2	2.95	74663.81	0.147	223.77
13	0.156	2	1.88	74663.81	0.147	206.34
14	0.128	1	0.88	74663.81	0.153	100.52

a.1 site S4 :

A.1. Sens longitudinal (x-x) :

Tableau. IV.13 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal.

Mode	Période	Cas	α_i %	W_i (KN)	S_a/g	V_i (KN)
1	0.988	3	60.00	74663.81	0.117	5241.39
2	0.952	3	8.70	74663.81	0.120	779.49
3	0.819	3	2.98	74663.81	0.132	293.69
4	0.421	2	0.10	74663.81	0.147	10.98
5	0.316	2	7.04	74663.81	0.147	772.68
6	0.304	2	6.30	74663.81	0.147	691.46
7	0.257	2	2.45	74663.81	0.147	268.90
8	0.208	2	7.36	74663.81	0.147	807.82
9	0.208	2	00	74663.81	0.147	00.00
10	0.208	2	3.61	74663.81	0.147	396.21
11	0.208	2	1.66	74663.81	0.147	182.19
12	0.165	2	1.96	74663.81	0.147	215.12
13	0.156	2	3.80	74663.81	0.147	417.07
14	0.128	1	0.06	74663.81	0.153	6.85

A.2. Sens longitudinal (y-y) :

Tableau. IV.14 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal

Mode	Période	Cas	α_i %	W_i (KN)	S_a/g	V_i (KN)
1	0.988	3	10.13	74663.81	0.117	884.92
2	0.952	3	56.54	74663.81	0.120	5065.79
3	0.819	3	4.28	74663.81	0.132	421.82
4	0.421	2	0.04	74663.81	0.147	4.39
5	0.316	2	5.68	74663.81	0.147	632.41
6	0.304	2	5.96	74663.81	0.147	654.14
7	0.257	2	1.96	74663.81	0.147	215.12
8	0.208	2	2.03	74663.81	0.147	222.80
9	0.208	2	00	74663.81	0.147	00.00
10	0.208	2	0.01	74663.81	0.147	1.90
11	0.208	2	00	74663.81	0.147	00.00
12	0.165	2	2.95	74663.81	0.147	223.77
13	0.156	2	1.88	74663.81	0.147	206.34
14	0.128	1	0.88	74663.81	0.153	100.52

2. La structure R+3

1. Site S1 :

A.1. Sens longitudinal (x-x) :

Tableau. IV.15 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal.

Mode	Période	Cas	α_i %	W_i (KN)	S_a/g	V_i (KN)
1	0.561	3	18.17	74663.81	0.097	1315.94
2	0.491	3	4.25	74663.81	0.106	336.36
3	0.467	3	49.35	74663.81	0.109	4016.27
4	0.42	3	0.23	74663.81	0.117	20.09
5	0.194	2	2.26	74663.81	0.147	248.04
6	0.168	2	0.92	74663.81	0.147	100.97
7	0.162	2	12.86	74663.81	0.147	1411.45
8	0.12	1	0.36	74663.81	0.155	41.66
9	0.113	1	0.15	74663.81	0.157	17.58
10	0.112	1	0.71	74663.81	0.158	83.75
11	0.104	1	0.01	74663.81	0.159	1.18
12	0.1	1	6.33	74663.81	0.160	756.19

A.2. Sens longitudinal (y-y) :

Tableau. IV.16 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal

Mode	Période	Cas	α_i %	W_i (KN)	S_a/g	V_i (KN)
1	0.561	3	6.04	74663.81	0.097	437.44
2	0.491	3	64.75	74663.81	0.106	5124.55
3	0.467	3	1.13	74663.81	0.109	91.96
4	0.42	3	0.95	74663.81	0.117	82.98
5	0.194	2	0.73	74663.81	0.147	80.12
6	0.168	2	1.45	74663.81	0.147	159.14
7	0.162	2	0.06	74663.81	0.147	6.58
8	0.12	1	0.05	74663.81	0.155	5.78
9	0.113	1	0.03	74663.81	0.157	3.51
10	0.112	1	0.71	74663.81	0.158	83.75
11	0.104	1	6.13	74663.81	0.159	727.72
12	0.1	1	0.14	74663.81	0.160	16.72

1. Site S2 :

A.1. Sens longitudinal (x-x) :

Tableau. IV.17 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal.

Mode	Période	Cas	α_i %	W_i (KN)	S_a/g	V_i (KN)
1	0.561	3	18.17	74663.81	0.117	1582.27
2	0.491	3	4.25	74663.81	0.128	406.17
3	0.467	3	49.35	74663.81	0.132	4863.74
4	0.42	3	0.23	74663.81	0.142	24.38
5	0.194	2	2.26	74663.81	0.147	248.04
6	0.168	2	0.92	74663.81	0.147	100.97
7	0.162	2	12.86	74663.81	0.147	1411.45
8	0.12	1	0.36	74663.81	0.155	41.66
9	0.113	1	0.15	74663.81	0.157	17.58
10	0.112	1	0.71	74663.81	0.158	83.75
11	0.104	1	0.01	74663.81	0.159	1.18
12	0.1	1	6.33	74663.81	0.160	756.19

A.2. Sens longitudinal (y-y) :

Tableau. IV.18 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal

Mode	Période	Cas	α_i %	W_i (KN)	S_a/g	V_i (KN)
1	0.561	3	6.04	74663.81	0.117	527.63
2	0.491	3	64.75	74663.81	0.128	6188.13
3	0.467	3	1.13	74663.81	0.132	111.36
4	0.42	3	0.95	74663.81	0.142	100.72
5	0.194	2	0.73	74663.81	0.147	80.12
6	0.168	2	1.45	74663.81	0.147	159.14
7	0.162	2	0.06	74663.81	0.147	6.58
8	0.12	1	0.05	74663.81	0.155	5.78
9	0.113	1	0.03	74663.81	0.157	3.51
10	0.112	1	0.71	74663.81	0.158	83.75
11	0.104	1	6.13	74663.81	0.159	727.72
12	0.1	1	0.14	74663.81	0.160	16.72

Site S3 :

A.1. Sens longitudinal (x-x) :

Tableau. IV.19 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal.

Mode	Période	Cas	α_i %	W_i (KN)	S_a/g	V_i (KN)
1	0.561	3	18.17	74663.81	0.136	1845.03
2	0.491	2	4.25	74663.81	0.147	466.46
3	0.467	2	49.35	74663.81	0.147	5087.18
4	0.42	2	0.23	74663.81	0.147	25.24
5	0.194	2	2.26	74663.81	0.147	248.04
6	0.168	2	0.92	74663.81	0.147	100.97
7	0.162	2	12.86	74663.81	0.147	1411.45
8	0.12	1	0.36	74663.81	0.155	41.66
9	0.113	1	0.15	74663.81	0.157	17.58
10	0.112	1	0.71	74663.81	0.158	83.75
11	0.104	1	0.01	74663.81	0.159	1.18
12	0.1	1	6.33	74663.81	0.160	756.19

A.2. Sens longitudinal (y-y) :

Tableau. IV.20 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal

Mode	Période	Cas	α_i %	W_i (KN)	S_a/g	V_i (KN)
1	0.561	3	6.04	74663.81	0.136	613.31
2	0.491	2	64.75	74663.81	0.147	7106.68
3	0.467	2	1.13	74663.81	0.147	124.02
4	0.42	2	0.95	74663.81	0.147	104.26
5	0.194	2	0.73	74663.81	0.147	80.12
6	0.168	2	1.45	74663.81	0.147	159.14
7	0.162	2	0.06	74663.81	0.147	6.58
8	0.12	1	0.05	74663.81	0.155	5.78
9	0.113	1	0.03	74663.81	0.157	3.51
10	0.112	1	0.71	74663.81	0.158	83.75
11	0.104	1	6.13	74663.81	0.159	727.72
12	0.1	1	0.14	74663.81	0.160	16.72

1. Site S4 :

A.1. Sens longitudinal (x-x) :

Tableau. IV.21 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal.

Mode	Période	Cas	α_i %	W_i (KN)	S_a/g	V_i (KN)
1	0.561	2	18.17	74663.81	0.147	1994.26
2	0.491	2	4.25	74663.81	0.147	466.46
3	0.467	2	49.35	74663.81	0.147	5087.18
4	0.42	2	0.23	74663.81	0.147	25.24
5	0.194	2	2.26	74663.81	0.147	248.04
6	0.168	2	0.92	74663.81	0.147	100.97
7	0.162	2	12.86	74663.81	0.147	1411.45
8	0.12	1	0.36	74663.81	0.155	41.66
9	0.113	1	0.15	74663.81	0.157	17.58
10	0.112	1	0.71	74663.81	0.158	83.75
11	0.104	1	0.01	74663.81	0.159	1.18
12	0.1	1	6.33	74663.81	0.160	756.19

A.2. Sens longitudinal (y-y) :**Tableau. IV.22** : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal.

Mode	Période	Cas	α_i %	W_t (KN)	S_a/g	V_i (KN)
1	0.561	2	6.04	74663.81	0.136	662.92
2	0.491	2	64.75	74663.81	0.147	7106.68
3	0.467	2	1.13	74663.81	0.147	124.02
4	0.42	2	0.95	74663.81	0.147	104.26
5	0.194	2	0.73	74663.81	0.147	80.12
6	0.168	2	1.45	74663.81	0.147	159.14
7	0.162	2	0.06	74663.81	0.147	6.58
8	0.12	1	0.05	74663.81	0.155	5.78
9	0.113	1	0.03	74663.81	0.157	3.51
10	0.112	1	0.71	74663.81	0.158	83.75
11	0.104	1	6.13	74663.81	0.159	727.72
12	0.1	1	0.14	74663.81	0.160	16.72

Remarque :

D'après les résultats calculés de l'effort tranchant modal à la base (sens longitudinal et sens transversal) dans les 2 structures (R+12 et R+3). On remarque que il ya une différence dans les résultats obtenu dans les 4 sites.

IV.2.5.5. Combinaisons des réponses modales: (Art 4.3.5 ; RPA 99)

1- Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport

$$r = \frac{T_i}{T_j} \quad \text{Avec } T_i \leq T_j \quad r \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \quad \text{Avec : } \xi_i = \xi_j = 7\%$$

2- Dans le cas ou tout 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.

3- Dans le cas ou deux réponses modales ne sont pas indépendant, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

A. La structure R+12 :

Tableau. IV.23 : Combinaisons des réponses modales

Mode	Période	r	$10 / (10 + \sqrt{\xi_I \xi_J})$
1	0.988	0.963	0,588
2	0.952	0.860	0,588
3	0.819	0.514	0,588
4	0.421	0.750	0,588
5	0.316	0.962	0,588
6	0.304	0.845	0,588
7	0.257	0.809	0,588
8	0.208	1	0,588
9	0.208	1	0,588
10	0.208	1	0,588
11	0.208	1	0,588
12	0.165	0.94	0.588
13	0.156	0.82	0.588
14	0.128	0.92	0.588

B. La structure R+3 :

Tableau. IV.24 : Combinaisons des réponses modales

Mode	Période	r	$10 / (10 + \sqrt{\xi_I \xi_J})$
1	0.561	0.875	0,588
2	0.491	0.951	0,588
3	0.467	0.89	0,588
4	0.42	0.46	0,588
5	0.194	0.86	0,588
6	0.168	0.96	0,588
7	0.162	0.74	0,588
8	0.12	0.94	0,588
9	0.113	0.99	0,588
10	0.112	0.92	0,588
11	0.104	0.96	0,588
12	0.1	0.84	0.588

Commentaire :

Toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, donc la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

Dans ce qui suit, on utilise les valeurs trouvées par ETABS.

Les résultats dans ce tableau au-dessus :

A- La structure R+12:

Tableau. IV.25 : la réponse sismique totale

		E calcul (KN)	E etabs (KN)
Site S1	Sens: x-x	7181.17	4718.67
	Sens: y-y	5608.31	4674.45
Site S	Sens: x-x	7888.01	5554.32
	Sens: y-y	6334.60	5548.79
Site S3	Sens: x-x	8555.92	6327.12
	Sens: y-y	6983.57	6322.93
Site S4	Sens: x-x	9794.54	7738.44
	Sens: y-y	8212.12	7766.52

B- La structure R+3:

Tableau. IV.26 : la réponse sismique totale

		E calcul (KN)	E etabs (KN)
Site S1	Sens: x-x	8329.41	1575.60
	Sens: y-y	6737.78	1709.91
Site S	Sens: x-x	9513.03	1875.10
	Sens: y-y	7911.08	2037.22
Site S3	Sens: x-x	10059.52	2076.31
	Sens: y-y	8927.93	2312.76
Site S4	Sens: x-x	10208.75	2102.20
	Sens: y-y	8977.54	2320.98

Remarque :

D'après les résultats de calcul de la réponse sismique totale dans les 2 structures (R+12 et R+3). On remarque que il ya une différence dans les résultats obtenu dans les 4 sites.

(S1 < S2 < S3 < S4 dans les sens x-x et y-y).

IV.2.6. Méthode statique équivalente :

IV.2.6.1. Principe :

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

IV.2.6.2. Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent.

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale **V** qui s'applique à la base de la structure, doit être calculé successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

- **D** : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site, du facteur d'amortissement (**η**) et de la période fondamental de la structure (**T**).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3.00s \end{cases}$$

Dans le cas où la structure est contreventée par des voiles en béton armé en plus de la formule (4.6 R.P.A 2003), on peut également utiliser aussi la formule 4.7 R.P.A 2003

$$T = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D}}$$

- **D** : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

- a) - sans longitudinale : **D_x** = 27.80 m \longrightarrow **T_X** = **0.696 sec.**
- b) - sens transversale : **D_y** = 26.85 m \longrightarrow **T_Y** = **0.708 sec.**

D'après RPA99/version 2003, il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7).

Donc: $T_X = \min (T, T_x) = \mathbf{0.696 \text{ sec}}$
 $T_Y = \min (T, T_y) = \mathbf{0.708 \text{ sec}}$

- 1- Site S1 : On a: $T_1 = 0.15 \text{ sec}$
 $T_2 = 0.30 \text{ sec}$
- 2- Site S2 : On a: $T_1 = 0.15 \text{ sec}$
 $T_2 = 0.40 \text{ sec}$
- 3- Site S3 : On a: $T_1 = 0.15 \text{ sec}$
 $T_2 = 0.50 \text{ sec}$
- 4- Site S4 : On a: $T_1 = 0.15 \text{ sec}$
 $T_2 = 0.70 \text{ sec}$

⇒ Dans toutes les cas on a :

$$0.15 < T_X < 3s \quad \text{donc } D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$0.15 < T_Y < 3s \quad \text{donc } D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

- W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + 0.2W_{Qi} \quad (\text{formule 4-5 R.P.A2003})$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanents.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5 du RPA99 version 2003).

Dans notre cas, (le bâtiment à usage d'habitation) $\beta = \mathbf{0,20}$.

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0.2W_{Qi}$

La masse totale calculée par **ETAPS** :

$$W_T = 74663.81 \text{ KN}$$

Conclusion :

Tableau. IV.27 : la force sismique statique

Paramètres	A	η	Q	D _x	D _y	R	W _T (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)
Site S1	0.15	0.88	1.25	1.26	1.24	3.5	74663.81	5039.80	4959.81
Site S2	0.15	0.88	1.25	1.52	1.50	3.5	74663.81	6079.76	5999.77
Site S3	0.15	0.88	1.25	1.76	1.74	3.5	74663.81	7039.73	6959.73
Site S4	0.15	0.88	1.25	2.20	2.18	3.5	74663.81	8799.66	8719.66

IV.2.7. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

D’après le RPA99/version2003 (art 4.3.6), la résultante V_t des forces obtenues à la base par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminés par la méthode statique équivalente **V**.

Ceci nous donne :

A- La structure R+12 :

Tableau. IV.28 : Vérification de la résultante des forces sismique

		V _t (KN)	V(KN)	0,8V statique (KN)	Observation
Site S1	Sens (x-x)	7181.17	5039.80	4031.84	Vérifier
	Sens (y-y)	5608.31	4959.81	3967.84	Vérifier
Site S2	Sens (x-x)	7888.01	6079.76	4863.80	Vérifier
	Sens (y-y)	6334.60	5999.77	4799.81	Vérifier
Site S3	Sens (x-x)	8555.92	7039.73	5631.78	Vérifier
	Sens (y-y)	6983.57	6959.73	5567.78	Vérifier
Site S4	Sens (x-x)	9794.54	8799.66	6559.72	Vérifier
	Sens (y-y)	8212.12	8719.66	6975.72	Vérifier

B- La structure R+3 :**Tableau. IV.29 :** Vérification de la résultante des forces sismiques

		V_t (KN)	V(KN)	V_t / V	Observation
Site S1	Sens (x-x)	8329.41	5039.80	4031.84	Vérifier
	Sens (y-y)	6737.78	4959.81	3967.84	Vérifier
Site S2	Sens (x-x)	9513.03	6079.76	4863.80	Vérifier
	Sens (y-y)	7911.08	5999.77	4799.81	Vérifier
Site S3	Sens (x-x)	10059.52	7039.73	5631.78	Vérifier
	Sens (y-y)	8927.93	6959.73	5567.78	Vérifier
Site S4	Sens (x-x)	10208.75	8799.66	6559.72	Vérifier
	Sens (y-y)	8977.54	8719.66	6975.72	Vérifier

Remarque :

D'après les résultats calculés de la force sismique statique dans les 2 structures (R+12 et R+3). On remarque que il ya une différence dans les résultats obtenu dans les 4 sites.

(S1 < S2 < S3 < S4 dans les sens x-x et y-y).

IV.2.8.4. Vérification de l'effort normal réduit :

L'article (7-4-3-1) du R.P.A 2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton. et comme cette vérification est vérifiée sous charges statiques donc on doit refaire la vérification sous charge dynamique, La vérification s'effectue par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Où : N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton

A. La structure R+12.

Tableau. IV.30: Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Section (cm ²)	N(KN)	N _{rd}	remarque
RDC / 1 ^{er}	75	4846.79	0.28	Vérifier
2 ^{ème}	70	3773.98	0.25	Vérifier
3 ^{ème} / 4 ^{ème}	65	3564.66	0.28	Vérifier
5 ^{ème} / 6 ^{ème}	60	2829.51	0.26	Vérifier
7 ^{ème}	55	2056.17	0.22	Vérifier
8 ^{ème}	50	1682.05	0.22	Vérifier
9 ^{ème} / 10 ^{ème}	45	1346.97	0.22	Vérifier
11 ^{ème} / 12 ^{ème}	40	763.54	0.15	Vérifier

B. La structure R+3 :

Tableau. IV.31 : Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	Section (cm ²)	N(KN)	N _{rd}	remarque
RDC	45	1479.86	0.24	Vérifier
1 ^{er}	40	1077.41	0.22	Vérifier
2 ^{ème} / 3 ^{ème}	35	745.01	0.20	Vérifier

13. Vérification des déplacements inter étage

Sous l'action des forces sismique horizontales, La structure subira des déformations dans le plan (o, x, y).

Le RPA99/Version2003 préconise que les déplacements relatifs entre étages ne doivent pas dépasser les valeurs de 1%de la hauteur d'étage.

Les déplacements sont calculés par la formule définie par la formule

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \text{ (Art 4 - 19 – R.P.A 2003)}$$

Avec:

- ✓ δ_K : est le déplacement horizontal à niveau (K) de la structure.
- ✓ δ_{eK} : est déplacement élastique dû aux forces sismiques.
- ✓ R : est le coefficient de comportement (R=3.5).

✓ Le déplacement relatif au niveau " k " par rapport au niveau " k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{(Art 4 – 20 RPA99/2003).}$$

Les résultats des déplacements inter-étage sont présentés dans les tableaux suivants :

A- La structure R+12 :

1- Le site S1 :

Sens longitudinale :

1- Le site S1 :

Tableau. IV.32 : Déplacement inter-étage dans le sens XX.

NIV	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1%he (cm)	Observation
12	2.982	10.437	0.644	360	CV
11	2.798	9.793	0.714	360	CV
10	2.594	9.079	0.788	360	CV
9	2.369	8.291	0.861	360	CV
8	2.123	7.430	0.920	360	CV
7	1.860	6.510	0.920	360	CV
6	1.586	5.551	0.959	360	CV
5	1.306	4.571	0.980	360	CV
4	1.024	3.584	0.959	360	CV
3	0.750	2.625	0.896	360	CV
2	0.494	1.729	0.981	360	CV
1	0.271	0.748	0.398	360	CV
RDC	0.100	0.350	0.350	480	CV
base	00.00	00.00	00.00		

2- Site S2 :

Tableau. IV.33 : Déplacement inter-étage dans le sens XX.

NIV	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1%he (cm)	Observation
12	3.574	12.509	0.767	360	CV
11	3.355	11.742	0.854	360	CV
10	3.111	10.888	0.941	360	CV
9	2.842	9.947	1.04	360	CV
8	2.545	8.907	1.109	360	CV
7	2.228	7.798	1.155	360	CV
6	1.898	6.643	1.183	360	CV
5	1.560	5.460	1.187	360	CV
4	1.221	4.273	1.148	360	CV
3	0.893	3.125	1.074	360	CV
2	0.586	2.051	0.928	360	CV
1	0.321	1.123	0.710	360	CV
RDC	0.118	0.413	0.413	480	CV

Base	00.00	00.00	00.00		
-------------	-------	-------	-------	--	--

3- Site S3 :

Tableau. IV.34 : Déplacement inter-étage dans le sens XX.

NIV	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1%he (cm)	Observation
12	4.117	14.400	0.873	360	CV
11	3.865	13.527	0.980	360	CV
10	3.585	12.547	1.088	360	CV
9	3.274	11.459	1.201	360	CV
8	2.931	10.258	1.281	360	CV
7	2.565	8.977	1.281	360	CV
6	2.183	7.640	1.337	360	CV
5	1.793	6.275	1.372	360	CV
4	1.401	4.903	1.323	360	CV
3	1.023	3.580	1.235	360	CV
2	0.670	2.345	1.061	360	CV
1	0.367	1.284	0.812	360	CV
RDC	0.135	0.472	0.472	480	CV
Base	00.00	00.00	00.00		

4- Site S4 :

Tableau. IV.35 : Déplacement inter-étage dans le sens XX.

NIV	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1%he (cm)	Observation
12	5.096	17.836	1.089	360	CV
11	4.785	16.747	1.214	360	CV
10	4.438	15.533	1.348	360	CV
9	4.053	14.185	1.487	360	CV
8	3.628	12.698	1.593	360	CV
7	3.173	11.105	1.666	360	CV
6	2.697	9.439	1.697	360	CV
5	2.212	7.742	1.698	360	CV
4	1.727	6.044	1.641	360	CV
3	1.258	4.403	1.523	360	CV
2	0.823	2.880	1.305	360	CV
1	0.450	1.575	0.998	360	CV
RDC	0.165	0.577	0.577	480	CV
Base	00.00	00.00	00.00		

Sens transversale

1- Le site S1 :

Tableau. IV.36 : Déplacement inter-étage dans le sens YY

NIV	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1%he (cm)	Observation
12	2.797	9.789	0.532	360	CV
11	2.645	9.257	0.602	360	CV
10	2.473	8.655	0.682	360	CV
9	2.278	7.973	0.767	360	CV
8	2.059	7.206	0.819	360	CV
7	1.825	6.387	0.864	360	CV
6	1.578	5.523	0.896	360	CV
5	1.322	4.627	0.935	360	CV
4	1.055	3.692	0.934	360	CV
3	0.788	2.758	0.921	360	CV
2	0.525	1.837	0.833	360	CV
1	0.287	1.004	0.647	360	CV
RDC	0.102	0.357	0.357	480	CV
base	00.00	00.00	00.00		

2- Site S2 :

Tableau. IV.37 : Déplacement inter-étage dans le sens YY

NIV	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1%he (cm)	Observation
12	3.381	11.833	0.637	360	CV
11	3.199	11.196	0.724	360	CV
10	2.992	10.472	0.823	360	CV
9	2.757	9.649	0.931	360	CV
8	2.491	8.718	1.001	360	CV
7	2.205	7.717	1.057	360	CV
6	1.903	6.660	1.092	360	CV
5	1.591	5.568	1.134	360	CV
4	1.267	4.434	1.137	360	CV
3	0.942	3.297	1.106	360	CV
2	0.626	2.191	0.998	360	CV
1	0.341	1.193	0.773	360	CV
RDC	0.120	0.420	0.420	480	CV
base	00.00	00.00	00.00		

3- Site S3 :

Tableau. IV.38 : Déplacement inter-étage dans le sens YY

NIV	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1%he (cm)	Observation
12	3.888	13.608	0.728	360	CV
11	3.680	12.880	0.833	360	CV
10	3.442	12.047	0.945	360	CV
9	3.172	11.102	0.970	360	CV
8	2.865	10.132	1.263	360	CV
7	2.534	8.869	1.218	360	CV
6	2.186	7.651	1.267	360	CV
5	1.824	6.384	1.309	360	CV
4	1.450	5.075	1.306	360	CV
3	1.077	3.769	1.270	360	CV
2	0.714	2.499	1.141	360	CV
1	0.388	1.358	0.879	360	CV
RDC	0.137	0.479	0.479	480	CV
Base	00.00	00.00	00.00		

4- Site S4 :

Tableau. IV.39 : Déplacement inter-étage dans le sens YY

NIV	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1%he (cm)	Observation
12	4.825	16.887	0.896	360	CV
11	4.569	15.991	1.029	360	CV
10	4.275	14.962	1.172	360	CV
9	3.940	13.790	1.341	360	CV
8	3.557	12.449	1.445	360	CV
7	3.144	11.004	1.566	360	CV
6	2.708	9.478	1.579	360	CV
5	2.257	7.899	1.634	360	CV
4	1.790	6.265	1.621	360	CV
3	1.327	4.644	1.575	360	CV
2	0.877	3.069	1.403	360	CV
1	0.476	1.666	1.082	360	CV
RDC	0.167	0.584	0.584	480	CV
Base	00.00	00.00	00.00		

B- La structure R+3 :

Sens longitudinale :

1- Le site S1 :

Tableau. IV.40 : Déplacement inter-étage dans le sens XX.

NIV	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1%he (cm)	Observation
3	1.051	3.678	0.777	360	CV
2	0.829	2.901	1.092	360	CV
1	0.517	1.809	0.997	360	CV
RDC	0.232	0.812	0.812	480	CV
Base	00.00	00.00	00.00		

2- Site S2 :

Tableau. IV.41 : Déplacement inter-étage dans le sens XX.

NIV	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1%he (cm)	Observation
3	1.268	4.438	0.959	360	CV
2	0.994	3.479	1.327	360	CV
1	0.615	2.152	1.193	360	CV
RDC	0.274	0.959	0.959	480	CV
base	00.00	00.00	00.00		

3- Site S3 :

Tableau. IV.42 : Déplacement inter-étage dans le sens XX.

NIV	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1%he (cm)	Observation
3	1.415	4.952	0.980	360	CV
2	1.135	3.972	1.515	360	CV
1	0.702	2.457	1.365	360	CV
RDC	0.312	1.092	1.092	480	CV
base	00.00	00.00	00.00		

4- Site S4 :

Tableau. IV.43 : Déplacement inter-étage dans le sens XX.

NIV	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1%he (cm)	Observation
3	1.503	5.260	1.036	360	CV
2	1.207	4.224	1.606	360	CV
1	0.748	2.618	1.453	360	CV

RDC	0.333	1.165	1.165	480	CV
Base	00.00	00.00	00.00		

Sens transversale :

1- le site S1 :

Tableau. IV.45 : Déplacement inter-étage dans le sens YY

NIV	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1%he (cm)	Observation
3	1.031	3.608	0.759	360	CV
2	0.814	2.849	1.201	360	CV
1	0.471	1.648	1.036	360	CV
RDC	0.175	0.612	0.612	480	CV
Base	00.00	00.00	00.00		

2- Site S2 :

Tableau. IV.46 : Déplacement inter-étage dans le sens YY

NIV	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1%he (cm)	Observation
3	1.242	4.347	0.921	360	CV
2	0.979	3.426	1.456	360	CV
1	0.563	1.970	1.249	360	CV
RDC	0.206	0.721	0.721	480	CV
base	00.00	00.00	00.00		

3- Site S3 :

Tableau. IV.47 : Déplacement inter-étage dans le sens YY

NIV	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1%he (cm)	Observation
3	1.414	4.949	1.050	360	CV
2	1.114	3.899	1.666	360	CV
1	0.638	2.233	1.421	360	CV
RDC	0.232	0.812	0.812	480	CV
base	00.00	00.00	00.00		

4- Site S4 :

Tableau. IV.48 : Déplacement inter-étage dans le sens YY

NIV	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1%he (cm)	Observation
3	1.407	4.924	1.046	360	CV
2	1.108	3.878	1.659	360	CV
1	0.634	2.219	1.407	360	CV
RDC	0.232	0.812	0.812	480	CV
base	00.00	00.00	00.00		

Commentaire

Les résultats obtenus montrent que les déplacements relatifs inter-étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage $\Rightarrow \Delta_k < 1\%h_k$.

Remarque :

D'après les résultats calculés de déplacement inter-étage (δ_{eK} δ_K) dans les 2 structures (R+12 et R+3). On remarque que il ya une différence dans les résultats obtenu dans les 4 sites et les 2 sens x-x et y-y. exp : δ_{eK} étage 12 : S1=2.98 < S2 = 3.57 < S3=4.11 < S4=5.09).

14. Vérification de l'effet P- Δ :

L'effet P- Δ représente l'augmentation des déplacements horizontaux dû à l'application simultanée de charges verticales et d'une petite charge horizontale.

Le RPA99/2003 estime que les effets de second ordre peuvent être négligés si la condition suivante est vérifiée :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,10 \quad (\text{Article 5.6. RPA99/2003}).$$

- Si $0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par un facteur $\frac{1}{(1-\theta_K)}$
- Si $\theta_K > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation situés au-dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau " K ".

Δ_K : déplacement relatif de niveau " K " par rapport au niveau " K-1 "

H_K : hauteur d'étage.

A- La structure R+12 :

Sens longitudinale :

1- Site s1 :

Tableau. IV.49 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens longitudinal

Niv	hk(m)	pk(KN)	Vk(KN)	Δk (cm)	θ	Observation
E12	3.06	4847.36	858.75	0.644	0.01	CV
E11	3.06	9904.33	1500.30	0.714	0.01	CV
E10	3.06	14961.30	1992.96	0.788	0.01	CV
E9	3.06	20019.40	2374.70	0.861	0.02	CV
E8	3.06	25160.90	2729.36	0.920	0.02	CV
E7	3.06	30497.03	3024.10	0.920	0.03	CV
E6	3.06	36024.48	3311.26	0.959	0.03	CV
E5	3.06	41670.53	3595.66	0.980	0.03	CV
E4	3.06	47453.68	3862.90	0.959	0.03	CV
E3	3.06	53367.39	4116.03	0.896	0.03	CV
E2	3.06	59401.88	4337.90	0.981	0.04	CV
E1	3.06	65720.16	4560.74	0.398	0.01	CV
RDC	4.08	74663.81	4669.84	0.350	0.01	CV

1- Site s2 :

Tableau. IV.50 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens longitudinal

Niv	hk(m)	pk(KN)	Vk(KN)	Δk (cm)	θ	Observation
E12	3.06	4847.36	956.04	0.767	0.01	CV
E11	3.06	9904.33	1706.01	0.854	0.01	CV
E10	3.06	14961.30	2316.23	0.941	0.01	CV
E9	3.06	20019.40	2831.14	1.04	0.02	CV
E8	3.06	25160.90	3270.36	1.109	0.02	CV
E7	3.06	30497.03	3660.12	1.155	0.03	CV
E6	3.06	36024.48	4029.08	1.183	0.03	CV
E5	3.06	41670.53	4377.34	1.187	0.03	CV
E4	3.06	47453.68	4692.26	1.148	0.03	CV
E3	3.06	53367.39	4976.60	1.074	0.03	CV
E2	3.06	59401.88	5211.46	0.928	0.03	CV
E1	3.06	65720.16	5445.11	0.710	0.02	CV
RDC	4.08	74663.81	5554.32	0.413	0.01	CV

1- Site s3 :

Tableau. IV.51 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens longitudinal

Niv	hk(m)	pk(KN)	Vk(KN)	Δk (cm)	θ	Observation
E12	3.06	4847.36	1034.13	0.873	0.01	CV
E11	3.06	9904.33	1875.31	0.980	0.01	CV
E10	3.06	14961.30	2588.16	1.088	0.02	CV
E9	3.06	20019.40	3205.16	1.201	0.02	CV
E8	3.06	25160.90	3740.45	1.281	0.02	CV
E7	3.06	30497.03	4217.65	1.281	0.03	CV
E6	3.06	36024.48	4660.54	1.337	0.03	CV
E5	3.06	41670.53	5064.85	1.372	0.03	CV
E4	3.06	47453.68	5418.98	1.323	0.03	CV
E3	3.06	53367.39	5727.80	1.235	0.03	CV
E2	3.06	59401.88	5972.30	1.061	0.03	CV
E1	3.06	65720.16	6216.39	0.812	0.02	CV
RDC	4.08	74663.81	6327.12	0.472	0.01	CV

2- Site s4 :

Tableau. IV.52 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens longitudinal

Niv	hk(m)	pk(KN)	Vk(KN)	Δk (cm)	θ	Observation
E12	3.06	4847.36	1185.80	1.089	0.01	CV
E11	3.06	9904.33	2197.89	1.214	0.01	CV
E10	3.06	149610.03.30	3096.47	1.348	0.02	CV
E9	3.06	20019.40	3894.03	1.487	0.02	CV
E8	3.06	25160.90	4596.54	1.593	0.02	CV
E7	3.06	30497.03	5224.75	1.666	0.02	CV
E6	3.06	36024.48	5796.37	1.697	0.03	CV
E5	3.06	41670.53	6300.82	1.698	0.03	CV
E4	3.06	47453.68	6727.74	1.641	0.03	CV
E3	3.06	53367.39	7085.23	1.523	0.03	CV
E2	3.06	59401.88	7353.20	1.305	0.03	CV
E1	3.06	65720.16	7621.70	0.998	0.02	CV
RDC	4.08	74663.81	7738.44	0.577	0.02	CV

Sens transversale :

Site s1 :

Tableau. IV.53 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens transversal

Niv	hk(m)	pk(KN)	Vk(KN)	Δk (cm)	θ	Observation
E12	3.06	4847.36	817.82	0.532	0.008	CV
E11	3.06	9904.33	1441.57	0.602	0.01	CV
E10	3.06	14961.30	1947.06	0.682	0.01	CV
E9	3.06	20019.40	2366.24	0.767	0.02	CV
E8	3.06	25160.90	2716.73	0.819	0.02	CV
E7	3.06	30497.03	3027.45	0.864	0.03	CV
E6	3.06	36024.48	3327.98	0.896	0.03	CV
E5	3.06	41670.53	3617.92	0.935	0.03	CV
E4	3.06	47453.68	3884.97	0.934	0.03	CV
E3	3.06	53367.39	4135.11	0.921	0.03	CV
E2	3.06	59401.88	4349.30	0.833	0.03	CV
E1	3.06	65720.16	4569.77	0.647	0.03	CV
RDC	4.08	74663.81	4677.02	0.357	0.01	CV

4- Site s2 :

Tableau. IV.54 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens transversal

Niv	hk(m)	pk(KN)	Vk(KN)	Δk (cm)	θ	Observation
E12	3.06	4847.36	910.54	0.637	0.01	CV
E11	3.06	9904.33	1637.46	0.724	0.01	CV
E10	3.06	14961.30	2258.10	0.823	0.01	CV
E9	3.06	20019.40	2789.18	0.931	0.02	CV
E8	3.06	25160.90	3243.75	1.001	0.02	CV
E7	3.06	30497.03	3649.17	1.057	0.02	CV
E6	3.06	36024.48	4030.20	1.092	0.03	CV
E5	3.06	41670.53	4384.81	1.134	0.03	CV
E4	3.06	47453.68	4697.45	1.137	0.03	CV
E3	3.06	53367.39	4978.76	1.106	0.03	CV
E2	3.06	59401.88	5206.13	0.998	0.03	CV
E1	3.06	65720.16	5439.64	0.773	0.03	CV
RDC	4.08	74663.81	5548.79	0.420	0.01	CV

3- Site s3 :

Tableau. IV.55 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens transversal

Niv	hk(m)	pk(KN)	Vk(KN)	Δk (cm)	θ	Observation
E12	3.06	4847.36	991.78	0.728	0.01	CV
E11	3.06	9904.33	1809.09	0.833	0.01	CV
E10	3.06	14961.30	2530.93	0.945	0.01	CV
E9	3.06	20019.40	3161.84	0.970	0.02	CV
E8	3.06	25160.90	3710.09	1.263	0.02	CV
E7	3.06	30497.03	4200.71	1.218	0.02	CV
E6	3.06	36024.48	4654.069	1.267	0.03	CV
E5	3.06	41670.53	5064.64	1.309	0.03	CV
E4	3.06	47453.68	5417.08	1.306	0.03	CV
E3	3.06	53367.39	5724.70	1.270	0.03	CV
E2	3.06	59401.88	5963.73	1.141	0.03	CV
E1	3.06	65720.16	6210.49	0.879	0.03	CV
RDC	4.08	74663.81	6322.93	0.479	0.01	CV

4- Site s4 :

Tableau. IV.56 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens transversal

Niv	hk(m)	pk(KN)	Vk(KN)	Δk (cm)	θ	Observation
E12	3.06	4847.36	1151.69	0.896	0.01	CV
E11	3.06	9904.33	2141.22	1.029	0.01	CV
E10	3.06	14961.30	3050.11	1.172	0.01	CV
E9	3.06	20019.40	3861.90	1.341	0.02	CV
E8	3.06	25160.90	4577.48	1.445	0.02	CV
E7	3.06	30497.03	5219.31	1.566	0.02	CV
E6	3.06	36024.48	5802.09	1.579	0.03	CV
E5	3.06	41670.53	6315.09	1.634	0.03	CV
E4	3.06	47453.68	6742.67	1.621	0.03	CV
E3	3.06	53367.39	1037.53	1.575	0.03	CV
E2	3.06	59401.88	7368.76	1.403	0.03	CV
E1	3.06	65720.16	7645.03	1.082	0.03	CV
RDC	4.08	74663.81	7766.52	0.584	0.01	CV

B- La structure R+3 :

Sens longitudinale :

2- Site s1 :

Tableau. IV.57 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens longitudinal

Niv	hk(m)	pk(KN)	Vk(KN)	Δk (cm)	θ	Observation
E3	3.06	4429.26	734.96	0.777	0.01	CV
E2	3.06	8717.98	1110.65	1.092	0.02	CV
E1	3.06	12918.02	1394.72	0.997	0.03	CV
RDC	4.08	19039.27	1575.60	0.812	0.02	CV

5- Site s2 :

Tableau. IV.58 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens longitudinal

Niv	hk(m)	pk(KN)	Vk(KN)	Δk (cm)	θ	Observation
E3	3.06	4429.26	865.57	0.959	0.01	CV
E2	3.06	8717.98	1345.79	1.327	0.02	CV
E1	3.06	12918.02	1687.17	1.193	0.02	CV
RDC	4.08	19039.27	1875.10	0.959	0.02	CV

6- Site s3 :

Tableau. IV.59 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens longitudinal

Niv	hk(m)	pk(KN)	Vk(KN)	Δk (cm)	θ	Observation
E3	3.06	4429.26	953.79	0.980	0.01	CV
E2	3.06	8717.98	1502.14	1.515	0.02	CV
E1	3.06	12918.02	1881.51	1.365	0.03	CV
RDC	4.08	19039.27	2076.31	1.092	0.02	CV

7- Site s4 :

Tableau. IV.60 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens longitudinal

Niv	hk(m)	pk(KN)	Vk(KN)	Δk (cm)	θ	Observation
E3	3.06	4429.26	964.50	1.036	0.01	CV
E2	3.06	8717.98	1520.95	1.606	0.03	CV
E1	3.06	12918.02	1905.69	1.453	0.03	CV

RDC	4.08	19039.27	2102.20	1.165	0.02	CV
------------	------	----------	---------	-------	------	----

Sens transversale :

3- Site s1 :

Tableau. IV.61 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens transversal

Niv	hk(m)	pk(KN)	Vk(KN)	Δk (cm)	θ	Observation
E3	3.06	4429.26	794.14	0.759	0.01	CV
E2	3.06	8717.98	1181.83	1.201	0.02	CV
E1	3.06	12918.02	1501.76	1.036	0.01	CV
RDC	4.08	19039.27	1709.91	0.612	0.01	CV

8- Site s2 :

Tableau. IV.62 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens transversal

Niv	hk(m)	pk(KN)	Vk(KN)	Δk (cm)	θ	Observation
E3	3.06	4429.26	934.15	0.921	0.01	CV
E2	3.06	8717.98	1430.91	1.456	0.02	CV
E1	3.06	12918.02	1815.56	1.249	0.02	CV
RDC	4.08	19039.27	2037.22	0.721	0.01	CV

9- Site s3 :

Tableau. IV.63 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens transversal

Niv	hk(m)	pk(KN)	Vk(KN)	Δk (cm)	θ	Observation
E3	3.06	4429.26	1053.56	1.050	0.01	CV
E2	3.06	8717.98	1638.03	1.666	0.02	CV
E1	3.06	12918.02	2077.19	1.421	0.02	CV
RDC	4.08	19039.27	2312.76	0.812	0.01	CV

10- Site s4 :

Tableau. IV.64 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens transversal

Niv	hk(m)	pk(KN)	Vk(KN)	Δk (cm)	θ	Observation
E3	3.06	4429.26	1056.89	1.046	0.01	CV
E2	3.06	8717.98	1643.88	1.659	0.02	CV
E1	3.06	12918.02	2084.86	1.407	0.02	CV
RDC	4.08	19039.27	2320.98	0.812	0.01	CV

D'après les résultats de ces deux tableaux

La condition $\theta < 0,10$ est vérifiée.

Donc: l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

IV.2.8.3. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble:(RPA99/VERS03 Art.5.5.)

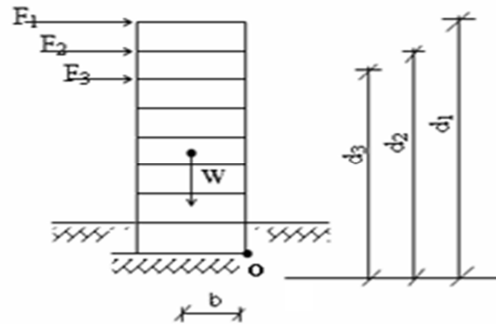
Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

$$- M_{Re} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$- M_{stab} = M_{W/O} = W \times b$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$



A- La structure R+12 :

Tableau. IV.65 : vérification d'équilibre d'ensemble

		W _i (KN)	b(m)	M _s (KN.m)	M _r (KN)	M _s /M _r
Site S1	Sens (X-X)	74663.81	13.9	1037826.95	203343.99	5.10
	Sens (Y-Y)	74663.81	13.425	1002361.64	200116.59	5.00
Site S2	Sens (X-X)	74663.81	13.9	1037826.95	245303.92	4.23
	Sens (Y-Y)	74663.81	13.425	1002361.64	242076.50	4.14
Site S3	Sens (X-X)	74663.81	13.9	1037826.95	284036.44	3.65
	Sens (Y-Y)	74663.81	13.425	1002361.64	280808.62	3.56
Site S4	Sens (X-X)	74663.81	13.9	1037826.95	355045.44	2.92
	Sens (Y-Y)	74663.81	13.425	1002361.64	351817.63	2.84

B- La structure R+3 :

Tableau. IV.66 : vérification d'équilibre d'ensemble.

		W _i (KN)	b(m)	M _s (KN.m)	M _r (KN)	M _s /M _r
Site S1	Sens (X-X)	19039.27	13.9	264645.85	122118.04	2.16
	Sens (Y-Y)	19039.27	13.425	255602.20	139171.58	1.83
Site S2	Sens (X-X)	19039.27	13.9	264645.85	158491.55	1.66
	Sens (Y-Y)	19039.27	13.425	255602.20	153730.38	1.67

Site S3	Sens (X-X)	19039.27	13.9	264645.85	181047.33	1.46
	Sens (Y-Y)	19039.27	13.425	255602.20	178961.87	1.42
Site S4	Sens (X-X)	19039.27	13.9	264645.85	185958.43	1.42
	Sens (Y-Y)	19039.27	13.425	255602.20	222783.17	1.14

Commentaire :

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.

Remarque :

D'après les résultats calculés de la vérification d'équilibre d'ensemble dans les 2 structures (R+12 et R+3). On remarque que il ya aucune différence dans le moment stabilisateur dans les 4 sites ; par contre on remarque que il ya une différence dans le moment renversement ($S1 < S2 < S3 < S$).dans les 2 sens (x-x ; y-y).

Conclusion :

D'après les résultats obtenu on conclu que le site d'implantation n'influence pas sur la période et la masse et le moment stabilisateur.

Par contre il s'influence sur :

- L'effort tranchant à la base.
- La réponse sismique totale.
- La force sismique statique.
- Le déplacement inter-étage.
- Le moment de renversement.

Chapitre V

Calcul et ferrailage des éléments principaux.



V. Introduction :

Une construction en béton armé doit demeurer résistante avant et après le séisme grâce à ces éléments principaux. En conséquence ces derniers doivent être bien armé et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul du ferraillage sont imposées par le **BAEL91**, et le **RPA99 V 2003** de façon à prévoir les efforts les plus défavorables contre lesquels la structure sera amenée à résister.

V.1. Les poteaux :

V.1.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations, et soumis à un effort normal « **N** » et à un moment de flexion « **M** », Donc, ils sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversale longitudinal)

V.1.2. Les combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions à considérer simultanément, et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments de résistance.

➤ Les actions :

Les actions sont des forces et des couples, directement appliqués à une construction, ou résultant des déformations imposées (retrait, fluage, variation de température)

- Action permanente notée G (poids propre de la structure).
- Action variable notée Q
- Action accidentelle notée E

V.1.3. Les sollicitations :

Ce sont des efforts (normaux ou tranchants) et des moments de flexion ou de torsion, développés dans une section par combinaisons d'actions, calculés par les méthodes de la RDM ou forfaitaires.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

▪ **Selon BAEL 91** : Situation durable :

- ◆ **E.L.U** : $1,35 G + 1,5 Q$ (1)
- ◆ **E.L.S** : $G + Q$ (2)

▪ **Selon le R.P.A** : Situation accidentelle :

$$G + Q + E \dots\dots\dots (3)$$

$$0,8G \pm E \dots\dots\dots (4)$$

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et dans les situations suivantes :

1-Situation durable.

2-Situation accidentelle.

V.1.4. Caractéristiques des matériaux :

Tableau V. 1: Caractéristiques des matériaux.

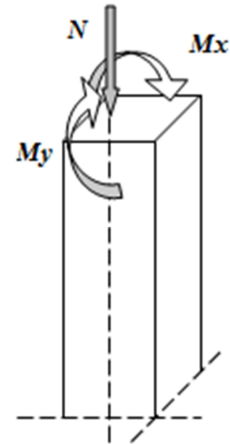
Matériaux	Caractéristiques	Situation durable	Situation accidentelle
Béton	F_{c28} (Mpa)	30	30
	γ_b	1.5	1.15
	σ_b (Mpa)	17	22.20
acier	F_e (Mpa)	500	500
	γ_s	1.15	1
	σ_s (Mpa)	434.78	500

V.1.5. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc, ils sont calculés en flexion composée.

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- ✓ Un effort normal.
- ✓ Un effort tranchant.
- ✓ Un moment fléchissant.



Les sollicitations sont obtenues par le logiciel **ETABS**. Les efforts que nous avons pris pour le calcul sont suivant les 4 combinaisons :

Figure V. 1: photo d'un poteau.

Figure V. 1: Photo d'un poteau

- ✓ N_{\max} et M_2, M_3 correspondant.
- ✓ N_{\min} et M_2, M_3 correspondant.
- ✓ $M_{2\max}$ et N correspondant.
- ✓ $M_{3\max}$ et N correspondant.

➤ Remarque :

M_2 correspond à M_x et M_3 correspond à M_y

V.1.6. Calcul des armatures de la variante 01 :

A. La structure R+12 :

Le calcul des armatures sera effectué par zone, elles seront définies comme suit :

- **Zone1** : Du RDC jusqu'au 1^{ème} étage.
- **Zone2** : 2^{ème}
- **Zone3** : Du 3^{ème} jusqu'au 4^{ème} étage.
- **Zone4** : Du 5^{ème} jusqu'au 6^{ème} étage.
- **Zone5** : 7^{ème}
- **Zone6** : 8^{ème}
- **Zone7** : Du 9^{ème} jusqu'au 10^{ème} étage.

- **Zone8** : Du 1^{ème} jusqu'au 12^{ème} étage.

B. La structure R+3 :

Le calcul des armatures sera effectué par zone, elles seront définies comme suit :

- **Zone1** : RDC.
- **Zone2** : 1^{ème} étage
- **Zone3** : Du 2^{ème} jusqu'au 3^{ème} étage

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.

V.1.7.Ferraillage longitudinal :

- **Recommandations du RPA99 /V2003 :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal est de 0,9% en zone III.
- Leur pourcentage maximal est de :
 - 3% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- le diamètre minimum est de 12 mm.
- la longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ .

- la distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieure des zones nodales (zones critiques) $h' = \text{Max} (h_e/6, b1, h1, 60\text{cm})$.

❖Recommandations du «BAEL99» :

Ferraillage minimum d'après le BAEL99 est donnée par :

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4\text{cm}^2 / \text{ml}, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton = $b \times h$.

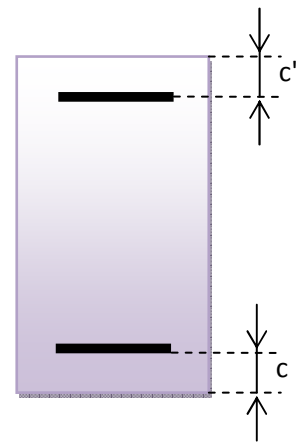
$$d = 0,9h$$

$$A \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} b_0 \cdot d \cdot \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d}$$

➤ **Le ferraillage minimal d'après CBA93 :**

Ferraillage minimum d'après le CBA93 est donnée par :

$$A \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} b_0 \cdot d$$



⇒ **Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :**

A. La structure R+12 :

1- La zone 01 :

Tableau V. 2: Ferraillage des poteaux sous combinaisons sismique (75x75)

	M,N	Section	N (kn)	M ₂ (kn.m)	M ₃ (kn.m)	A ₂ (cm ²)	A ₃ (cm ²)	Choix		Max (cm ²)
								A ₂	A ₃	
Site1	N _{max} M _{corr}	75×75	3693.99	-74.51	-75.77	0.00	0.00			56.28
	N _{min} M _{corr}		-235.76	1.704	15.00	2.41	2.79	2T16	2T16	
	M _{2max} N _{corr}		2404.50	-972.88	-828.44	7.65	2.67	6T14	2T16	
	M _{3max} N _{corr}		1539.80	950.67	738.06	14.04	7.08	8T16	8T16	
Site2	N _{max} M _{corr}	75×75	3729.56	-92.34	-89.32	0.00	0.00			57.28
	N _{min} M _{corr}		-476.63	37.04	1.51	5.84	4.81	4T16	4T16	
	M _{2max} N _{corr}		2408.39	-1153.93	-976.42	14.03	7.74	4T20+ 2T14	2T20+ 2T14	
	M _{3max} N _{corr}		1535.91	1131.72	886.03	20.16	11.93	4T20+ 4T16	2T20+ 4T16	
Site3	N _{max} M _{corr}	75×75	3762.60	-108.87	-101.77	0.00	0.00			61.80
	N _{min} M _{corr}		-703.22	42.53	03.60	8.26	7.14	2T20+ 2T14	2T20+ 2T14	
	M _{2max} N _{corr}		2411.95	-1315.56	-1110.17	19.93	12.43	4T20+ 4T16	4T16+ 4T14	
	M _{3max} N _{corr}		1532.34	1294.35	1019.79	25.81	16.41	6T20+ 4T16	2T20+ 6T16	
Site4	N _{max} M _{corr}	75×75	3821.83	-138.71	-124.56	0.00	0.00			83.40
	N _{min} M _{corr}		-	52.53	7.4	12.68	11.37	4T20+ 2T16	4T20	
	M _{2max} N _{corr}		2418.62	-1614.29	-1356.78	31.21	21.37	8T20+ 4T16	6T20+ 2T16	
	M _{3max} N _{corr}		1525.68	1592.08	1266.40	36.54	24.89	12T20	8T20+ 2T16	

2- La zone 02 :

Tableau V. 3: Ferraillage des poteaux sous combinaisons sismique (70x70)

	M _i ,N	Section	N (kn)	M ₂ (kn.m)	M ₃ (kn.m)	A ₂ (cm ²)	A ₃ (cm ²)	Choix		Max (cm ²)
								A ₂	A ₃	
Site1	N _{max} M _{corr}	70×70	3083.65	-74.25	-69.45	0.00	0.00	/	/	8.04
	N _{min} M _{corr}		-195.48	8.57	42.23	2.22	3.27	2T16	2T16	
	M _{2max} N _{corr}		1442.38	-221.25	-17.48	0.00	0.00	/	/	
	M _{3max} N _{corr}		544.43	4.036	185.52	0.00	0.13	/	2T16	
Site2	N _{max} M _{corr}	70×70	3125.07	-94.89	-85.069	0.00	0.00	/	/	12.06
	N _{min} M _{corr}		-373.03	10.31	48.20	4.05	5.25	3T16	3T16	
	M _{2max} N _{corr}		1528.95	-262.53	-20.02	0.00	0.00	/	/	
	M _{3max} N _{corr}		405.98	6.52	218.11	0.00	2.51	/	2T16	
Site3	N _{max} M _{corr}	70×70	3163.41	-114.09	-99.33	0.00	0.00	/	/	25.2
	N _{min} M _{corr}		-538.30	11.82	53.68	5.75	7.06	4T16	4T16	
	M _{2max} N _{corr}		1607.14	-299.19	-22.25	0.00	0.00	/	/	
	M _{3max} N _{corr}		276.71	8.28	284.39	0.00	5.87	/	4T16	
Site4	N _{max} M _{corr}	70×70	3232.13	-148.47	-125.19	0.00	0.00	/	/	31.4
	N _{min} M _{corr}		-833.91	14.71	63.83	8.78	10.33	3T20	4T20	
	M _{2max} N _{corr}		1748.81	-366.48	-26.38	0.00	0.00	/	/	
	M _{3max} N _{corr}		44.71	12.99	303.15	0.00	10.97	/	4T20	

3- La zone 03 :

Tableau V. 4: Ferraillage des poteaux sous combinaisons sismique (65x65)

	M, N	Section	N (kn)	M_2 (kn.m)	M_3 (kn.m)	A_2 (cm ²)	A_3 (cm ²)	Choix		Max (cm ²)
								A_2	A_3	
Site1	$N_{max}M_{corr}$	65×65	2763.35	-69.14	-58.17	0.00	0.00			8.04
	$N_{min}M_{corr}$		-140.48	12.12	49.04	1.82	3.05	2T16	2T16	
	$M_{2max}N_{corr}$		1487.59	-205.60	-26.11	0.00	0.00			
	$M_{3max}N_{corr}$		543.68	0.21	170.45	0.00	0.09		2T14	
Site2	$N_{max}M_{corr}$	65×65	2799.76	-90.14	-72.85	0.00	0.00			12.06
	$N_{min}M_{corr}$		-290.52	14.45	56.84	3.4	4.83	2T16	3T16	
	$M_{2max}N_{corr}$		1561.79	-241.92	-30.80	0.00	0.00			
	$M_{3max}N_{corr}$		434.98	2.36	200.80	0.00	2.21		2T16	
Site3	$N_{max}M_{corr}$	65×65	2833.45	109.71	-85.75	0.00	0.00			15.14
	$N_{min}M_{corr}$		-430.10	16.47	64.00	4.86	6.46	2T16+ T14	3T16+ T14	
	$M_{2max}N_{corr}$		1629.09	-274.11	-34.83	0.00	0.00			
	$M_{3max}N_{corr}$		333.52	4.35	229.06	0.00	4.18		2T16+ T14	
Site4	$N_{max}M_{corr}$	65×65	2893.91	-144.69	-109.09	0.00	0.00			27.20
	$N_{min}M_{corr}$		-68019	20.28	77.11	7.49	9.42	4T16	4T16+ T14	
	$M_{2max}N_{corr}$		1484.98	-336.02	-30.08	0.00	0.00			
	$M_{3max}N_{corr}$		150.96	7.97	280.00	0.00	7.73		4T16	

4- La zone 04 :

Tableau V. 5: Ferraillage des poteaux sous combinaisons sismique (60x60).

	M ₃ N	Section	N (kn)	M ₂ (kn.m)	M ₃ (kn.m)	A ₂ (cm ²)	A ₃ (cm ²)	Choix		Max (cm ²)
								A ₂	A ₃	
Site1	N _{max} M _{corr}	60×60	2183.69	-61.41	-49.14	0.00	0.00	/	/	6.16
	N _{min} M _{corr}		-41.41	15.85	53.20	0.99	2.31	2T14	2T14	
	M _{2max} N _{corr}		1083.21	-187.48	-28.24	0.00	0.00	/	/	
	M _{3max} N _{corr}		509.63	-3.99	146.97	0.00	0.12	/	2T14	
Site2	N _{max} M _{corr}	60×60	2209.90	-81.06	-63.09	0.00	0.00	/	/	8.04
	N _{min} M _{corr}		-136.08	19.31	62.60	2.08	3.63	2T16	2T16	
	M _{2max} N _{corr}		1121.60	-220.23	-32086	0.00	0.00	/	/	
	M _{3max} N _{corr}		456.29	-2.10	173.20	0.00	1.61	/	2T14	
Site3	N _{max} M _{corr}	60×60	2234.08	-99.38	75.81	0.00	0.00	/	/	9.24
	N _{min} M _{corr}		-223.73	22.38	71.26	3.07	4.86	2T14	3T14	
	M _{2max} N _{corr}		1155.96	-249.27	-36.84	0.00	0.00	/	/	
	M _{3max} N _{corr}		407.26	-0.35	197.72	0.00	3.01	/	2T14	
Site4	N _{max} M _{corr}	60×60	2277.72	-132.12	-98.81	0.00	0.00	/	/	17.28
	N _{min} M _{corr}		-382.26	28.04	86.90	4.86	7.04	2T16+ T14	2T16+ 2T14	
	M _{2max} N _{corr}		1219.18	-302.40	-44.24	0.00	0.00	/	/	
	M _{3max} N _{corr}		316.88	2.82	241.80	0.00	5.56	/	2T16+ T14	

5- La zone 05

Tableau V. 6: Ferrailage des poteaux sous combinaisons sismique (55x55)

	M, N	Section	N (kn)	M_2 (kn.m)	M_3 (kn.m)	A_2 (cm ²)	A_3 (cm ²)	Choix		Max (cm ²)
								A_2	A_3	
Site1	$N_{max}M_{corr}$	55×55	1561.53	-44.47	-36.06	0.00	0.00			4.52
	$N_{min}M_{corr}$		20.21	50.20	50.20	0.45	1.73	2T12	2T12	
	$M_{2max}N_{corr}$		922.02	-14.23	-14.23	0.00	0.00			
	$M_{3max}N_{corr}$		1077.76	130.06	130.06	0.00	0.00			
Site2	$N_{max}M_{corr}$	55×55	1573.52	-61.00	-45.69	0.00	0.00			10.18
	$N_{min}M_{corr}$		-27.89	21.24	59.11	1.11	3.23	2T14	2T16	
	$M_{2max}N_{corr}$		757.87	-197.22	-32.92	0.4	0.00	2T12		
	$M_{3max}N_{corr}$		394.48	-5.49	148.44	0.00	2.33		2T14	
Site3	$N_{max}M_{corr}$	55×55	1584.51	-76.37	-54.49	0.00	0.00			8.04
	$N_{min}M_{corr}$		-71.81	24.85	67.34	1.72	3.36	2T16	2T16	
	$M_{2max}N_{corr}$		767.25	-221.40	-36.59	1.36	0.00	2T12		
	$M_{3max}N_{corr}$		383.07	-3.06	167.89	0.00	2.78		2T14	
Site4	$N_{max}M_{corr}$	55×55	1604.74	-103.93	-70.50	0.00	0.00			8.04
	$N_{min}M_{corr}$		-153.04	31.48	82.15	2.82	4.79	2T16	2T16	
	$M_{2max}N_{corr}$		785.67	-256.91	-43.42	2.75	0.00	2T14		
	$M_{3max}N_{corr}$		360.33	-1.14	203.06	0.00	4.47		3T14	

6- La zone 06 :

Tableau V. 7: Ferraillage des poteaux sous combinaisons sismique (50x50)

	M,N	Section	N (kn)	M ₂ (kn.m)	M ₃ (kn.m)	A ₂ (cm ²)	A ₃ (cm ²)	Choix		Max (cm ²)
								A ₂	A ₃	
Site1	N _{max} M _{corr}	50×50	1271.99	-32.64	-29.60	0.00	0.00			4.52
	N _{min} M _{corr}		37.33	15.49	44.53	0.33	1.52	2T12	2T12	
	M _{2max} N _{corr}		746.88	-152.69	-10.00	0.00	0.00			
	M _{3max} N _{corr}		892.60	5.49	118.47	0.00	0.00			
Site2	N _{max} M _{corr}	50×50	1279.92	-46.15	-37.62	0.00	0.00			4.52
	N _{min} M _{corr}		6.75	19.21	52.01	0.75	2.16	2T12	2T12	
	M _{2max} N _{corr}		749.40	-171.32	-15.10	0.3	0.00	2T12		
	M _{3max} N _{corr}		886.74	7.56	133.84	0.00	0.00			
Site3	N _{max} M _{corr}	50×50	1287.12	-58.7	-44.97	0.00	0.00			8.04
	N _{min} M _{corr}		-20.57	22.55	58.90	1.48	2.75	2T12	2T14	
	M _{2max} N _{corr}		590.24	-191.28	-35.04	2.75	0.00	2T14		
	M _{3max} N _{corr}		881.26	9.55	148.04	0.00	0.00			
Site4	N _{max} M _{corr}	50×50	1300.57	-81.25	-58.43	0.00	0.00			12.06
	N _{min} M _{corr}		-72.00	28.69	71.37	1.99	3.83	2T14	2T16	
	M _{2max} N _{corr}		595.60	-228.29	-41.16	4.51	0.00	3T16		
	M _{3max} N _{corr}		871.17	13.22	173.73	0.00	0.00			

7- La zone 07 :

Tableau V. 8: Ferraillage des poteaux sous combinaisons sismique (45x45).

	M,N	Section	N (kn)	M ₂ (kn.m)	M ₃ (kn.m)	A ₂ (cm ²)	A ₃ (cm ²)	Choix		Max (cm ²)
								A ₂	A ₃	
Site1	N _{max} M _{corr}	45×45	1000.78	-68.47	-15.05	0.00	0.00			4.52
	N _{min} M _{corr}		47.87	11.57	32.09	0.04	1.04	2T12	2T12	
	M _{2max} N _{corr}		588.83	-125.19	-4.51	0.43	0.00	2T12		
	M _{3max} N _{corr}		705.81	3.49	99.06	0.00	0.00			
Site2	N _{max} M _{corr}	45×45	994.99	-30.89	-27.42	0.00	0.00			4.52
	N _{min} M _{corr}		30.61	14.36	37.09	0.36	1.46	2T12	2T12	
	M _{2max} N _{corr}		591.39	-138.85	-8.45	1.15	0.00	2T12		
	M _{3max} N _{corr}		701.49	5.045	110.72	0.00	0.00			
Site3	N _{max} M _{corr}	45×45	1009.77	-82.37	-24.90	0.00	0.00			4.52
	N _{min} M _{corr}		15.71	16.87	41.69	0.64	1.84	2T12	2T12	
	M _{2max} N _{corr}		593.13	-151.30	-12.00	1.83	0.00			
	M _{3max} N _{corr}		697.47	6.56	121.48	0.00	0.00			
Site4	N _{max} M _{corr}	45×45	1017.64	-94.46	-33.59	0.00	0.00			9.24
	N _{min} M _{corr}		-12.97	21.50	50.09	1.17	2.55	2T12	2T14	
	M _{2max} N _{corr}		444.43	-178.30	-32.83	4.69	0.00	3T14		
	M _{3max} N _{corr}		690.05	9.36	141.03	0.00	0.37		2T12	

3- La zone 08 :

Tableau V. 9: Ferraillage des poteaux sous combinaisons sismique (40x40).

	M,N	Section	N(kn)	M ₂ (kn.m)	M ₃ (kn.m)	A ₂ (cm ²)	A ₃ (cm ²)	Choix		Max (cm ²)
								A ₂	A ₃	
Site1	N _{max} M _{corr}	40×40	566.55	-58.76	-0.03	0.00	0.00	/	/	4.52
	N _{min} M _{corr}		27.33	-7.27	26.16	0.13	1.08	2T12	2T12	
	M _{2max} N _{corr}		306.87	-93.19	5.79	2.18	0.00	2T12	/	
	M _{3max} N _{corr}		326.87	4.63	79.40	0.00	1.15	/	2T12	
Site2	N _{max} M _{corr}	40×40	454.90	-10.36	-12.64	0.00	0.00	/	/	6.16
	N _{min} M _{corr}		8.88	-6.54	29.15	0.26	1.5	2T12	2T12	
	M _{2max} N _{corr}		311.73	-100.78	3.68	2.6	0.00	2T14	/	
	M _{3max} N _{corr}		324.30	5.69	86.55	0.00	1.61	/	2T14	
Site3	N _{max} M _{corr}	40×40	570.97	-67.64	-5.46	0.00	0.00	/	/	6.16
	N _{min} M _{corr}		-8.15	-5.84	32.83	0.4	1.88	2T12	2T14	
	M _{2max} N _{corr}		316.24	-107.72	1.83	2.98	0.00	2T14	/	
	M _{3max} N _{corr}		321.93	6.74	93.15	0.00	2.03	2T14	/	
Site4	N _{max} M _{corr}	40×40	574.83	-75.42	-10.35	0.00	0.00	/	/	8.82
	N _{min} M _{corr}		-38.95	-4.59	39.63	0.66	2.58	2T12	2T14	
	M _{2max} N _{corr}		324.79	-120.64	-1.60	3.7	0.00	2T14+ T12	/	
	M _{3max} N _{corr}		317.59	8.66	105.25	0.00	2.82	/	2T14	

⇒ Nb : pour le choix des barres on utilise les valeurs maximales de A₃ et A₂ dans chaque zone.

B- La structure R+3 :

La zone 01 :

Tableau V.10: Ferrailage des poteaux sous combinaisons sismique (45x45).

	M,N	Section	N (kn)	M ₂ (kn.m)	M ₃ (kn.m)	A ₂ (cm ²)	A ₃ (cm ²)	Choix		Max (cm ²)
								A ₂	A ₃	
Site1	N _{max} M _{corr}	45×45	1100.09	-21.82	-18.90	0.00	0.00	/	/	40.20
	N _{min} M _{corr}		-23.14	13.41	17.67	0.89	1.09	5T16	5T16	
	M _{2max} N _{corr}		715.56	-333.73	-321.42	11.77	10.97	7T16	7T16	
	M _{3max} N _{corr}		357.87	317.54	250.42	13.52	9.55	7T16	7T16	
Site2	N _{max} M _{corr}	45×45	1102.16	-27.85	-22.49	0.00	0.00	/	/	47.48
	N _{min} M _{corr}		71.57	14.06	20.16	1.44	1.73	2T12	2T12	
	M _{2max} N _{corr}		727.65	-396.27	-374.51	15.92	14.41	8T16	2T20+ 4T16	
	M _{3max} N _{corr}		345.78	303.08	303.50	17.05	12.77	5T20+ 2T16	2T20+ 3T16	
Site3	N _{max} M _{corr}	45×45	1103.97	-32.83	-25.62	0.00	0.00	/	/	56.52
	N _{min} M _{corr}		-111.07	14.66	22.09	1.86	2.24	2T12	2T12	
	M _{2max} N _{corr}		737.79	-447.63	-420.44	19.55	17.55	7T20	6T20	
	M _{3max} N _{corr}		335.64	431.44	349.23	20.54	15.64	7T20	6T2	
Site4	N _{max} M _{corr}	45×45	1104.84	-35.39	-26.94	0.00	0.00	/	/	58.28
	N _{min} M _{corr}		-128.22	14.93	22.82	2.05	2.45	2T12	2T14	
	M _{2max} N _{corr}		783.26	-450.24	-422.05	19.74	17.68	4T20+ 4T16	6T20	
	M _{3max} N _{corr}		335.18	434.05	351.04	21.11	15.76	6T20+ 2T16	6T20	

1- La zone 02 :

Tableau V. 11 : Ferraillage des poteaux sous combinaisons sismique (40x40).

	M_i, N	Section	N (kn)	M_2 (kn.m)	M_3 (kn.m)	A_2 (cm ²)	A_3 (cm ²)	Choix		Max (cm ²)
								A_2	A_3	
Site1	$N_{max}M_{corr}$	40×40	844.88	-31.25	-35.85	0.00	0.00	/	/	4.52
	$N_{min}M_{corr}$		6.76	21.38	24.80	1.09	1.28	2T12	2T12	
	$M_{2max}N_{corr}$		345.95	-97.00	-9.88	2.04	0	2T12	/	
	$M_{3max}N_{corr}$		227.63	8.19	80.18	0.00	2.17	/	2T12	
Site2	$N_{max}M_{corr}$	40×40	858.46	-41.92	-44.00	0.00	0.00	/	/	25.12
	$N_{min}M_{corr}$		-24.18	22.97	29.02	1.51	1.84	2T12	2T12	
	$M_{2max}N_{corr}$		357.34	-112.96	-12.82	2.92	0.00	2T14	/	
	$M_{3max}N_{corr}$		-216.92	10.84	96.05	2.81	7.61	T20	3T20	
Site3	$N_{max}M_{corr}$	40×40	868.07	-49.66	-49.88	0.00	0.00	/	/	25.12
	$N_{min}M_{corr}$		-48.44	24.25	32.46	1.84	2.29	2T12	2T14	
	$M_{2max}N_{corr}$		366.60	126.04	-15.44	3.65	0.00	3T14	/	
	$M_{3max}N_{corr}$		-210.55	13.00	105.67	2.87	8.01	T20	3T20	
Site4	$N_{max}M_{corr}$	40×40	869.87	-52.66	-50.55	0.00	0.00	/	/	25.12
	$N_{min}M_{corr}$		-57.55	24.64	33.83	1.96	2.46	2T12	2T14	
	$M_{2max}N_{corr}$		366.92	-125.66	-16.09	3.63	0.00	3T14	/	
	$M_{3max}N_{corr}$		-210.18	13.58	105.52	0.00	8.08	/	3T20	

2- La zone 03 :

Tableau 12: Ferraillage des poteaux sous combinaisons sismique (35x35).

	M,N	Section	N (kn)	M ₂ (kn.m)	M ₃ (kn.m)	A ₂ (cm ²)	A ₃ (cm ²)	Choix		Max (cm ²)
								A ₂	A ₃	
Site1	N _{max} M _{corr}	35×35	553.32	-61.25	1.18	0.00	0.00			4.52
	N _{min} M _{corr}		35.79	13.45	22.55	0.46	1.31	2T12	2T12	
	M _{2max} N _{corr}		218.54	-73.74	-6.20	2.65	0.00	2T14		
	M _{3max} N _{corr}		528.47	-4.58	67.77	0.00	0.00			
Site2	N _{max} M _{corr}	35×35	555.62	-67.17	-5.79	0.00	0.00			6.16
	N _{min} M _{corr}		28.06	16.28	26.69	0.73	1.39	2T12	2T14	
	M _{2max} N _{corr}		222.30	-85.57	-7.66	3.47	0.00	2T14		
	M _{3max} N _{corr}		526.16	1.33	74.74	0.00	0.00			
Site3	N _{max} M _{corr}	35×35	557.27	-71.39	-10.34	0.00	0.00			9.04
	N _{min} M _{corr}		22.95	35.88	7.68	2.05	0.23	2T14	2T12	
	M _{2max} N _{corr}		225.43	-95.27	-8.97	4.15	0.00	4T12		
	M _{3max} N _{corr}		524.52	5.55	79.30	0.00	0.23		2T12	
Site4	N _{max} M _{corr}	35×35	557.65	-72.93	-10.32	0.00	0.00			9.04
	N _{min} M _{corr}		20.39	21.46	30.78	1.42	1.74	2T12	2T12	
	M _{2max} N _{corr}		225.62	-94.01	-9.34	4.05	0.00	4T12		
	M _{3max} N _{corr}		524.14	7.08	79.28	0.00	0.29		2T12	

⇒ Nb : pour le choix des barres on utilise les valeurs maximales d'A3 et A2 dans chaque zone.

V.1.8. Armatures maximale et minimales pour chaque zone :

A- la structure R+12 :

Tableau 13: Armatures maximales et minimales pour chaque zone (R+12).

Zones	Section (cm ²)	BAEL 91		CBA93	RPA99/V2003		
		A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) Zone de couvrement
Zone 1	75×75	11.25	281.25	6.99	45.00	168.75	337.5
Zone 2	70×70	9.8	245	6.08	39.20	147.00	294
Zone 3	65×65	8.45	211.25	5.25	33.80	126.75	253.5
Zone 4	60×60	7.20	180	4.47	28.80	108.00	216
Zone 5	55×55	6.05	151.25	3.76	24.20	90.75	181.5
Zone 6	50×50	5.00	125	3.10	20.00	75.00	150
Zone 7	45×45	4.05	101.25	2.52	16.20	60.75	121.5
Zone 8	40×40	3.2	80	1.99	12.80	48.00	96

B- La structure R+3 :

Tableau 14: Armatures maximales et minimales pour chaque zone (R+3).

Zones	Section (cm ²)	BAEL 91		CBA93	RPA99/V2003		
		A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) Zone de couvrement
Zone 1	45×45	4.05	101.25	2.52	16.20	60.75	121.5
Zone 2	40×40	3.2	80	1.99	12.80	48.00	96
Zone 3	35×35	2.45	61.25	1.52	9.80	36.75	73.5

V.1.9. Exemple de calcul :

1.Ferraillage longitudinal :

Soient un poteau de (70*70) cm² site S1:

$$C=C'=3\text{cm.}$$

$$L= 3.06\text{m.}$$

$$f_{bu}= 22.2\text{Mpa.}$$

$$M_{2\text{max}} = 221\text{KN.m}$$

$$N_{\text{corr}} = -1442.38\text{KN}$$

La position du centre de pression est :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{221.25}{1442.38} = 0.15\text{m}$$

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.15 + \left(0.63 - \frac{0.7}{2}\right) = 0.28\text{m}$$

e_A : Distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures,

$$M_A = N \times e_A = 403.86\text{KN.m}$$

$$\mu_{bc} = \frac{0.8h}{d} \left(1 - \frac{0.4h}{d}\right) = 0.49$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{bd^2 f_{bu}} = \frac{403.86 \times 10^6}{700 \times 630^2 \times 22.2} = 0.065$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$ **Section partiellement comprimée**

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment M_A puis sera ramené en flexion composée.

2. Calcul des aciers en flexion simple

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{29.98}{21.77} = 1.37$$

$$\mu_{lu} = 0.3132 \quad (\text{tableau des moments réduits} - 2.3.1 - \text{BAEL91})$$

$$\mu_{bu} = 0.065 < \mu_{lu} = 0.3132 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.275 \Rightarrow \text{Méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.63(1 - 0.6 \times 0.065) = 0.60\text{m}$$

$$A = \frac{M_A}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{403.86 \times 10^{-3}}{0.60 \times 500} \cdot 10^4 = 13.46 \text{ cm}^2$$

3. Calcul des aciers en flexion composée

$$A_u = A - \frac{N}{f_{ed}} = 13.46 - \frac{1442.38 \times 10^{-3}}{500} \cdot 10^4 = 15.38 \text{ cm}^2$$

❖ Conclusion :

$$A_{adopté} = \max(A_{Cal}, A_{CNF}, A_{min(RPA)})$$

Les résultats du ferraillage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

A- La structure R+12

1- La zone 01 :

Tableau V. 15: Ferraillage longitudinal adopté pour les poteaux (75x75).

1- La zone 02 :

Site	Section	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{CNF}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$Max(A_2, A_3)$	$A_{adoptée}(cm^2)$
S1	75x75	4.07	6.99	45.00	56.28	28T16 = 56.28
S2		9.96	6.99	45.00	57.28	12T16 + 8T20 =57.28
S3		16.07	6.99	45.00	61.80	12T20+16T16 =61.80
S4		25.90	6.99	45.00	83.40	24T20 + 4T16 = 83.40

Tableau V. 16: Ferraillage longitudinal adopté pour les poteaux (70x70).

Site	Section	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{CNF}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$Max(A_2, A_3)$	$A_{adoptée}(cm^2)$
S1	70x70	15.38	6.08	39.20	8.04	4T20+16T16 =44.72
S2		7.179	6.08	39.20	12.08	4T20+16T16 =44.72
S3		6.50	6.08	39.20	25.20	4T20+16T16 =44.72
S4		6.03	6.08	39.20	31.40	4T20+16T16 =44.72

2- La zone 03 :

Tableau V. 17: Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux (65x65).

Site	Section	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{CNF}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$Max(A_2,A_3)$	$A_{adoptée}(cm^2)$
S1	65x65	7.95	5.25	33.80	8.04	4T20+16T16 =36.68
S2		7.24	5.25	33.80	12.06	4T20+16T16 =36.68
S3		7.05	5.25	33.80	15.14	4T20+16T16 =36.68
S4		6.80	5.25	33.80	27.20	4T20+16T16 =36.68

3- La zone 04 :

Tableau V. 18: Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux (60x60).

Site	Section	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{CNF}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$Max(A_2,A_3)$	$A_{adoptée}(cm^2)$
S1	60x60	4.04	4.47	28.80	6.16	12T16+4T14 =30.28
S2		3.182	4.47	28.80	8.04	12T16+4T14 =30.28
S3		2.14	4.47	28.80	9.24	12T16+4T14 =30.28
S4		0.79	4.47	28.20	17.28	12T16+4T14 =30.28

4- La zone 05 :

Tableau V. 19: Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux (55x55).

Site	Section	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{CNF}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$Max(A_2,A_3)$	$A_{adoptée}(cm^2)$
S1	55x55	5.55	3.76	24.20	4.52	4T16+12T14 =26.52
S2		0.692	3.76	24.20	10.18	4T16+12T14 =26.52
S3		1.475	3.76	24.20	8.04	4T16+12T14 =26.52
S4		3.15	3.76	24.20	8.04	4T16+12T14 =26.52

5- La zone 06 :

Tableau V. 20: Ferraillage longitudinal adopté pour les poteaux (50x50).

Site	Section	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{CNF}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$Max(A_2, A_3)$	$A_{adoptée}(cm^2)$
S1	50x50	0.36	3.10	20.00	4.52	4T16+8T14 =20.36
S2		0.292	3.10	20.00	4.52	4T16+8T14 =20.36
S3		3.05	3.10	20.00	8.04	4T16+8T14 =20.36
S4		5.35	3.10	20.00	12.06	4T16+8T14 =20.36

6- La zone 07 :

Tableau V. 21: Ferraillage longitudinal adopté pour les poteaux (45x45).

Site	Section	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{CNF}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$Max(A_2, A_3)$	$A_{adoptée}(cm^2)$
S1	45x45	0.63	2.52	16.20	4.52	8T14+4T12 =16.84
S2		1.64	2.52	16.20	4.52	8T14+4T12 =16.84
S3		1.99	2.52	16.20	4.52	8T14+4T12 =16.84
S4		13.33	2.52	16.20	9.24	8T14+4T12 =16.84

7- La zone 08 :

Tableau V. 22: Ferraillage longitudinal adopté pour les poteaux (40x40).

Site	Section	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{CNF}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$Max(A_2, A_3)$	$A_{adoptée}(cm^2)$
S1	40x40	2.41	1.99	12.80	4.52	8T12+4T14 =15.2
S2		2.80	1.99	12.80	6.16	8T12+4T14 =15.2
S3		3.25	1.99	12.80	6.16	8T12+4T14 =15.2
S4		3.75	1.99	12.80	8.82	8T12+4T14 =15.2

- **Remarque :**

D'après les résultats de ferrailage des poteaux de la se structure (R+12). On remarque que il ya une différence dans le ferrailage dans les poteaux de la zone 1 dans les (4) site telle que :

(S1 < S2 < S3 < S4). Par contre il ya aucune déférence dans les poteaux des autres zones, le ferrailage se fait avec le A_{min} .

B- La structure R+3 :

1- La zone 01 :

Tableau V. 23: Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux (45x45).

Site	Section	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{CNF}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$Max(A_2, A_3)$	$A_{adoptée}(cm^2)$
S1	45x45	14.57	2.52	16.20	40.20	20T16 = 40.20
S2		25.57	2.52	16.20	47.80	10T20 + 8T16 = 47.80
S3		22.36	2.52	16.20	56.52	18T20 =56.52
S4		24.96	2.52	16.20	58.28	16T20+4T16 =58.28

2- La zone 02 :

Tableau V. 24: Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux (40x40).

Site	Section	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{CNF}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$Max(A_2, A_3)$	$A_{adoptée}(cm^2)$
S1	40x40	2.30	1.99	12.80	4.52	4T16+4T14 =14.20
S2		3.48	1.99	12.80	25.12	8T20 =25.12
S3		3.94	1.99	12.80	25.12	8T20 =25.12
S4		3.95	1.99	12.80	25.12	8T20 =25.12

3- La zone 03 :

Tableau V. 25: Ferraillage longitudinal adopté pour les poteaux (35x35).

Site	Section	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{CNF}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$Max(A_2, A_3)$	$A_{adoptée}(cm^2)$
S1	35x35	2.95	1.52	9.80	4.52	4T14+4T12 =10.68
S2		3.52	1.52	9.80	6.16	4T14+4T12 =10.68
S3		4.06	1.52	9.80	9.04	4T14+4T12 =10.68
S4		5.25	1.52	9.80	9.04	4T14+4T12 =10.68

- **Remarque :**

D'après les résultats de ferraillage des poteaux de la se structure (R+3). On remarque que il ya une différence dans le ferraillage des poteaux de la zone 1 dans les (4) site telle que :

(S1 < S2 < S3 < S4). Et la 2^{ème} zoneil y a une différence dans le site S1 par rapport à l'autre site. Par contre il ya aucune déférence dans les poteaux de la zone 3, le ferraillage se fait avec le A_{min}

V.1.10. Calcul d'armature transversale :

Selon RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

suivante :
$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_U}{h_1 \cdot f_e}$$

V_U : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale :

$\rho_a = 2.5$ si l'élanement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a = 3.75$ si l'élançement géométrique $\lambda_g < 5$.

t : est l'espacement des armatures transversales

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi, 15cm)$ en zone IIa $t = 8cm$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi$ en zone Iia $t' = 10cm$

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de **8cm** en zone nodale et **12cm** en zone courante.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme

suit : Si $\lambda_g \geq 5$ 0.3%

Si $\lambda_g \geq 3$ 0.8%

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau est donnée par : $\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$

avec "a" et "b", dimensions de la section droite du poteau dans la déformation considérée, et "L_f" longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de 10 ϕ .

➤ Exemple de calcul :

1^{ère} Zone (RDC) :

Zone courante :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 \times 4.08}{0.75} = 3.80 < 5 \text{ donc } \rho_a = 3.75$$

$$A_t = \frac{0.12 \times 3.75 \times 105.76 \times 10000}{0.75 \times 500000} = 1.26cm^2$$

Choix des barres : 1cadre4 ϕ 10 = 3.14cm²

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme suit : $3 < \lambda_g = 4.08 < 5$: interpoler entre les valeurs limites.

$$\lambda_g = 4.08 \Rightarrow \frac{A_t}{t.b_1} > 0.45\% \text{ (RPA99/V2003).}$$

$$\frac{3.14}{75 \times 12} = 0.34\% < 0.45\% \quad \text{Non vérifiée.}$$

On prend $A_t = 6T10 = 4.71 \text{ cm}^2$

$$\frac{4.71}{75 \times 12} = 0.52\% > 0.45\% \quad \text{Vérifiée}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_t = 10 \text{ cm}$.

➤ **Zone nodale :**

$$\lambda_g 3.80 < 5 \quad \text{donc } \rho_a = 3.75$$

$$A_t = \frac{0.10 \times 3.75 \times 105.88 \times 10000}{0.75 \times 500000} = 1.06 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 1cadre8T10 = 6.28 cm^2

$3 < \lambda_g = 3.80 < 5$: interpoler entre les valeurs limites.

$$\lambda_g = 3.80 \Rightarrow \frac{A_t}{t.b_1} > 0.45\% \text{ (RPA99/V2003).}$$

$$\frac{6.28}{75 \times 10} = 0.84\% < 0.45\% \quad \text{Vérifiée.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_t = 10 \text{ cm}$.

Les résultats de tous les zone sont résume dans le tableau suivant :

A- La structure R+12 :**Tableau V. 26: Ferrailage transversal adopté pour les poteaux (R+12).**

Zones	Section (cm ²)	A _t zone courante	A _t zone nodale	St (courante)cm	St (nodale)cm
Zone 1	75x75	10T10 = 7.85	8T10 = 6.28	15	10
Zone 2	70x70	10T10 = 7.85	8T10 = 6.28	15	10
Zone 3	65x65	10T10 = 7.85	8T10 = 6.28	15	10
Zone 4	60x60	10T10 = 7.85	8T10 = 6.28	15	10
Zone 5	55x55	10T10 = 7.85	8T10 = 6.28	15	10
Zone 6	50x50	10T10 = 7.85	8T10 = 6.28	15	10
Zone 7	45x45	10T8 = 5	10T8 = 5	15	10
Zone 8	40x40	10T8 = 5	10T8 = 5	15	10

B- La structure R+3 :**Tableau V. 27: Ferrailage transversal adopté pour les poteaux (R+3).**

Zones	Section (cm ²)	A _t zone courante	A _t zone nodale	St (courante)cm	St (nodale)cm
Zone 1	45x45	10T10 = 7.85	8T10 = 6.28	15	10
Zone 2	40x40	10T10 = 7.85	8T10 = 6.28	15	10
Zone 3	35x35	10T10 = 7.85	8T10 = 6.28	15	10

V.1.11. Les vérifications :**1) Vérification des poteaux à l'ELU**

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 :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \dots \dots \dots si \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \dots \dots \dots dans le cas contraire \end{cases}$$

$$\tau = \frac{V_u}{bxd}$$

Les résultats sont exprimés dans le tableau suivant :

A- La structure R+12 :**Tableau V. 28: Vérification des poteaux à l'ELU (R+12).**

Zone	Section Cm²	Vu Kn	τ MPA	τ_{bu} MPA	obs
Zone 1	75x75	105.76	0.020	1.2	Cv
Zone 2	70x70	88.42	0.020	1.2	Cv
Zone 3	65x65	81.46	0.021	1.2	Cv
Zone 4	60x60	72.26	0.019	1.2	Cv
Zone 5	55x55	71.58	0.022	1.2	Cv
Zone 6	50x50	68.68	0.030	1.2	Cv
Zone 7	45x45	74.88	0.041	1.2	Cv
Zone 8	40x40	75.88	0.052	1.2	Cv

B- La structure R+13 :**Tableau V. 29: Vérification des poteaux à l'ELU (R+3).**

Zone	Section Cm ²	Vu Kn	τ MPA	τ_{bu} MPA	obs
Zone 1	45x45	106.42	0.058	1.2	Cv
Zone 2	40x40	79.53	0.055	1.2	Cv
Zone 3	35x35	87.04	0.060	1.2	Cv

2) Vérification des contraintes à L'ELS**a) Vérification d'une section entièrement comprimée**

Le calcul et s'effectue comme suit :

b) Calcule l'aire de la section homogène totale :

$$S = b \cdot h + 15(A_s + A_s')$$

c) La position du centre de gravité résistant :

$$X_G = 15 \frac{A_s' \left(\frac{h}{2} - d' \right) - A_s \left(d - \frac{h}{2} \right)}{b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A_s')}$$

d) L'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \cdot X_G^2 + 15 \left[A_s' \left(\frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]$$

e) Calcul des contraintes :

Les contraintes dans le béton valent σ_{sup} sur la fibre supérieure et σ_{inf} sur la fibre inférieure

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} (e_{ser} - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} (e_{ser} - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28}$$

Avec :
$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

Les résultats sont exprimés dans le tableau suivant

A- La structure R+12 :

Tableau V. 30: récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELS (R+12).

	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	σ_{inf} (MPa)	σ_{sup} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
75x75	3515.94	21.77	5.22	5.26	18	Cv
70x70	2881.21	29.14	4.71	4.74	18	Cv
65x65	2310.55	40.58	4.30	4.33	18	Cv
60x60	2049.48	30.07	3.80	3.84	18	Cv
55x55	1489.34	38.81	3.48	3.51	18	Cv
50x50	1218.48	38.16	3.70	3.73	18	Cv
45x45	953.490	32.67	3.22	3.25	18	Cv
40x40	442.080	30.11	2.94	2.98	18	Cv

B- La structure R+3 :

Tableau V. 31: récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELS (R+3).

	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	σ_{inf} (MPa)	σ_{sup} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
45x45	1073.35	10.53	3.44	3.48	18	Cv
40x40	781.60	19.93	2.52	2.55	18	Cv
35x35	540.89	32.92	2.04	2.07	18	Cv

3) Justification à l'effort normal ultime

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. L'expression de l'effort normal

ultime est :
$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

B_r : Section réduite du béton.

A : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

N_b : Nous effectuerons la vérification au flambement du poteau le plus sollicité.

- Calcul de α

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \Rightarrow \text{si } \lambda < 50 \\ 0,6 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \Rightarrow \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

- Calcul de λ

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \text{ et } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ et } L_f = k \times h_0$$

Avec :

 λ : Longueur de flambement i : Rayon de giration B : L'aire de la section I : Moment d'inertie de la section

$$B = 0,75 \times 0,75 = 0,56 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \times a^3}{12} = \frac{0,75 \times 0,75^3}{12} = 0,0263$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0,0263}{0,56}} = 0,216 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{0,75 \times 4,08}{0,216} = 14,16 < 50 \Rightarrow \alpha = 0,827$$

- Calcul de B_r

$$B_r = (a - C)(b - C') = (0,75 - 0,02)^2 = 0,532 \text{ m}^2$$

- Calcul de N_u

$$N_u = 16819,73 \text{ kN}$$

$$N_{u,max} = 4846,79 \text{ kN} < N_u = 9\,811,91 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée} \rightarrow$$

V.1.12. Schéma de ferraillage :

A- La structure R+12:

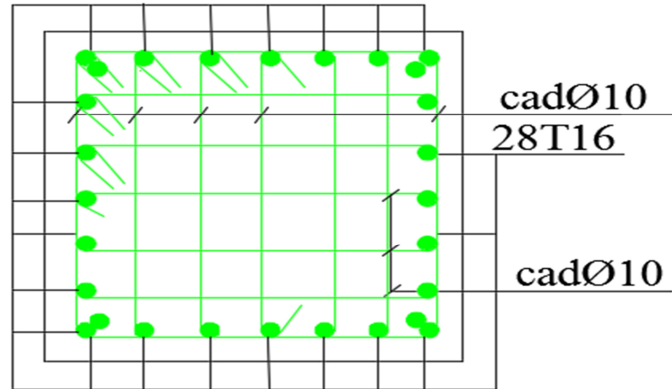
Poteau 75X75 site 01

Figure V. 2: Schéma de ferraillage de poteau (75X75) cm (S1).

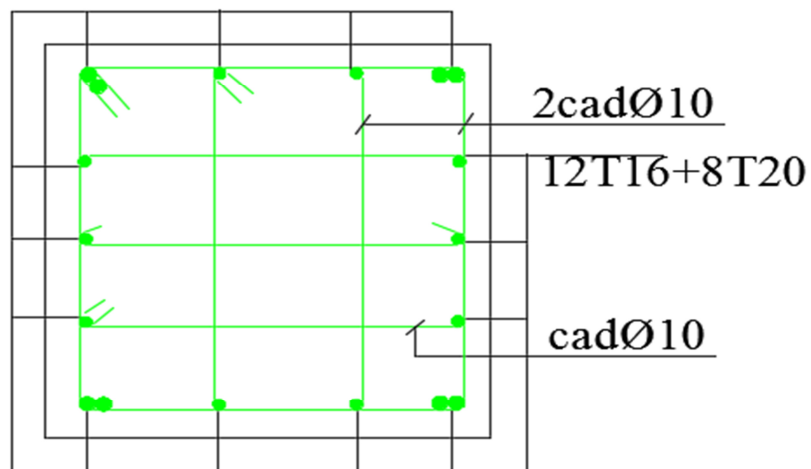
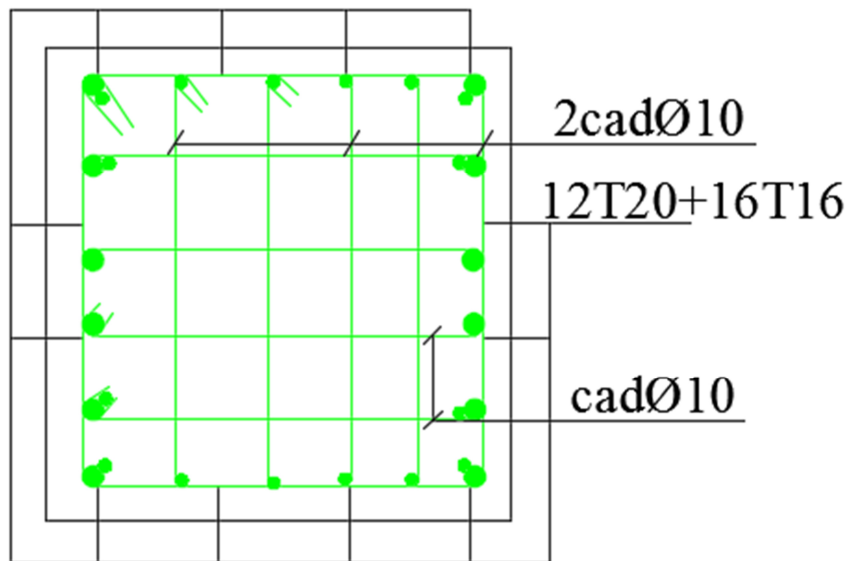
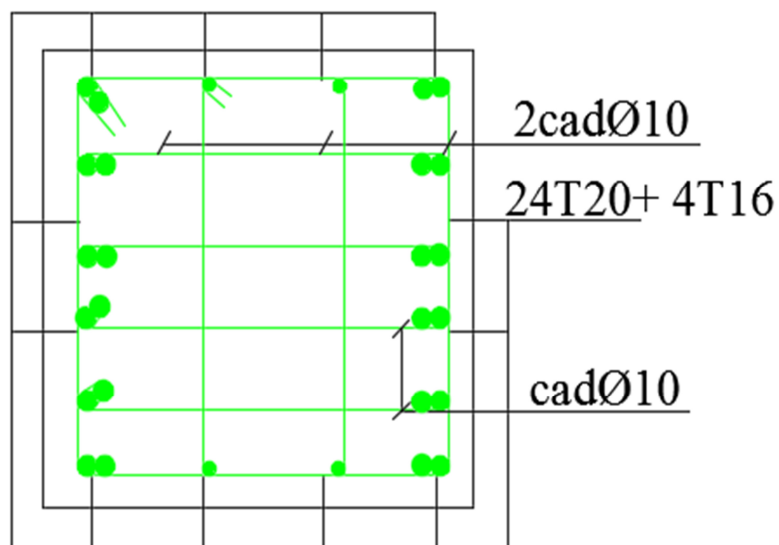
Poteau 75X75 site 02

Figure V. 3: Schéma de ferraillage de poteau (75X75) cm (S2)



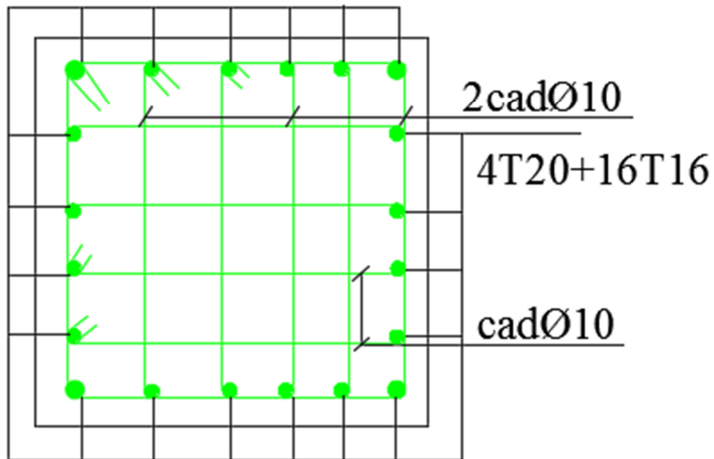
Poteau 75X75 site 03

Figure V. 4: Schéma de ferraillage de poteau (75X75) cm (S3)



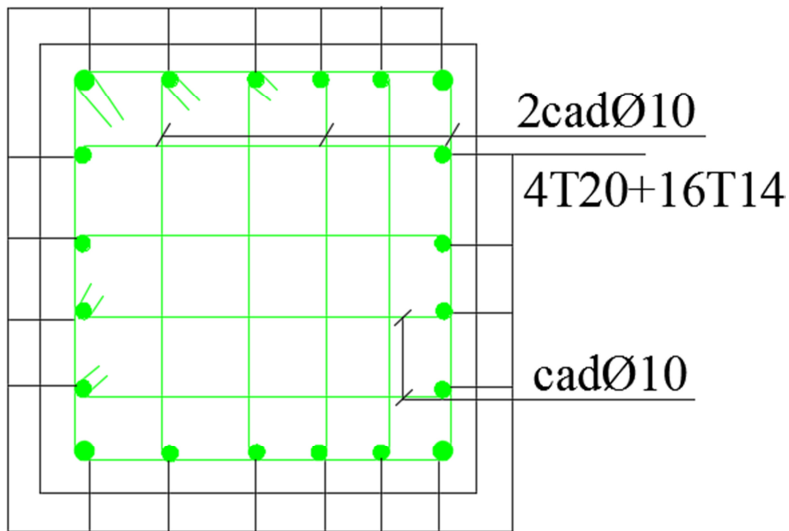
Poteau 75X75 site 04

Figure V. 5 : Schéma de ferraillage de poteau (75X75) cm (S4)



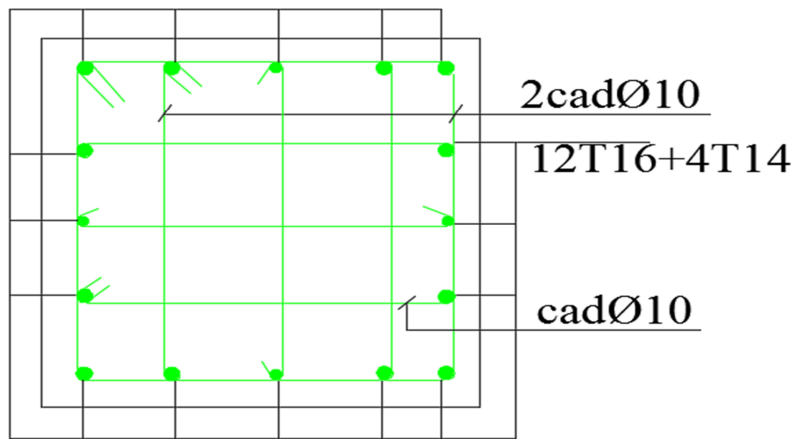
Poteau 70X70

Figure V.6: Schéma de ferraillage de poteau (70X70)



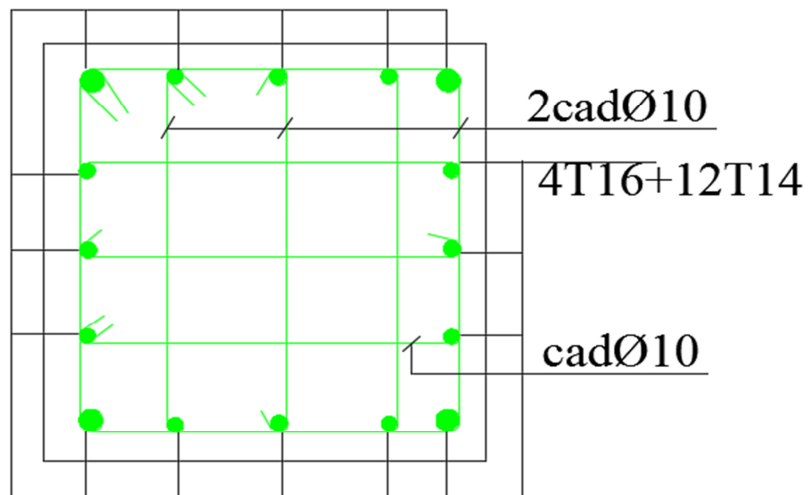
Poteau 65X65

Figure V.7: Schéma de ferraillage de poteau (65X65) cm



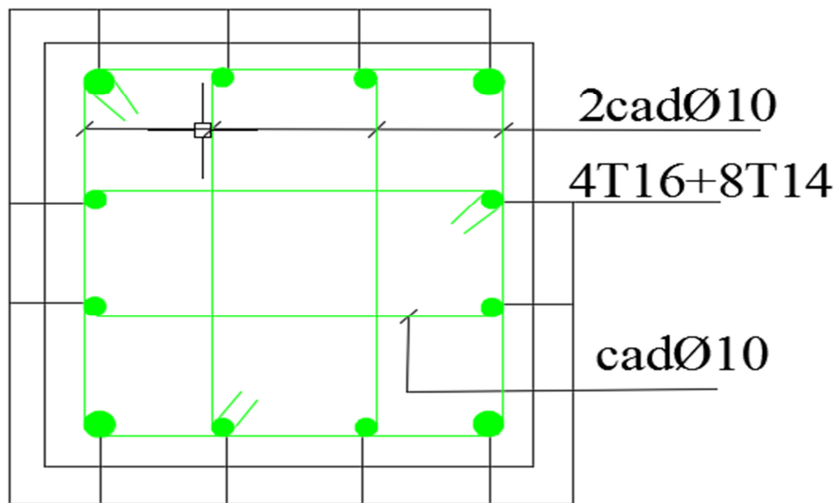
Poteau 60X60

Figure V. 8: Schéma de ferraillage de poteau (75X75) cm (S1)



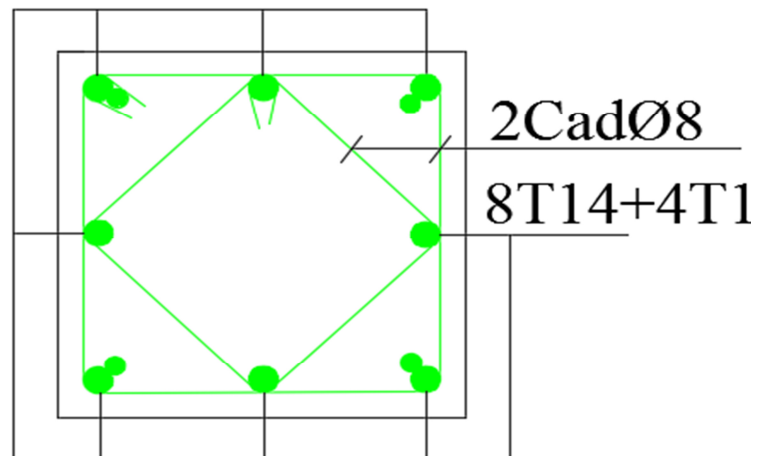
Poteau 55X55

Figure V. 9: Schéma de ferraillage de poteau (55X55) cm



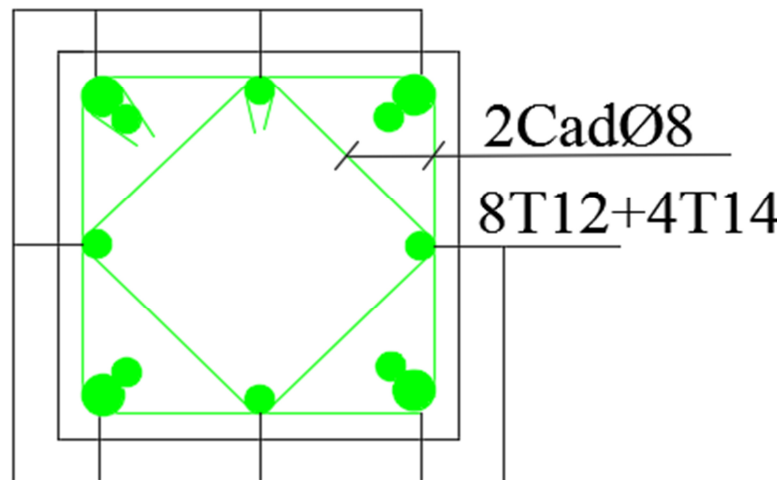
Poteau 50X50

Figure V.10: Schéma de ferraillage de poteau (50X50) cm



Poteau 45X45

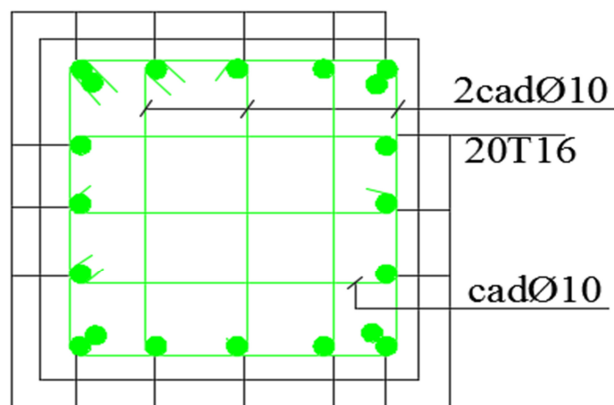
Figure V.11: Schéma de ferraillage de poteau (45X45) cm



Poteau 40X40

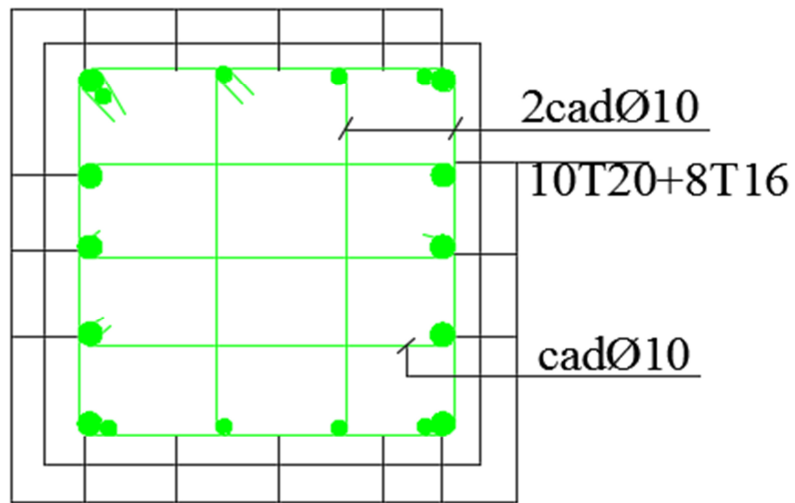
Figure V.12: Schéma de ferraillage de poteau (40X40) cm

B- La structure R+3 (45X45) :



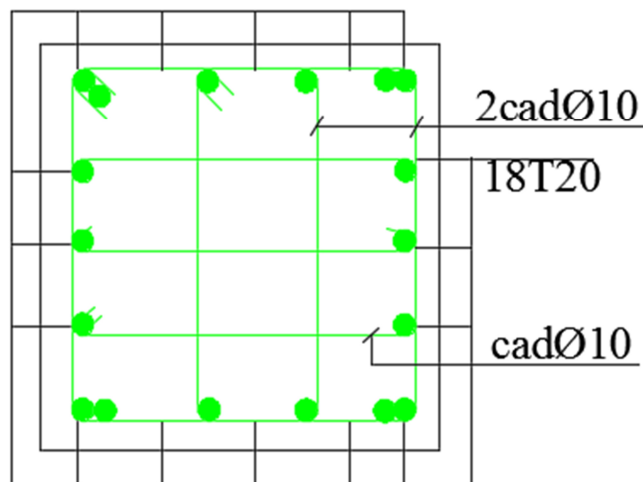
Poteau 45X45 site 01

Figure V.13: Schéma de ferraillage de poteau (45X45) cm (S1)



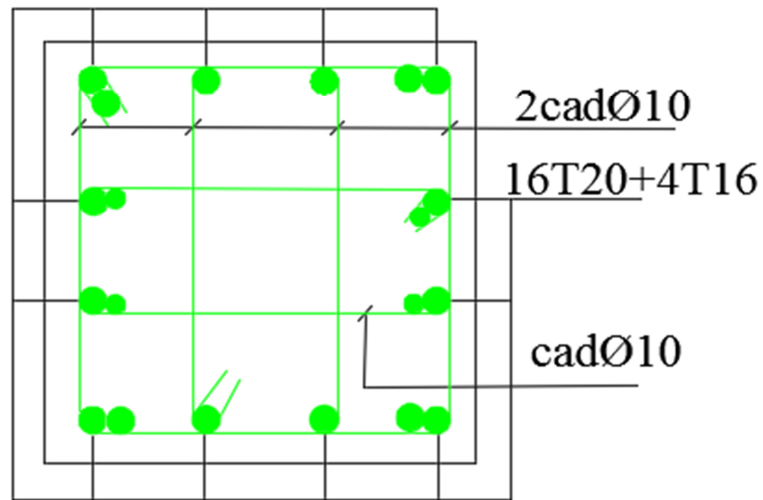
Poteau 45X45 site 02

Figure V.14: Schéma de ferraillage de poteau (45X45) cm (S2)



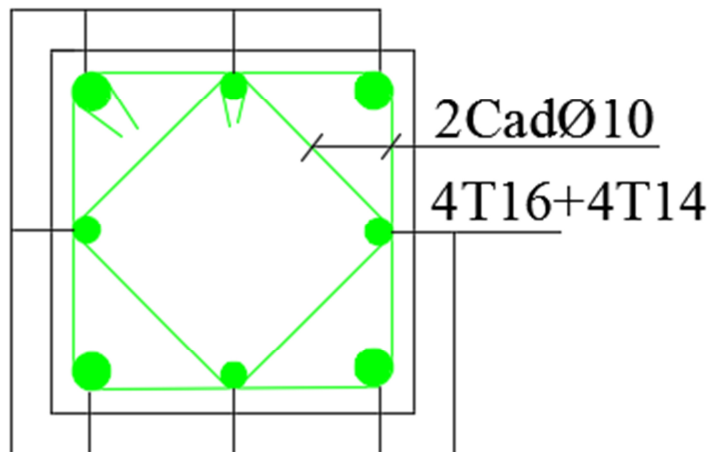
Poteau 45X45 site 03

Figure V.15: Schéma de ferraillage de poteau (45X45) cm (S3)



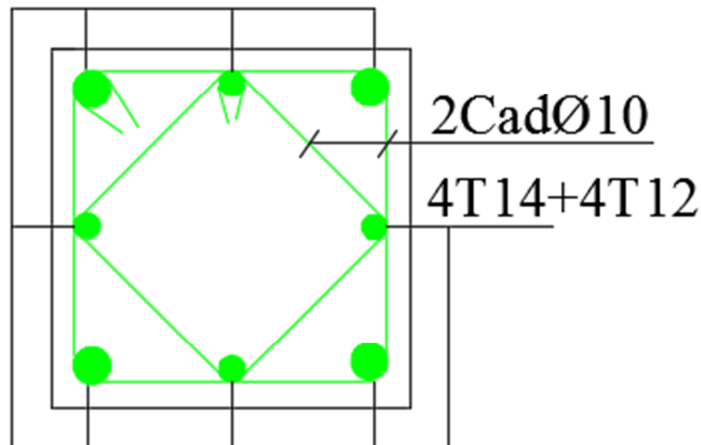
Poteau 45X45 site 04

Figure V.16 : Schéma de ferraillage de poteau (45X45) cm (S4)



Poteau 40X40

Figure V.17: Schéma de ferraillage de poteau (40X40) cm



Poteau 35X35

Figure V.18: Schéma de ferraillage de poteau (35X35)

V.2. Les poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vert les poteaux, Elles sont sollicitées à la flexion simple.

Le ferraillage est calculé à « P'ELU » et à « L'ELA » sous l'effet du moment le plus défavorable ; puis vérifiées à l'état limite de service « E.L.S » suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003 et le BAEL 91.

les combinaisons les plus défavorables sont :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

❖ Prescriptions données par RPA99/version 2003 :

➤ Armatures longitudinales :

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0.5% de toute section.
- Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (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°.

➤ **Armatures transversales :**

- La quantité des armatures transversales est de : $A_t = 0.003 \times S \times b$;
- L'espace maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - ✓ $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_{\min}\right)$ Dans la zone nodale.
 - ✓ $S_t \leq \frac{h}{2}$ En dehors de la zone nodale.
- La valeur du diamètre ϕ_{\min} des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

❖ **Recommandation du BAEL 91 :**

➤ **Armatures longitudinales :**

- Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité, Comme suit :

$$A_{l \min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- L'espace S_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}; 15\phi'_{l \min} \neq 0) \text{ L'espace max (Art A.4.2.5)} \\ S_t = \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b} \\ S_t \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{tj})} \end{array} \right.$$

➤ **Armatures transversales :**

- **Volume relatif d'armatures :**

$$\rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha) 0,9 f_e / \gamma_s}$$

Avec :

$$A_t \text{ Droites } \alpha = 90^\circ \sin \alpha \Rightarrow \alpha = 1$$

$$K = \begin{cases} 0 \dots \dots \text{ si reprise sans indentation.} \\ 0 \dots \dots \text{ si fissuration très nuisible.} \\ 1 \dots \dots \text{ en flexion simple.} \end{cases} \Rightarrow \text{Donc } k=1 \text{ (flexion simple).}$$

$$\tau_0 = 0.3 f_{tj}^* k f_{tj}^* \Rightarrow \{ f_{tj}^* ; 3.3 \text{ MPa} \} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_0 = 0.3 \times 2.1 \times 1 = 0.63 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où le volume relatif d'armature vaut : } \rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj}^*}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

• **Section minimale d'armature d'âme :**

$$\checkmark \text{ Volume minimal d'armatures : } \rho_{t \min} = \frac{1}{f_e} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\checkmark \text{ Diamètre des armatures d'âme : } \phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l \min} \right\}$$

$$\checkmark \text{ Espacement maximale : } S_{t \max} = \text{Min} \left\{ 0.9d ; 40 \text{ cm} \right\}$$

$$\checkmark \text{ Espacement : } \rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t}$$

❖ **Calcul des armatures :**

Dans le cas d'une flexion simple, on procède de la manière suivante :

On calcule les moments réduits :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \text{ Avec : } f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

A_s : section des aciers tendus ou le moins comprimés selon le cas.

A'_s : section supérieure la plus comprimée.

M_u : moment de flexion supporté par la section.

$\gamma_b = 1.15$, $\gamma_s = 1$, $\theta = 0.85$ **Si la combinaison est accentuelle.**

$\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15, \theta = 1$ Si la combinaison est fondamentale.

⇒ Sollicitations de calcul

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, Le calcul sera effectuer par files de portiques de chaque zone.

V.2.2.Exemple de calcul :

Les poutres travaillent à la **flexion simple**. Les moments maximaux, en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul **ETABS**.

V.2.2.1. calcul des armatures longitudinales

a) En travée :(sous la combinaison 1,35G + 1,5Q)

$$\theta = 1 ; \quad \gamma_b = 1,5 ; \quad \gamma_s = 1,15$$

$$f_c = 28 \text{ MPa}; \quad f_t = 2,4 \text{ MPa}; \quad f_{bc} = 17 \text{ MPa}; \quad \sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$M_{u \max} = 59.54 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\text{ser}} = \quad \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{59.54 \cdot 10^{-3}}{0,35(0,45)^2 \cdot 17} = 0,050$$

Pour **FeE500** ⇒ $\mu_l = 0,392$ (tableau BAEL 91 art 2.1.3)

$\mu_{bu} = 0,05 < \mu_l = 0,392$ et ⇒ **la section est simplement armée A' = 0**

⇒ Calcule d'armatures tendus A_s :

$\mu_{bu} = 0,05 < 0,275$ (d'après le BAEL91 art 2.3.1 on calcule Z)

$$Z = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,43 \text{ m}$$

$$f_{ed} = f_c / \gamma_s = 500 / 1,15 = 434,78 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{M_U}{Z \cdot f_{ed}} = \frac{59.54 \times 10^{-3} \cdot 10^4}{0,43 \times 434,78} = 3,18 \text{ cm}^2$$

b) En appuis « nappe supérieur » : (sous la combinaison accidentelle)

On a: $\theta = 0,85$; $\gamma_b = 1,15$; $\gamma_s = 1$

$M_{a,sup} = -270.70 \text{ kN.m}$; $f_{bc} = 26,09 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$

- Moments ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{270.7 \times 10^6}{350 \times 450^2 \times 26,09} = 0,146$$

$$\mu_u = 0,146 < \mu_l = 0,392$$

La section est armée par des armatures inférieures tendues ($A_s' = 0$)

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,146}) = 0,198$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 450(1 - 0,4 \times 0,198) = 414.36 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{270.70 \times 10^6}{414.36 \times 500} = 13,06 \text{ cm}^2$$

c) En appuis « nappe inférieur » : (sous la combinaison accidentelle)

On a : $M_{a,inf} = 265.64 \text{ kN.m}$

- Moments ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{265.64 \times 10^6}{350 \times 450^2 \times 26,09} = 0,143$$

$$\mu_u = 0,143 < \mu_l = 0,392$$

La section est armée par des armatures inférieures tendues ($A_s' = 0$)

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,143}) = 0,193$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 450(1 - 0,4 \times 0,193) = 415.12 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{265.64 \times 10^6}{415.12 \times 500} = 12.79 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité (BAEL91) :**

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 35 \times 45 \times \frac{2,4}{500} = 1,73 \text{ cm}^2.$$

$$A_s > A_{min} = 1,73 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Pourcentage exigé par RPA99/version 2003**

$$A_{s \text{ RPAmin}} = 0,005 \times 35 \times 50 = 8.75 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée en appuis « nappe inférieur ».}$$

$$A_{s \text{ RPAmax}} = 0,04 \times 35 \times 50 = 70 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante)}$$

$$A_{s \text{ RPAmax}} = 0,06 \times 35 \times 50 = 105 \text{ cm}^2 \text{ (Zone de recouvrement)}$$

- **Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de :

$$L_r = 40\emptyset$$

$$\text{Pour : HA14} \dots \dots \dots L_r \approx 60 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour : HA12} \dots \dots \dots L_r \approx 50 \text{ cm.}$$

Les résultats de ferrailage longitudinal des poutre principale et secondaire sont résumés dans le tableau suivant :

A- La structure R+12 :

1- Poutre principale :

Tableau V. 32: Ferrailage poutres principales (R+12).

Poutre	M(kn.m)		As (cm ²)	Chois des barres	A _{min}	A _{max}	A _{adopt} (cm ²)	
	Sur appuis	Sup						
Site1 PP ₁ (35×50)	Sur appuis	Sup	-270,7003	13.06	3T16+ 3T20	8.75	105	15.45
		Inf	265,649	12.79	3T16+ 3T20	8.75	105	15.45
	entravée		59,5439	3.18	6T16	8.75	105	12.06
Site2 PP ₁ (35×50)	Sur appuis	Sup	-323.7138	15.15	3T16+ 3T20	8.75	105	15.45
		Inf	317,3773	14.82	3T16+ 3T20	8.75	105	15.45
	entravée		59,5439	3.18	6T16	3T16	105	12.06

Site3	PP ₁ (35×50)	Sur appuis	Sup	-369,9093	17.6	6T20	8.75	105	18.84
			Inf	362,5911	17.2	6T20	8.75	105	18.84
		entravée			59,5439	3.18	6T20	8.75	105
Site4	PP ₁ (35×50)	Sur appuis	Sup	-455,4796	22.38	6T20+ 2T16	105	105	22.86
			Inf	447,1853	21.9	6T20+ 2T16	105	105	22.86
		entravée			59,5439	3.18	6T20	8.75	105

2- Poutre secondaire :

Tableau V. 33:Ferraillage Poutre secondaire (R+12).

Poutre	M(kn.m)		As (cm ²)	Chois des barres	A _{min}	A _{max}	A _{adopt} (cm ²)		
	Sur appuis	Sup							
Site1	PS1 (30×45)	Sur appuis	Sup	-159,8826	8.13	3T14+ 3T16	6.75	81	10.65
			Inf	159,5692	8.11	3T16+ 3T14	6.75	81	10.65
		entravée			34,3761	1.66	6T14	6.75	81
Site2	PS1 (30×45)	Sur appuis	Sup	-190,6202	9.83	3T14+ 3T16	6.75	81	10.65
			Inf	190,7172	9.84	3T16+ 3T14	6.75	81	10.65
		entravée			34,3761	1.66	6T14	6T14	81
Site3	PS1 (30×45)	Sur appuis	Sup	-218,3074	11.41	6T16	6.75	81	12.06
			Inf	219,3584	11.48	6T16	6.75	81	12.06
		entravée			34,3761	1.66	6T16	6.75	81
Site4	PS1 (30×45)	Sur appuis	Sup	-269,0398	14.44	3T16+ 3T20	6.75	81	15.45
			Inf	270,8943	14.56	3T16+ 3T20	6.75	81	15.45
		entravée			34,3761	1.66	6T16	6.75	81

➤ Remarque :

D'après les résultats de ferraillage des poutres de la structure (R+12). On remarque que il ya une différence dans le ferraillage des appuis des poutres (principale et secondaire) dans les (4) site telle que : $(S1 < S2 < S3 < S4)$. Par contre il ya aucune différence dans le ferraillage des travées.

B- La structure R+3 :

1- Poutre principale

Tableau V.34: Ferraillage Poutre principale (R+3).

	Poutre	M(kn.m)			As (cm ²)	Chois des barres	A _{min}	A _{max}	A _{dopt}
		Sur appuis	Sup	Inf					
Site1	PP ₁ (30×45)	Sur appuis	Sup	-87,6729	4.32	3T14+ 2T12	6.75	81	6.88
			Inf	58,8969	2.87	3T14+ 2T12	6.75	81	6.88
		entravée		58,8969	2.87	6T14	6.75	81	9.24
Site2	PP ₁ (30×45)	Sur appuis	Sup	-97,395	4.82	3T14+ 2T12	6.75	81	6.88
			Inf	67,9279	3.32	3T14+ 2T12	6.75	81	6.88
		entravée		58,8969	2.87	6T14	6.75	81	9.24
Site3	PP ₁ (30×45)	Sur appuis	Sup	-105,33	5.23	3T14+ 2T12	6.75	81	6.88
			Inf	77,0511	3.78	3T14+ 2T12	6.75	81	6.88
		entravée		58,8969	2.87	6T14	6.75	81	9.24
Site4	PP ₁ (30×45)	Sur appuis	Sup	-105,1205	5.22	3T14+ 2T12	6.75	81	6.88
			Inf	76,7417	3.77	3T14+ 2T12	6.75	81	6.88
		entravée		58,8969	2.87	6T14	6.75	81	9.24

2- Poutre secondaire :

Tableau V. 35: Ferraillage Poutre secondaire (R+3).

	Poutre	M(kn.m)			As (cm ²)	Chois des barres	A _{min}	A _{max}	A _{dopt}
		Sur appuis	Sup	Inf					
Site1	PS ₁ (30×40)	Sur appuis	Sup	-80,7361	4.55	3T14+ 2T12	6	72	6.88
			Inf	64,1483	3.58	3T14+ 2T12	6	72	6.88
		entravée			16,1437	0.88	6T14	6	72
Site2	PS ₁ (30×40)	Sur appuis	Sup	-93,9978	5.33	3T14+ 2T12	6	72	6.88
			Inf	77,41	4.35	3T14+ 2T12	6	72	6.88
		entravée			16,1437	0.88	6T14	6	72
Site3	PS ₁ (30×40)	Sur appuis	Sup	-105,339	7.52	3T14+ 2T12	6	72	6.88
			Inf	88,7511	6.28	3T14+ 2T12	6	72	6.88
		entravée			16,1437	0.88	6T14	6	72
Site4	PS ₁ (30×40)	Sur appuis	Sup	-106,8919	6.11	3T14+ 2T12	6	72	6.88
			Inf	90,3041	5.11	3T14+ 2T12	6	72	6.88
		entravée			16,1437	0.88	6T14	6	72

➤ **Remarque :**

D'après les résultats de ferraillage des poutres de la structure (R+3). On remarque que il ya aucune différence dans le ferraillage des poutres en appuis et en travée (principale et secondaire) dans les (4) sites. Le ferraillage avec A_{min}.

V.2.2.2. Calcul des armatures transversales :

- Selon le BAEL91 (Art 7-4-2-4) :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{0.4.b.S_t}{f_e}$

Avec :

b : largeur de la poutre.

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales : $S_t \leq \min (0,9d, 40\text{cm})$.

Donc : $S_t \leq \min (40.5 ; 40\text{cm}) = 40$ on adopte un espacement $S_t = 20\text{cm}$.

$$A_t \geq \frac{0,4 \times 35 \times 25}{500} \quad A_t \geq 0,7 \text{ cm}^2.$$

- **Diamètre des armatures d'âme (BAEL Art 7-4-2-3) :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{l,\min} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{50}{35}; \frac{35}{10}; 1,4 \right\} = 1,4 \text{ cm.}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

Selon le RPA99/version 2003

La section minimale A_t doit vérifier : **$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$**

L'espacement maximal :

- En zone nodale : $S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi_t) = 12.5 \text{ cm}$

- En zone courante : $S_t \leq h/2 = 25 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale **$S_t = 10\text{cm}$**

- En zone courante **$S_t = 20 \text{ cm}$**

On aura alors : $A_t = 0,003 \times S_t \times b = 2,10 \text{ cm}^2 > 0,45 \text{ cm}^2$

Le choix des barres est le suivant : $4\phi_{10}$ $A_t = 3,14 \text{ cm}^2$

On aura un cadre et un étrier de diamètre « ϕ_{10} ».

V.2.3. Les vérifications :

a) Vérification au cisaillement :

La contrainte tangentielle conventionnelle : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} < \bar{\tau}_u$

La contrainte tangentielle admissible : en fissuration peut préjudiciable avec des armatures droit ($\alpha=90^\circ$) on aura :

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

Les résultats sont exprimés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 36: Vérification du cisaillement du béton

	Les poutres	V_u (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
R+12	PP (35×50)	100.77	0.64	4	CV
	PS (30×45)	39.05	0.32	4	CV
R+3	PP (30×45)	92.52	0.76	4	CV
	PS (30×40)	31.97	0.30	4	CV

b) Vérification des contraintes à l'ELS :

La 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.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

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

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

Où : A_s : section d'armatures tendue.

A'_s : section d'armatures comprimées.

n : 15 coefficient d'équivalence.

Les résultats de cette vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 37: Vérification à l'ELS

Poutre		M_{ser} (KN. m)	A_s (cm ²)	$A's$ (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	obs.	
R+12	PP (35X50)	Sur appuis	- 55.61	15.45	15.45	15.58	273160.56	3.17	CV
		En travée	43.30	12.06	12.06	14.53	216602.31	2.90	CV
	PS (30X45)	Sur appuis	- 10.67	10.65	10.65	13.69	153973.60 8	0.94	CV
		En travée	5.55	9.24	9.24	13.15	136785.62	0.54	CV
R+3	PP (30X45)	Sur appuis	- 41.72	6.88	6.88	12.01	106909.11	4.68	CV
		En travée	36.86	9.24	9.24	13.15	105475.88	4.60	CV
	PS (30X40)	Sur appuis	- 16.70	6.88	6.88	11.17	821530.72	0.23	CV
		En travée	7.37	9.24	9.24	12.20	104884.65	0.86	CV

c. Vérification de la flèche :

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e},$$

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} * \frac{M_t}{M_a}$$

Avec :

L : portée de la travée entre nus d'appuis.

M_t : Moment fléchissant maximal en travée.

M_o : Moment statique.

A_s : Section d'armatures tendue.

Tableau V. 38: Vérification de la flèche.

	Poutre	Condition 1	Condition 2	Condition 3	OBS
R+12	PP (35x50)	$0.0073 < 0.0084$	$0.099 > 0.062$	$0.099 > 0.077$	Cv
	PS (30x45)	$0.0076 < 0.0084$	$0.011 > 0.062$	$0.011 > 0.052$	Cv
R+3	PP (30x45)	$0.0076 < 0.0084$	$0.089 > 0.062$	$0.089 > 0.088$	Cv
	PS (30x40)	$0.0078 < 0.0084$	$0.10 > 0.062$	$0.10 > 0.04$	Cv

NB : La flèche est vérifiée.

V.2.3. Exemple de ferraillage :

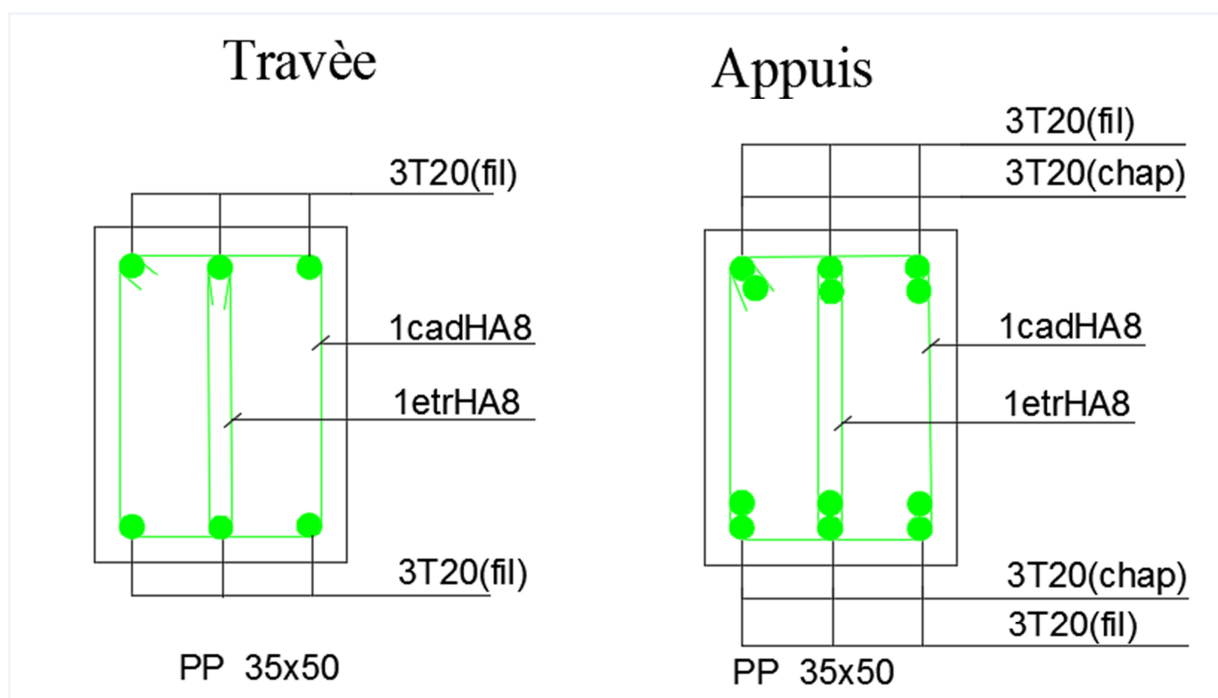


Figure V.19: Schéma de ferraillage de poutre PP (35X50) cm.

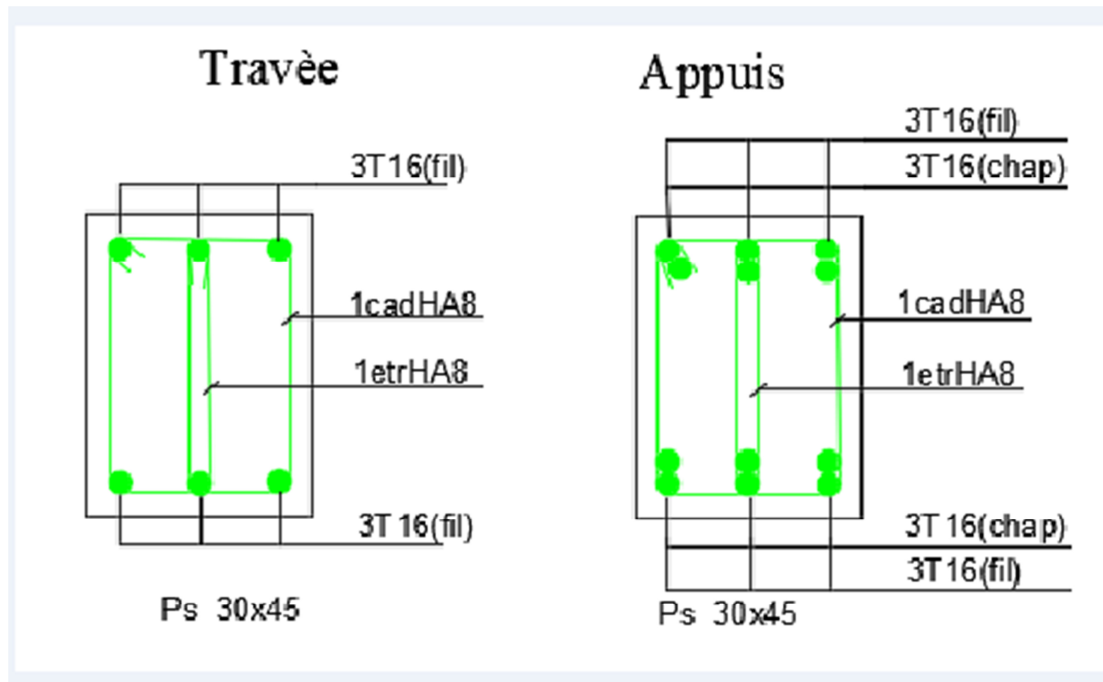


Figure V.20: Schéma de ferraillage de poutre PS (30X45) cm

V.3.Calcul des voiles :

V.3.1.Introduction :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée 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.

D'oues 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.

Les voiles seront donc calculés en flexion composée et au cisaillement.

Pour faire face à ses sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales

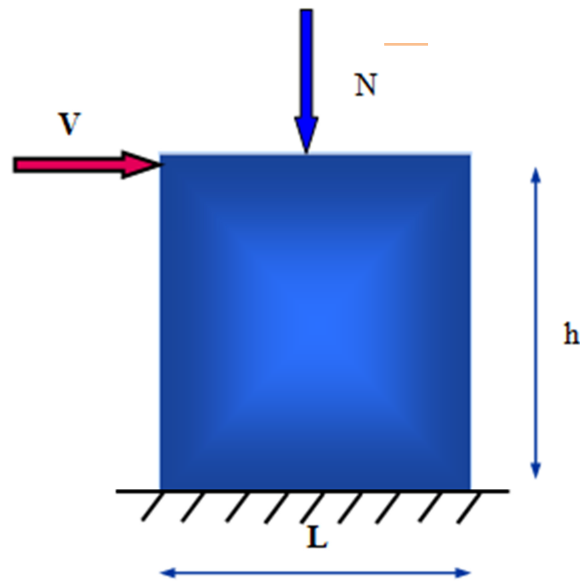


Figure V. 21: Sollicitations des voiles

V.3.2. Le Rôle de contreventement :

Le contreventement a principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- Raidir les constructions, car les déformations excessives sont sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

V.3.3. Combinaisons des charges :

Selon le règlement parasismique Algérienne (**RPA 99**) et le **BAEL**, les combinaisons à considérer, cas de structures contreventées par voiles et portiques, sont les suivants :

Tableau V.39: Combinaisons des charges

	Selon BAEL (situation durable)		Selon RPA (situation accidentelle)
Combinaisons	ELU	$1.35G+1.5Q$	$G+Q\pm E$
	ELS	$G+Q$	$0.8G\pm E$

V.3.4.Prescriptions imposées par le RPA99/V2003 :

V.3.4.1.Aciers verticaux :

- Les armatures verticales doivent reprendre la totalité de l'effort de traction.
- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur la zone tendue est de 0.20 %.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $(L/10)$ de largeur du voile. Cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- Le pourcentage minimum des armatures longitudinales des voiles dans chaque direction est pris comme suit :
 - En zone courante **0.1%**
 - Globalement dans la section du voile **0.15%**
 - L'espacement minimum des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

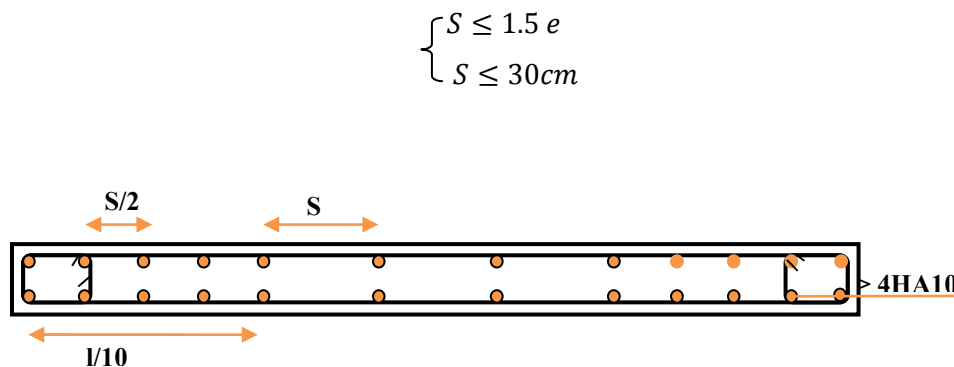


Figure V. 22: Espacement minimum des barres

V.3.4.2. Aciers horizontaux :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ . Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

V.3.4.3. Aciers transversaux :

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- L'espacement des barres verticales et horizontales selon le **RPA (Art 7.7.4.3)** doit être inférieur à la plus petite valeur des deux valeurs suivantes

$$\begin{cases} S \leq 1.5 e \\ S \leq 30cm \end{cases}$$

e : épaisseur du voile

- 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 $\frac{1}{10}$ 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.3.4.4. Aciers de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est donnée par :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4V_u$$

V_u : L'effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

V.3.4.5. Aciers de potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

V.3.5.Méthode de calcul :

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes. Notre ouvrage comprend quatre (03) types de voiles, résumés dans le tableau suivant

Tableau V.40: Les Types des voiles

Voile	L(m)	e(m)	Sens
Type 1	1.5	0.2	X-X
Type 2	2	0.2	X-X
Type 3	3.5	0.2	Y-Y

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

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 ".

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c e$$

$$L_c = L$$

$$A_v = \frac{F - B f_{bc}}{f_e}$$

A_v : Section des armatures verticales.

F : volume de contrainte.

L_c : Longueur de la section comprimée.

❖ 2^{ème} cas :

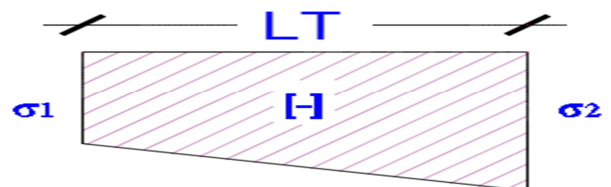
Si (σ_1 et σ_2) < 0 : la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T \times e$$

$$L_T = L$$

$$A_V = F/f_e$$

L_T : longueur de la section tendue.



❖ 3^{ème} cas :

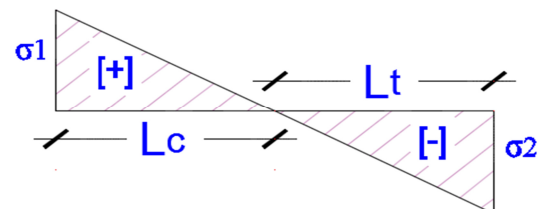
Si (σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée,

donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T$$

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

$$A_V = F/f_e$$



- Si $A_V < A_{min}$ on ferraille avec la section minimale A_{min} .
- Si $A_V > A_{min}$ on ferraille avec A_V .

V.3.6. Exemple de calcul :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile (Type1 ; Zone I) de :

$L = 1.5\text{m}$; et $e = 0.2\text{ m}$.

Tableau V.41: Sollicitations et paramètres pour l'exemple de calcul

M(KN.m)	N(KN)	L(m)	e(m)	V(KN)	N_{ser} (KN)
63.15	-102.68	1.5	0.2	124.92	765

- Calcul de I et v :

$$I = \frac{eL^3}{12} = \frac{0.2 * 1.5^3}{12} = 0.0562m^4$$

$$v = \frac{L}{2} = \frac{1.5}{2} = 0.75 m$$

- Calcul de σ_1 et σ_2 :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M \times v}{I} = \frac{-102.68}{0.3} + \frac{63.15 \times 0.75}{0.0562} = 499.73KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M \times v}{I} = \frac{-102.68}{0.3} - \frac{63.15 \times 0.75}{0.0562} = -1184.27KN/m^2$$

σ_1 et σ_2 sont de signe différent, donc la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

- Calcul de la longueur de la section tendue :

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L$$

$$L_t = \frac{1184.27}{499.73 + 1184.27} \times 1.5 = 1.05m$$

- Calcul de volume des contraintes pour la zone tendue :

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_t = \frac{1184.27 \times 0.2 \times 1.05}{2} = 124.92KN$$

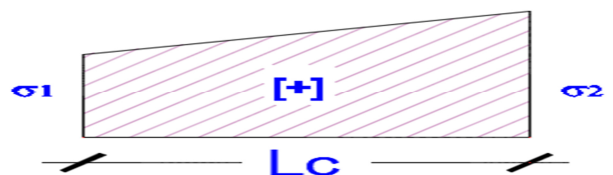
- ❖ Calcul des armatures verticales

$$A_v = \frac{F}{f_e} = \frac{124.92 \times 1000}{500 \times 100} = 2.50cm^2$$

Soit

$$A_v = 2.50cm^2$$

- ❖ Armatures minimales :



$$A_{\min} = \max\left(0.2\% e L_t ; \frac{Bf_{t28}}{f_e}\right) = \max\left(\frac{0.2 \times 200 \times 1050}{100} ; \frac{200 \times 1500 \times 2.4}{500}\right)$$

$$A_{\min} = \max(4.2 ; 14.40) \text{ cm}^2 = 14.40 \text{ cm}^2$$

La longueur minimale d'après l'article 7.7.4.3 du **RPA99V2003** :

- Longueur de la zone d'about : $(150/10) \approx 15 \text{ cm}$.
- Longueur de la zone courante : $150 - (2 \times 10) = 130 \text{ cm}$

❖ **Espacement :**

En zone courante : $S_t \leq \min(1.5e, 30) = 30 \text{ cm}$.

Soit :

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

En zone d'about, d'après le RPA : $S_{ta} = S_t/2$

Soit :

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

❖ **Armatures de coutures :**

$$A_{Vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times V}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 124.92 \times 10^3}{500} = 3.49 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_{vj} = 3.49 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures horizontales :**

D'après le BAEL91:

$$A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{3.49}{4} = 0.87 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA :

$$A_{H RPA} = 0.15\% B = 0.15 \frac{20 \times 150}{100} = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A_H = \max\left(\frac{A_V}{4} ; A_{H RPA}\right) = \max(0.87 ; 4.5) \text{ cm}^2 = 4.5 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_H = 4.5 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré, soit : $4\phi 8$.

Les résultats de calcul pour tous les voiles sont regroupés dans les tableaux ci-après

1- Ferrailage verticale :

a- Type 01 :

a.1- Site S1 :

Tableau V.42: Ferrailage verticale du voile type 01 site 01

Zone	Sollicitations	N	M	σ_1	σ_2	Nature	L_c	L_T	F	Av
		(kN)	(kN.m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)		(m)	(m)	(kN)	(cm ²)
ZONNE 1	N^{\min}	-102,68	63,15	499,73	-1184,27	SPC	0,45	1,05	124,92	2,50
	N^{\max}	1499,04	-188,82	7514,40	2479,20	SEC	1,50	0,00	1499,04	0,00
	M^{\max}	994,77	-532,4	10414,57	-3782,77	SPC	1,10	0,40	151,18	3,02
ZONNE 2	N^{\min}	-11,52	43,52	541,87	-618,67	SPC	0,70	0,80	49,47	0,99
	N^{\max}	1238,3	-171,58	6415,40	1839,93	SEC	1,50	0,00	1238,30	0,00
	M^{\max}	565,04	556,07	9297,73	-5530,80	SPC	0,94	0,56	309,43	6,19
ZONNE 3	N^{\min}	84,93	22,09	577,63	-11,43	SPC	1,47	0,03	0,03	0,00
	N^{\max}	1075,37	-118,87	5169,50	1999,63	SEC	1,50	0,00	1075,37	0,00
	M^{\max}	504,13	427,56	7381,23	-4020,37	SPC	0,97	0,53	212,65	4,25
ZONNE 4	N^{\min}	98,32	10,02	461,33	194,13	SEC	1,50	0,00	98,32	0,00
	N^{\max}	900,62	-98,58	4316,47	1687,67	SEC	1,50	0,00	900,62	0,00
	M^{\max}	377,35	346,88	5882,90	-3367,23	SPC	0,95	0,55	183,86	3,68
ZONNE 5	N^{\min}	79,22	0,35	268,73	259,40	SEC	1,50	0,00	79,22	0,00
	N^{\max}	754,05	-103,76	3896,97	1130,03	SEC	1,50	0,00	754,05	0,00
	M^{\max}	293,24	310,52	5117,73	-3162,80	SPC	0,93	0,57	181,21	3,62
ZONNE 6	N^{\min}	12,56	45,22	644,80	-561,07	SPC	0,80	0,70	39,16	0,78
	N^{\max}	492,82	-59,47	2435,67	849,80	SEC	1,50	0,00	492,82	0,00
	M^{\max}	127,85	188,29	2936,70	-2084,37	SPC	0,88	0,62	129,79	2,60

a.2- Site S2 :

Tableau V.43: Ferrailage verticale du voile type 01 site 02

Zone	sollicitations	N	M	σ_1	σ_2	Nature	L_c	L_T	F	A_v
		(kN)	(kN.m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)		(m)	(m)	(kN)	(cm ²)
ZONNE 1	N^{\min}	214,88	73,14	1691,47	-258,93	SPC	1,30	0,20	5,16	0,10
	N^{\max}	1587,46	-222,34	8256,07	2327,00	SEC	1,50	0,00	1587,46	0,00
	M^{\max}	268,76	542,07	8123,47	-6331,73	SPC	0,84	0,66	416,02	8,32
ZONNE 2	N^{\min}	-99,34	53,47	381,80	-1044,07	SPC	0,40	1,10	114,68	2,29
	N^{\max}	1214,51	-223,24	7024,90	1071,83	SEC	1,50	0,00	1214,51	0,00
	M^{\max}	540,91	653,04	10510,23	-6904,17	SPC	0,91	0,59	410,59	8,21
ZONNE 3	N^{\min}	31,15	27,98	476,90	-269,23	SPC	0,96	0,54	14,57	0,29
	N^{\max}	1117,81	-150,33	5730,43	1721,63	SEC	1,50	0,00	1117,81	0,00
	M^{\max}	499,88	507,08	8427,33	-5094,80	SPC	0,93	0,57	287,94	5,76
ZONNE 4	N^{\min}	68,59	13,64	410,50	46,77	SPC	1,35	0,15	0,72	0,01
	N^{\max}	928,01	-117,86	4664,83	1521,90	SEC	1,50	0,00	928,01	0,00
	M^{\max}	364,69	408,69	6664,83	-4233,57	SPC	0,92	0,58	246,68	4,93
ZONNE 5	N^{\min}	64,9	3	256,33	176,33	SEC	1,50	0,00	64,90	0,00
	N^{\max}	772,05	-119,03	4160,57	986,43	SEC	1,50	0,00	772,05	0,00
	M^{\max}	279,12	356,18	5679,47	-3818,67	SPC	0,90	0,60	230,29	4,61
ZONNE 6	N^{\min}	8,94	46,64	651,67	-592,07	SPC	0,79	0,71	42,28	0,85
	N^{\max}	498,82	-66,72	2552,33	773,13	SEC	1,50	0,00	498,82	0,00
	M^{\max}	104,73	204,17	3071,37	-2373,17	SPC	0,85	0,65	155,16	3,10

a.3- Site S3 :

Tableau V. 44: Ferraillage verticale du voile type 01 site 03

Zone	sollicitations	N	M	σ_1	σ_2	Nature	L_c	L_T	F	A_v
		(kN)	(kN.m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)		(m)	(m)	(kN)	(cm ²)
ZONNE 1	N^{\min}	323,55	82,5	2178,50	-21,50	SPC	1,49	0,01	0,03	0,00
	N^{\max}	1671,15	-253,85	8955,17	2185,83	SEC	1,50	0,00	1671,15	0,00
	M^{\max}	194,25	611,25	8797,50	-7502,50	SPC	0,81	0,69	517,98	10,36
ZONNE 2	N^{\min}	184,99	62,26	1451,57	-218,30	SPC	1,30	0,20	4,28	0,09
	N^{\max}	1361,82	-233,54	7653,27	1425,53	SEC	1,50	0,00	1361,82	0,00
	M^{\max}	517,55	747,23	11688,23	-8237,90	SPC	0,88	0,62	510,86	10,22
ZONNE 3	N^{\min}	-21,38	33,39	373,93	-516,47	SPC	0,63	0,87	44,94	0,90
	N^{\max}	1158,4	-167,88	6099,73	1622,93	SEC	1,50	0,00	1158,40	0,00
	M^{\max}	498,36	585,09	9462,40	-6140,00	SPC	0,91	0,59	362,44	7,25
ZONNE 4	N^{\min}	41,95	16,72	362,77	-83,10	SPC	1,22	0,28	2,32	0,05
	N^{\max}	954,12	-136,22	4996,67	1364,13	SEC	1,50	0,00	954,12	0,00
	M^{\max}	354,83	469,94	7448,63	-5083,10	SPC	0,89	0,61	309,27	6,19
ZONNE 5	N^{\min}	54,11	4,86	245,17	115,57	SPC	1,02	0,48	5,55	0,11
	N^{\max}	788,99	-133,47	4409,57	850,37	SEC	1,50	0,00	788,99	0,00
	M^{\max}	266,52	400,11	6223,20	-4446,40	SPC	0,87	0,63	277,95	5,56
ZONNE 6	N^{\min}	-30,68	46,8	521,73	-726,27	SPC	0,63	0,87	63,40	1,27
	N^{\max}	504,24	-73,4	2659,47	702,13	SEC	1,50	0,00	504,24	0,00
	M^{\max}	266,52	400,11	6223,20	-4446,40	SPC	0,87	0,63	277,95	5,56

a.4- Site S4 :

Tableau V.45 : Ferraillage verticale du voile type 01 site 04

Zone	sollicitations	N	M	σ_1	σ_2	Nature	L_c	L_T	F	A_v
		(kN)	(kN.m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)		(m)	(m)	(kN)	(cm ²)
ZONNE 1	N^{\min}	-515,07	99,62	-388,63	-3045,17	SET	0,00	1,50	405,08	13,30
	N^{\max}	1844,59	-420,9	536,63	11760,63	SEC	1,50	0,00	1844,59	0,00
	M^{\max}	61,23	735,09	10005,30	-9597,10	SPC	0,77	0,73	704,79	14,10
ZONNE 2	N^{\min}	-335,31	78,47	71,43	-2163,97	SET	0,00	1,50	314,22	0,69
	N^{\max}	1374,99	-318,49	8829,83	336,77	SEC	1,50	0,00	1374,99	0,00
	M^{\max}	475,77	913,73	13768,97	-10597,17	SPC	0,85	0,65	691,33	13,83
ZONNE 3	N^{\min}	-114,6	43,37	196,27	-960,27	SPC	0,25	1,25	119,60	2,39
	N^{\max}	1092,79	-221,4	690,63	6594,63	SEC	1,50	0,00	1092,79	0,00
	M^{\max}	495,3	722,14	11281,10	-7975,97	SPC	0,88	0,62	495,53	9,91
ZONNE 4	N^{\min}	-8,88	22,59	271,60	-330,80	SPC	0,68	0,82	27,25	0,54
	N^{\max}	865,55	-165,53	5092,23	678,10	SEC	1,50	0,00	865,55	0,00
	M^{\max}	335,83	577,64	8821,30	-6582,43	SPC	0,86	0,64	421,93	8,44
ZONNE 5	N^{\min}	33,16	8,52	224,13	-3,07	SPC	1,48	0,02	0,01	0,00
	N^{\max}	714,52	-229,36	-676,40	5439,87	SEC	1,50	0,00	917,44	0,00
	M^{\max}	474,5	-442,21	7477,80	-4314,47	SEC	1,50	0,00	1768,84	0,00
ZONNE 6	N^{\min}	-70,09	47,12	394,63	-861,90	SPC	0,47	1,03	88,68	1,77
	N^{\max}	494,73	-147,06	3609,90	-311,70	SEC	1,50	0,00	588,24	0,00
	M^{\max}	40,79	144,67	2064,90	-1792,97	SPC	0,80	0,70	124,99	2,50

b- Type 02 :

b.1- Site S1 :

Tableau V. 46: Ferraillage verticale du voile type 02 site 01

Zone	sollicitations	N	M	σ_1	σ_2	Nature	L_c	L_T	F	Av
		(kN)	(kN.m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)		(m)	(m)	(kN)	(cm ²)
ZONNE 1	N^{\min}	-258,46	642,11	4169,68	-5461,98	SPC	0,87	1,13	619,48	12,39
	N^{\max}	2297,76	-638,02	10529,55	959,25	SEC	2,00	0,00	2297,76	0,00
	M^{\max}	258,46	642,11	5461,98	-4169,68	SPC	1,13	0,87	361,02	7,22
ZONNE 2	N^{\min}	135,57	119,5	1235,18	-557,33	SPC	1,38	0,62	34,66	0,69
	N^{\max}	1668,9	-148,57	5286,53	3057,98	SEC	2,00	0,00	1668,90	0,00
	M^{\max}	626,23	382,88	4437,18	-1306,03	SPC	1,55	0,45	59,4	1,19
ZONNE 3	N^{\min}	273,2	119,67	1580,53	-214,53	SPC	1,76	0,24	5,13	0,1
	N^{\max}	1298,75	-68,17	3758,15	2735,60	SEC	2,00	0,00	1298,75	0,00
	M^{\max}	367,69	248,05	2779,6	-941,15	SPC	1,49	0,51	47,61	0,95
ZONNE 4	N^{\min}	231,07	167,4	1833,18	-677,83	SPC	1,46	0,54	36,59	0,73
	N^{\max}	1037,14	-60,44	3046,15	2139,55	SEC	2,00	0,00	1037,14	0,00
	M^{\max}	402,07	177,77	2338,45	-328,1	SPC	1,75	0,25	8,07	0,16
ZONNE 5	N^{\min}	136,66	175,01	1654,23	-970,93	SPC	1,26	0,74	71,82	1,44
	N^{\max}	840,1	-77,26	2679,70	1520,80	SEC	2,00	0,00	840,10	0,00
	M^{\max}	268,3	188,4	2083,75	-742,25	SPC	1,47	0,53	38,99	0,78
ZONNE 6	N^{\min}	-6,47	126,68	933,93	-966,28	SPC	0,98	1,02	98,27	1,97
	N^{\max}	633,12	-65,63	2075,03	1090,58	SEC	2,00	0,00	633,12	0,00
	M^{\max}	72,27	-65,63	672,90	-311,55	SEC	2,00	0,00	196,89	0,00

b.2-Site S2 :

Tableau V.47: Ferraillage verticale du voile type 02 site 02

Zone	sollicitations	N	M	σ_1	σ_2	Nature	L_c	L_T	F	Av
		(kN)	(kN.m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)		(m)	(m)	(kN)	(cm ²)
ZONNE 1	N^{\min}	-455,21	755,35	4527,1	-6803,15	SPC	0,8	1,2	816,98	16,34
	N^{\max}	2494,52	-751,27	11870,83	601,78	SEC	2,00	0,00	2494,52	0,00
	M^{\max}	-455,21	755,35	4526,5	-6802,55	SPC	0,8	1,2	816,92	16,34
ZONNE 2	N^{\min}	15,79	141,48	1100,58	-1021,63	SPC	1,04	0,96	98,36	1,97
	N^{\max}	1691,4	-442,32	7545,90	911,10	SEC	2,00	0,00	1691,40	0,00
	M^{\max}	585,25	452,73	4858,6	-1932,35	SPC	1,43	0,57	109,97	2,2
ZONNE 3	N^{\min}	221,16	142,15	1596,53	-535,73	SPC	1,5	0,5	26,92	0,54
	N^{\max}	1252,68	-252,1	5022,45	1240,95	SEC	2,00	0,00	1252,68	0,00
	M^{\max}	331,86	296,1	3050,4	-1391,1	SPC	1,37	0,63	87,14	1,74
ZONNE 4	N^{\min}	204,75	183,99	1891,8	-868,05	SPC	1,37	0,63	54,61	1,09
	N^{\max}	1059,61	-63,84	3127,83	2170,23	SEC	2,00	0,00	1059,61	0,00
	M^{\max}	304,18	201,72	2273,35	-752,45	SPC	1,5	0,5	37,42	0,75
ZONNE 5	N^{\min}	111,01	185,11	1665,85	-1110,8	SPC	1,2	0,8	88,88	1,78
	N^{\max}	680,29	-105,91	2495,05	906,40	SEC	2,00	0,00	680,29	0,00
	M^{\max}	242,65	198,51	2095,45	-882,2	SPC	1,41	0,59	52,27	1,05
ZONNE 6	N^{\min}	41,06	130,77	1083,43	-878,13	SPC	1,1	0,9	78,62	1,57
	N^{\max}	676,88	-69,46	2213,15	1171,25	SEC	2,00	0,00	676,88	0,00
	M^{\max}	37,68	143,4	1169,7	-981,3	SPC	1,09	0,91	89,54	1,79

b.3- Site S3 :

Tableau V.48: Ferraillage verticale du voile type 02 site 03

Zone	sollicitations	N	M	σ_1	σ_2	Nature	L_c	L_T	F	Av
		(kN)	(kN.m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)		(m)	(m)	(kN)	(cm ²)
ZONNE 1	N^{\min}	-639,28	859,98	4851,65	-8048,05	SPC	0,75	1,25	1004,23	20,08
	N^{\max}	2678,59	-855,9	13115,73	277,23	SEC	2,00	0,00	2678,59	0,00
	M^{\max}	-639,28	859,98	4851,65	-8048,05	SPC	0,75	1,25	1004,23	20,08
ZONNE 2	N^{\min}	-102,98	163,74	970,6	-1485,5	SPC	0,79	1,21	179,69	3,59
	N^{\max}	1907,45	-192,81	6214,70	3322,55	SEC	2,00	0,00	1907,45	0,00
	M^{\max}	548,67	516,53	5245,65	-2502,3	SPC	1,35	0,65	161,63	3,23
ZONNE 3	N^{\min}	175,67	162,26	1656,13	-777,78	SPC	1,36	0,64	49,71	0,99
	N^{\max}	1416,67	-86,05	4187,05	2896,30	SEC	2,00	0,00	1416,67	0,00
	M^{\max}	297,51	344,85	3330,15	-1842,6	SPC	1,29	0,71	131,27	2,63
ZONNE 4	N^{\min}	180,77	197,29	1931,6	-1027,75	SPC	1,31	0,69	71,39	1,43
	N^{\max}	1078,9	-66,87	3198,78	2195,73	SEC	2,00	0,00	1078,90	0,00
	M^{\max}	287,72	230,22	2445,95	-1007,35	SPC	1,42	0,58	58,77	1,18
ZONNE 5	N^{\min}	88,53	190,57	1650,6	-1207,95	SPC	1,15	0,85	102,09	2,04
	N^{\max}	886,06	-111,19	3049,08	1381,23	SEC	2,00	0,00	886,06	0,00
	M^{\max}	220,17	203,97	2080,2	-979,35	SPC	1,36	0,64	62,7	1,25
ZONNE 6	N^{\min}	-82,54	120,75	699,28	-1111,98	SPC	0,77	1,23	136,53	2,73
	N^{\max}	720,98	-72,19	2343,88	1261,03	SEC	2,00	0,00	720,98	0,00
	M^{\max}	4,71	145,72	1104,68	-1081,13	SPC	1,01	0,99	106,95	2,14

b.4- Site S4 :

Tableau V. 49: Ferraillage verticale du voile type 02 site 04

Zone	sollicitations	N	M	σ_1	σ_2	Nature	L_c	L_T	F	Av
		(kN)	(kN.m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)		(m)	(m)	(kN)	(cm ²)
ZONNE 1	N^{\min}	-970,36	1049,28	5443,7	-10295,5	SPC	0,69	1,31	1346,92	26,94
	N^{\max}	3009,66	-1045,2	15363,15	-314,85	SEC	2,00	0,00	3135,60	0,00
	M^{\max}	970,36	1049,28	10295,5	-5443,7	SPC	1,31	0,69	376,56	7,53
ZONNE 2	N^{\min}	-310,23	202,78	745,28	-2296,43	SPC	0,49	1,51	346,75	6,94
	N^{\max}	2114,71	-231,85	7025,65	3547,90	SEC	2,00	0,00	2114,71	0,00
	M^{\max}	478,92	632,35	5939,93	-3545,33	SPC	1,25	0,75	265,03	5,3
ZONNE 3	N^{\min}	89,101	103,68	1000,35	-554,85	SPC	1,29	0,71	39,59	0,79
	N^{\max}	1521,14	-104,77	4588,63	3017,08	SEC	2,00	0,00	1521,14	0,00
	M^{\max}	233,78	426,45	3782,83	-2613,93	SPC	1,18	0,82	213,63	4,27
ZONNE 4	N^{\min}	134,26	223,38	2011	-1339,7	SPC	1,2	0,8	107,13	2,14
	N^{\max}	1116,22	-72,95	3337,68	2243,43	SEC	2,00	0,00	1116,22	0,00
	M^{\max}	255,76	282,95	2761,53	-1482,73	SPC	1,3	0,7	103,6	2,07
ZONNE 5	N^{\min}	45,35	201,82	1627,03	-1400,28	SPC	1,07	0,93	129,54	2,59
	N^{\max}	934,05	-121,96	3249,83	1420,43	SEC	2,00	0,00	934,05	0,00
	M^{\max}	176,99	215,22	2056,63	-1171,68	SPC	1,27	0,73	85,05	1,7
ZONNE 6	N^{\min}	161,1	126,22	1349,4	-543,9	SPC	1,43	0,57	31,25	0,62
	N^{\max}	799,54	-77,67	2581,38	1416,33	SEC	2,00	0,00	799,54	0,00
	M^{\max}	693	-116,6	2607,00	858,00	SEC	2,00	0,00	693,00	0,00

c- Type 03 :

c.1- Site S1 :

Tableau V.50: Ferrailage verticale du voile type 03 site 01

Zone	sollicitations	N	M	σ_1	σ_2	Nature	L_c	L_T	F	Av
		(kN)	(kN.m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)		(m)	(m)	(kN)	(cm ²)
ZONNE 1	N^{\min}	989,08	1778,83	5769,29	-2943,35	SPC	2,32	1,18	348,02	6,96
	N^{\max}	2465,65	-1921,62	8228,37	-1183,65	SPC	3,06	0,44	52,1	1,04
	M^{\max}	1270,24	2305,03	7459,6	-3830,34	SPC	2,31	1,19	454,83	9,1
ZONNE 2	N^{\min}	834,91	1308,26	4396,63	-2011,17	SPC	2,4	1,1	220,93	4,42
	N^{\max}	2247,87	-1716,49	7414,89	-992,41	SPC	3,09	0,41	41	0,82
	M^{\max}	1117,08	1662,79	5667,97	-2476,31	SPC	2,44	1,06	263,53	5,27
ZONNE 3	N^{\min}	740,34	643,45	2633,42	-518,17	SPC	2,92	0,58	29,82	0,6
	N^{\max}	2004,28	-842,01	4925,32	801,19	SEC	3,50	0,00	2004,28	0,00
	M^{\max}	996,93	810,74	3409,01	-560,64	SPC	3,01	0,49	27,71	0,55
ZONNE 4	N^{\min}	636,38	425,56	1951,3	-133,07	SPC	3,28	0,22	2,97	0,06
	N^{\max}	1709,47	-531,07	3742,68	1141,52	SEC	3,50	0,00	1709,47	0,00
	M^{\max}	-863,47	502,48	-2,97	-2464,09	SET	0	3,5	86,4	1,72
ZONNE 5	N^{\min}	551,53	451,88	1894,54	-318,74	SPC	3	0,5	16,07	0,32
	N^{\max}	1466,61	-609,33	3587,39	602,92	SEC	3,50	0,00	1466,61	0,00
	M^{\max}	759,76	562,97	2464,07	-293,33	SPC	3,13	0,37	10,92	0,22
ZONNE 6	N^{\min}	375,8	416,04	1555,73	-482,02	SPC	2,67	0,83	39,91	0,8
	N^{\max}	940,92	-572,55	-57,99	2746,33	SPC	0,07	3,43	94,13	1,88
	M^{\max}	777,44	552,05	2462,59	-241,33	SPC	3,19	0,31	7,54	0,15

c.2- Site S2 :

Tableau V. 51: Ferrailage verticale du voile type 03 site 02

Zone	sollicitations	N	M	σ_1	σ_2	Nature	L_c	L_T	F	Av
		(kN)	(kN.m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)		(m)	(m)	(kN)	(cm ²)
ZONNE 1	N^{\min}	903,8	2109,2	6456,53	-3874,24	SPC	2,19	1,31	508,52	10,17
	N^{\max}	2550,93	- 2251,99	9159,26	-1870,89	SPC	2,91	0,59	111,07	2,22
	M^{\max}	1218,03	2738,43	5997,42	-2517,34	SPC	2,47	1,03	260,48	5,21
ZONNE 2	N^{\min}	750,42	1569,41	4915,48	-2771,42	SPC	2,24	1,26	349,72	6,99
	N^{\max}	2301,39	- 2049,84	8307,72	-1732,32	SPC	2,90	0,60	104,61	2,09
	M^{\max}	1063,55	1966,13	6334,37	-3295,66	SPC	2,30	1,20	394,75	7,90
ZONNE 3	N^{\min}	669,37	762,37	2823,27	-910,79	SPC	2,65	0,85	77,75	1,56
	N^{\max}	2050,19	-996,99	5370,45	487,23	SEC	3,50	0,00	2050,19	0,00
	M^{\max}	951,02	965,72	3723,63	-1006,43	SPC	2,76	0,74	74,95	1,50
ZONNE 4	N^{\min}	583,57	451,8	1942,78	-269,72	SPC	3,07	0,43	11,51	0,23
	N^{\max}	1744,95	-565,04	3876,56	1109,01	SEC	3,50	0,00	1744,95	0,00
	M^{\max}	-827,99	536,45	130,91	-2496,60	SPC	0,17	3,33	83,02	1,66
ZONNE 5	N^{\min}	514,91	462,09	1867,23	-396,06	SPC	2,89	0,61	24,26	0,49
	N^{\max}	1492,8	-633,84	3684,83	580,31	SEC	3,50	0,00	1492,80	0,00
	M^{\max}	733,58	587,48	2486,70	-390,76	SPC	3,02	0,48	18,57	0,37
ZONNE 6	N^{\min}	357,85	464,3	1648,28	-625,85	SPC	2,54	0,96	60,28	1,21
	N^{\max}	955,18	-647,06	2949,18	-220,09	SPC	3,26	0,24	5,35	0,11
	M^{\max}	763,17	626,55	2624,65	-444,17	SPC	2,99	0,51	22,50	0,45

c.3- Site S3 :

Tableau V. 52: Ferrailage verticale du voile type 03 site 03

Zone	sollicitations	N	M	σ_1	σ_2	Nature	L_c	L_T	F	Av
		(kN)	(kN.m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)		(m)	(m)	(kN)	(cm ²)
ZONNE 1	N^{\min}	822,8	1421,84	4656,34	-2307,77	SPC	2,34	1,16	267,66	5,35
	N^{\max}	2631,94	-2564,63	10040,64	-2520,81	SPC	2,80	0,70	177,06	3,54
	M^{\max}	1170,31	3138,45	9357,87	-6014,13	SPC	2,13	1,37	823,54	16,47
ZONNE 2	N^{\min}	670,12	1817,93	5409,39	-3494,76	SPC	2,13	1,37	480,08	9,60
	N^{\max}	2412,45	-1900,56	8100,79	-1208,08	SPC	3,05	0,45	54,87	1,10
	M^{\max}	2350,33	-2358,14	9132,65	-2417,42	SPC	2,77	0,73	177,09	3,54
ZONNE 3	N^{\min}	601,84	876,34	3005,91	-1286,37	SPC	2,45	1,05	134,93	2,70
	N^{\max}	2101,57	-893,69	5190,87	813,61	SEC	3,50	0,00	2101,57	0,00
	M^{\max}	909,16	1110,08	4017,36	-1419,76	SPC	2,59	0,91	129,76	2,60
ZONNE 4	N^{\min}	-533,23	471,98	394,11	-1917,63	SPC	0,60	2,90	556,75	11,13
	N^{\max}	1777,15	-585,85	3973,52	1104,05	SEC	3,50	0,00	1777,15	0,00
	M^{\max}	795,79	557,26	2501,56	-227,88	SPC	3,21	0,29	6,66	0,13
ZONNE 5	N^{\min}	479,93	463	1819,49	-448,26	SPC	2,81	0,69	31,01	0,62
	N^{\max}	1416,42	-640,7	3592,52	454,40	SEC	3,50	0,00	1416,42	0,00
	M^{\max}	709,96	594,34	2469,76	-441,30	SPC	2,97	0,53	23,41	0,47
ZONNE 6	N^{\min}	340,69	511,24	1738,72	-765,32	SPC	2,43	1,07	81,87	1,64
	N^{\max}	967,97	-716,15	3136,65	-371,02	SPC	3,13	0,37	13,74	0,27
	M^{\max}	750,38	695,64	2775,58	-631,64	SPC	2,85	0,65	40,98	0,82

c.4- Site S4 :

Tableau V.53: Ferrailage verticale du voile type 03 site 04

Zone	sollicitations	N	M	σ_1	σ_2	Nature	L_c	L_T	F	A_v
		(kN)	(kN.m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)		(m)	(m)	(kN)	(cm ²)
ZONNE 1	N^{\min}	677,28	2989,84	8289,60	-6354,51	SPC	1,98	1,52	965,09	19,30
	N^{\max}	2777,45	-3132,63	11639,53	-3703,96	SPC	2,66	0,84	312,95	6,26
	M^{\max}	1084,28	3861,22	11005,02	-7907,08	SPC	2,04	1,46	1157,07	23,14
ZONNE 2	N^{\min}	525,81	2263,83	6295,23	-4792,92	SPC	1,99	1,51	725,12	14,50
	N^{\max}	2556,75	-2346,45	9398,91	-2093,91	SPC	2,86	0,64	133,52	2,67
	M^{\max}	926,36	2858,49	8323,76	-5677,01	SPC	2,08	1,42	805,67	16,11
ZONNE 3	N^{\min}	480,17	1083,19	3338,67	-1966,75	SPC	2,20	1,30	255,18	5,10
	N^{\max}	2223,24	-1100,45	5871,04	481,08	SPC	3,50	0,00	2223,24	0,00
	M^{\max}	833,43	1371,24	4548,75	-2167,52	SPC	2,37	1,13	244,83	4,90
ZONNE 4	N^{\min}	444,04	512,86	1890,33	-621,64	SPC	2,63	0,87	53,84	1,08
	N^{\max}	1835,71	-628,18	4160,84	1084,04	SEC	3,50	0,00	1835,71	0,00
	M^{\max}	737,23	599,59	2521,57	-415,20	SPC	3,01	0,49	20,55	0,41
ZONNE 5	N^{\min}	416,02	165,11	998,67	189,96	SEC	3,50	0,00	416,02	0,00
	N^{\max}	1559,67	-655,2	3832,67	623,53	SEC	3,50	0,00	1559,67	0,00
	M^{\max}	666,7	608,84	2443,47	-538,61	SPC	2,87	0,63	34,05	0,68
ZONNE 6	N^{\min}	309,04	599,53	1909,72	-1026,75	SPC	2,28	1,22	125,65	2,51
	N^{\max}	991,56	845,91	3488,13	-655,10	SPC	2,95	0,55	36,25	0,73
	M^{\max}	726,8	825,4	3059,67	-983,10	SPC	2,65	0,85	83,67	1,67

2- Choix des barres verticales :

a- Type 01:

a.1- Site S1:

Tableau V.54 : Choix des barres verticales du voile type 01site 01

Choix des barres /2nappes										
Zone	$A_t (A_v + A_{vj})$ (cm ²)	A_{tnd} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{ado} Z.C (cm ²)	St (cm)	Choix	A_{ado} Z.a (cm ²)	St (cm)	Choix	$A_s totale$ > A_{min} (cm ²)
(1)	7.67	4.20	14.4	9.04	15	8HA12	20.34	10	18HA12	29.38
(2)	15.63	3.20	14.4	9.04	15	8HA12	20.34	10	18HA12	29.38
(3)	10.89	2.10	14.4	9.04	15	8HA12	20.34	10	18HA12	29.38
(4)	9.33	2.20	14.4	9.04	15	8HA12	20.34	10	18HA12	29.38
(5)	9.20	2.00	14.4	9.04	15	8HA12	20.34	10	18HA12	29.38
(6)	6.58	2.80	14.4	9.04	15	8HA12	20.34	10	18HA12	29.38

a.2- Site S2:

Tableau V. 55: Choix des barres verticales du voile type 01site 02

Choix des barres /2nappes										
Zone	$A_t (A_v + A_{vj})$ (cm ²)	A_{tnd} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{ado} Z.C (cm ²)	St (cm)	Choix	A_{ado} Z.T (cm ²)	St (cm)	Choix	$A_s totale$ > A_{min} (cm ²)
(1)	21.19	2.4	14.4	9.04	15	8HA12	20.34	10	18HA12	29.38
(2)	20.85	4.40	14.4	9.04	15	8HA12	20.34	10	18HA12	29.38
(3)	14.62	2.28	14.4	9.04	15	8HA12	20.34	10	18HA12	29.38
(4)	12.52	2.32	14.4	9.04	15	8HA12	20.34	10	18HA12	29.38
(5)	11.70	2.40	14.4	9.04	15	8HA12	20.34	10	18HA12	29.38
(6)	7.87	2.84	14.4	9.04	15	8HA12	20.34	10	18HA12	29.38

a.3- Site S3:

Tableau V.56: Choix des barres verticales du voile type 01site 03

Choix des barres /2nappes										
Zone	$A_t (A_v + A_{vj})$ (cm ²)	A_{tnd} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{ado} Z.C (cm ²)	St (cm)	Choix	A_{ado} Z.a (cm ²)	St (cm)	Choix	$A_s totale$ > A_{min} (cm ²)
(1)	26.31	2.76	14.4	9.04	15	8HA12	20.34	10	18HA12	29.38
(2)	25.95	2.48	14.4	9.04	15	8HA12	20.34	10	18HA12	29.38
(3)	18.41	3.48	14.4	9.04	15	8HA12	20.34	10	18HA12	29.38
(4)	15.71	2.44	14.4	9.04	15	8HA12	20.34	10	18HA12	29.38
(5)	14.12	2.52	14.4	9.04	15	8HA12	20.34	10	18HA12	29.38
(6)	14.12	3.48	14.4	9.04	15	8HA12	20.34	10	18HA12	29.38

a.4- Site S4:

Tableau V.57: Choix des barres verticales du voile type 01site 04

Choix des barres /2nappes										
Zone	$A_t (A_v + A_{vj})$ (cm ²)	A_{tnd} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{ado} Z.C (cm ²)	St (cm)	Choix	A_{ado} Z.a (cm ²)	St (cm)	Choix	$A_s totale$ > A_{min} (cm ²)
(1)	35.8	6.00	14.4	12.32	15	8HA14	27.72	10	18HA14	40.04
(2)	35.12	6.00	14.4	12.32	15	8HA14	27.72	10	18HA14	40.04
(3)	25.17	5.00	14.4	9.04	15	8HA12	20.34	10	18HA12	29.38
(4)	21.43	3.28	14.4	9.04	15	8HA12	20.34	10	18HA12	29.38
(5)	00	0.08	14.4	9.04	15	8HA12	20.34	10	18HA12	29.38
(6)	5.34	4.12	14.4	9.04	15	8HA12	20.34	10	18HA12	29.38

b- Type 02 :

b.1- site 01

Tableau V.58: Choix des barres verticales du voile type 02 site 01

Choix des barres /2nappes										
Zone	$A_t (A_v + A_{vj})$ (cm ²)	A_{tna} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{ado} Z.C (cm ²)	St (cm)	Choix	A_{ado} Z.a (cm ²)	St (cm)	Choix	$A_s totale$ > A_{min} (cm ²)
(1)	31.46	4.52	19.2	18.48	15	12HA14	30.8	10	20HA14	49.28
(2)	3.01	2.48	19.2	13.56	15	12HA12	22.60	10	20HA12	36.16
(3)	2.41	2.04	19.2	13.56	15	12HA12	22.60	10	20HA12	36.16
(4)	1.85	2.16	19.2	13.56	15	12HA12	22.60	10	20HA12	36.16
(5)	3.65	2.96	19.2	13.56	15	12HA12	22.60	10	20HA12	36.16
(6)	4.99	4.08	19.2	13.56	15	12HA12	22.60	10	20HA12	36.16

b.2- site 02 :

Tableau V.59: Choix des barres verticales du voile type 02 site 02

Choix des barres /2nappes										
Zone	$A_t (A_v + A_{vj})$ (cm ²)	A_{tna} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{ado} Z.C (cm ²)	St (cm)	Choix	A_{ado} Z.a (cm ²)	St (cm)	Choix	$A_s totale$ > A_{min} (cm ²)
(1)	41.50	4.80	19.2	18.48	15	12HA14	30.8	10	20HA14	49.28
(2)	5.58	3.84	19.2	13.56	15	12HA12	22.60	10	20HA12	36.16
(3)	4.42	2.28	19.2	13.56	15	12HA12	22.60	10	20HA12	36.16
(4)	2.77	2.52	19.2	13.56	15	12HA12	22.60	10	20HA12	36.16
(5)	4.51	3.2	19.2	13.56	15	12HA12	22.60	10	20HA12	36.16
(6)	4.80	3.64	19.2	13.56	15	12HA12	22.60	10	20HA12	36.16

b.3- site 03 :

Tableau V.60: Choix des barres verticales du voile type 02 site 03

Choix des barres /2nappes										
Zone	$A_t (A_v + A_{vj})$ (cm ²)	A_{tnd} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{ado} Z.C (cm ²)	St (cm)	Choix	A_{ado} Z.a (cm ²)	St (cm)	Choix	$A_s totale$ > A_{min} (cm ²)
(1)	51.01	5.00	19.2	18.48	15	12HA14	40.02	10	20T16	58.68
(2)	9.12	4.84	19.2	13.56	15	12HA12	22.60	10	20HA12	36.16
(3)	6.67	2.84	19.2	13.56	15	12HA12	22.60	10	20HA12	36.16
(4)	3.62	2.76	19.2	13.56	15	12HA12	22.60	10	20HA12	36.16
(5)	5.18	3.4	19.2	13.56	15	12HA12	22.60	10	20HA12	36.16
(6)	6.93	4.92	19.2	13.56	15	12HA12	22.60	10	20HA12	36.16

b.4- site 04 :

Tableau V. 61: Choix des barres verticales du voile type 02 site 04

Choix des barres /2nappes										
Zone	$A_t (A_v + A_{vj})$ (cm ²)	A_{tnd} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{ado} Z.C (cm ²)	St (cm)	Choix	A_{ado} Z.a (cm ²)	St (cm)	Choix	$A_s totale$ > A_{min} (cm ²)
(1)	68.42	5.24	19.2	37.68	15	12T20	40.2	10	20T16	77.88
(2)	17.61	6	19.2	13.56	15	12HA12	22.60	10	20HA12	36.16
(3)	10.84	3.28	19.2	13.56	15	12HA12	22.60	10	20HA12	36.16
(4)	5.43	3.15	19.2	13.56	15	12HA12	22.60	10	20HA12	36.16
(5)	6.57	3.72	19.2	13.56	15	12HA12	22.60	10	20HA12	36.16
(6)	1.58	2.28	19.2	13.56	15	12HA12	22.60	10	20HA12	36.16

c- Type 03 :

c.1- site 01 :

Tableau V. 62: Choix des barres verticales du voile type 03 site 01

Choix des barres /2nappes										
Zone	$A_t (A_v + A_{vj})$ (cm ²)	A_{tnd} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{ado} Z.C (cm ²)	St (cm)	Choix	A_{ado} Z.a (cm ²)	St (cm)	Choix	$A_s totale > A_{min}$ (cm ²)
(1)	23.10	4.76	33.6	20.34	15	18HA12	45.20	10	40HA12	65.54
(2)	13.38	4.40	33.6	20.34	15	18HA12	45.20	10	40HA12	65.54
(3)	1.51	2.32	33.6	20.34	15	18HA12	45.20	10	40HA12	65.54
(4)	4.38	14	33.6	20.34	15	18HA12	45.20	10	40HA12	65.54
(5)	0.81	2	33.6	20.34	15	18HA12	45.20	10	40HA12	65.54
(6)	4.77	13.72	33.6	20.34	15	18HA12	45.20	10	40HA12	65.54

c.2- site 02 :

Tableau V. 63: Choix des barres verticales du voile type 03 site 02

Choix des barres /2nappes										
Zone	$A_t (A_v + A_{vj})$ (cm ²)	A_{tnd} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{ado} Z.C (cm ²)	St (cm)	Choix	A_{ado} Z.a (cm ²)	St (cm)	Choix	$A_s totale > A_{min}$ (cm ²)
(1)	25.83	5.24	33.6	20.34	15	18HA12	45.20	10	40HA12	65.54
(2)	20.05	5.04	33.6	20.34	15	18HA12	45.20	10	40HA12	65.54
(3)	3.95	3.4	33.6	20.34	15	18HA12	45.20	10	40HA12	65.54
(4)	4.21	1.72	33.6	20.34	15	18HA12	45.20	10	40HA12	65.54
(5)	1.23	2.44	33.6	20.34	15	18HA12	45.20	10	40HA12	65.54
(6)	3.06	3.84	33.6	20.34	15	18HA12	45.20	10	40HA12	65.54

c.3- site 03 :

Tableau V. 64: Choix des barres verticales du voile type 03 site 03

Choix des barres /2nappes										
Zone	$A_t (A_v + A_{vj})$ (cm ²)	A_{tnd} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{ado} Z.C (cm ²)	St (cm)	Choix	A_{ado} Z.a (cm ²)	St (cm)	Choix	$A_s totale$ > A_{min} (cm ²)
(1)	41.8	5.48	33.6	20.34	15	18HA12	45.20	10	40HA12	65.54
(2)	24.38	5.48	33.6	20.34	15	18HA12	45.20	10	40HA12	65.54
(3)	6.85	4.2	33.6	20.34	15	18HA12	45.20	10	40HA12	65.54
(4)	28.27	11.6	33.6	20.34	15	18HA12	45.20	10	40HA12	65.54
(5)	1.57	2.76	33.6	20.34	15	18HA12	45.20	10	40HA12	65.54
(6)	4.16	4.28	33.6	20.34	15	18HA12	45.20	10	40HA12	65.54

c.4- site 04 :

Tableau V.65: Choix des barres verticales du voile type 03 site 04

Choix des barres /2nappes										
Zone	$A_t (A_v + A_{vj})$ (cm ²)	A_{tnd} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{ado} Z.C (cm ²)	St (cm)	Choix	A_{ado} Z.a (cm ²)	St (cm)	Choix	$A_s totale$ > A_{min} (cm ²)
(1)	58.77	6.08	33.6	20.34	15	18HA12	45.20	10	40HA12	65.54
(2)	40.92	6.05	33.6	20.34	15	18HA12	45.20	10	40HA12	65.54
(3)	12.95	5.2	33.6	20.34	15	18HA12	45.20	10	40HA12	65.54
(4)	2.73	3.48	33.6	20.34	15	18HA12	45.20	10	40HA12	65.54
(5)	1.72	2.52	33.6	20.34	15	18HA12	45.20	10	40HA12	65.54
(6)	6.38	4.88	33.6	20.34	15	18HA12	45.20	10	40HA12	65.54

3- Armatures horizontales :

a- Type 01 :

a.1 - site 01 :

Tableau V.66: Choix des barres horizontales du voile type 01 site 01

Zone	$A_{H\text{ cal}}/1\text{ml}$ (cm^2)	$A_{H\text{ RPA}}$ (cm^2)	Choix/1ml sur2 nappes	$A_{H\text{ adop}}$ (cm^2)	$S_t(\text{cm})$
(1)	0.75	4.5	14HA8	7	20
(2)	1.54	4.5	12HA8	6	20
(3)	1.06	4.5	12HA8	6	20
(4)	0.92	4.5	12HA18	6	20
(5)	0.90	4.5	12HA8	6	20
(6)	0.65	4.5	12HA8	6	20

a.2 - site 02 :

Tableau V.67: Choix des barres horizontales du voile type 01 site 02

Zone	$A_{H\text{ cal}}/1\text{ml}$ (cm^2)	$A_{H\text{ RPA}}$ (cm^2)	Choix/1ml sur2 nappes	$A_{H\text{ adop}}$ (cm^2)	$S_t(\text{cm})$
(1)	2.09	4.5	14HA8	7	20
(2)	2.05	4.5	12HA8	6	20
(3)	1.44	4.5	12HA8	6	20
(4)	1.23	4.5	12HA18	6	20
(5)	1.15	4.5	12HA8	6	20
(6)	0.77	4.5	12HA8	6	20

a.3 - site 03 :

Tableau V. 68: Choix des barres horizontales du voile type 01 site 03

Zone	$A_{H\text{ cal}}/1\text{ml}$ (cm^2)	$A_{H\text{ RPA}}$ (cm^2)	Choix/1ml sur2 nappes	$A_{H\text{ adop}}$ (cm^2)	$S_t(\text{cm})$
(1)	2.59	4.5	14HA8	7	20
(2)	2.55	4.5	12HA8	6	20
(3)	1.81	4.5	12HA8	6	20
(4)	1.54	4.5	12HA18	6	20
(5)	1.39	4.5	12HA8	6	20
(6)	1.39	4.5	12HA8	6	20

a.4 - site 04 :

Tableau V. 69: Choix des barres horizontales du voile type 01 site 04

Zone	$A_{H\text{ cal}}/1\text{ml}$ (cm^2)	$A_{H\text{ RPA}}$ (cm^2)	Choix/1ml sur2 nappes	$A_{H\text{ adop}}$ (cm^2)	$S_t(\text{cm})$
(1)	3.52	4.5	14HA8	7	20
(2)	3.45	4.5	12HA8	6	20
(3)	2.47	4.5	12HA8	6	20
(4)	2.11	4.5	12HA18	6	20
(5)	0.63	4.5	12HA8	6	20
(6)	0.63	4.5	12HA8	6	20

b- Type 02 :

b.1 - site 01 :

Tableau V. 70: Choix des barres horizontales du voile type 02 site 01

Zone	$A_{H\text{ cal}}/1\text{ml}$ (cm^2)	$A_{H\text{ RPA}}$ (cm^2)	Choix/1ml sur2 nappes	$A_{H\text{ adop}}$ (cm^2)	$S_t(\text{cm})$
(1)	3.09	6	14HA8	7	20
(2)	0.29	6	12HA8	6	20
(3)	0.23	6	12HA8	6	20
(4)	0.18	6	12HA18	6	20
(5)	0.36	6	12HA8	6	20
(6)	0.49	6	12HA8	6	20

b.2- site 02 :

Tableau V.71:Choix des barres horizontales du voile type 02 site 02

Zone	$A_{H\text{ cal}}/1\text{ml}$ (cm^2)	$A_{H\text{ RPA}}$ (cm^2)	Choix/1ml sur2 nappes	$A_{H\text{ adop}}$ (cm^2)	$S_t(\text{cm})$
(1)	4.08	6	14HA8	7	20
(2)	0.55	6	12HA8	6	20
(3)	0.43	6	12HA8	6	20
(4)	0.27	6	12HA18	6	20
(5)	0.44	6	12HA8	6	20
(6)	0.45	6	12HA8	6	20

b.3 - site 03 :

Tableau V.72:Choix des barres horizontales du voile type 02 site 03

Zone	$A_{H\text{ cal}}/1\text{ml}$ (cm^2)	$A_{H\text{ RPA}}$ (cm^2)	Choix/1ml sur2 nappes	$A_{H\text{ adop}}$ (cm^2)	$S_t(\text{cm})$
(1)	5.02	6	14HA8	7	20
(2)	0.89	6	12HA8	6	20
(3)	0.65	6	12HA8	6	20
(4)	0.35	6	12HA18	6	20
(5)	0.51	6	12HA8	6	20
(6)	0.68	6	12HA8	6	20

b.4- site 04 :

Tableau V. 73:Choix des barres horizontales du voile type 02 site 04

Zone	$A_{H\text{ cal}}/1\text{ml}$ (cm^2)	$A_{H\text{ RPA}}$ (cm^2)	Choix/1ml sur2 nappes	$A_{H\text{ adop}}$ (cm^2)	$S_t(\text{cm})$
(1)	6.73	6	14HA8	7	20
(2)	1.73	6	12HA8	6	20
(3)	1.06	6	12HA8	6	20
(4)	0.53	6	12HA18	6	20
(5)	0.64	6	12HA8	6	20
(6)	0.15	6	12HA8	6	20

c- Type 03 :

c.1 - site 01 :

Tableau V.74:Choix des barres horizontales du voile type 03 site 01

Zone	$A_{H\text{ cal}}/1\text{ml}$ (cm^2)	$A_{H\text{ RPA}}$ (cm^2)	Choix/1ml sur 2 nappes	$A_{H\text{ adop}}$ (cm^2)	$S_t(\text{cm})$
(1)	2.27	10.5	14HA12	15.82	20
(2)	1.31	10.5	12HA12	13.56	20
(3)	0.13	10.5	12HA12	13.56	20
(4)	0.43	10.5	12HA12	13.56	20
(5)	0.08	10.5	12HA12	13.56	20
(6)	0.47	10.5	12HA12	13.56	20

c.2 - site 02 :

Tableau V. 75: Choix des barres horizontales du voile type 03 site 02

Zone	$A_{H\text{ cal}}/1\text{ml}$ (cm^2)	$A_{H\text{ RPA}}$ (cm^2)	Choix/1ml sur 2 nappes	$A_{H\text{ adop}}$ (cm^2)	$S_t(\text{cm})$
(1)	2.54	10.5	14HA12	15.82	20
(2)	1.97	10.5	12HA12	13.56	20
(3)	0.39	10.5	12HA12	13.56	20
(4)	0.41	10.5	12HA12	13.56	20
(5)	0.12	10.5	12HA12	13.56	20
(6)	0.30	10.5	12HA12	13.56	20

c.3 - site 03 :

Tableau V.76: Choix des barres horizontales du voile type 03 site 03

Zone	$A_{H\text{ cal}}/1\text{ml}$ (cm^2)	$A_{H\text{ RPA}}$ (cm^2)	Choix/1ml sur2 nappes	$A_{H\text{ adop}}$ (cm^2)	$S_t(\text{cm})$
(1)	4.11	10.5	14HA12	15.82	20
(2)	2.4	10.5	12HA12	13.56	20
(3)	0.67	10.5	12HA12	13.56	20
(4)	2.78	10.5	12HA12	13.56	20
(5)	0.15	10.5	12HA12	13.56	20
(6)	0.41	10.5	12HA12	13.56	20

c.4- site 04 :

Tableau V. 77:Choix des barres horizontales du voile type 03 site 04

Zone	$A_{H\text{ cal}}/1\text{ml}$ (cm^2)	$A_{H\text{ RPA}}$ (cm^2)	Choix/1ml sur2 nappes	$A_{H\text{ adop}}$ (cm^2)	$S_t(\text{cm})$
(1)	5.78	10.5	14HA12	15.82	20
(2)	4.02	10.5	12HA12	13.56	20
(3)	1.27	10.5	12HA12	13.56	20
(4)	0.27	10.5	12HA12	13.56	20
(5)	0.17	10.5	12HA12	13.56	20
(6)	0.62	10.5	12HA12	13.56	20

➤ **Remarque :**

D'après les résultats de ferraillage des voiles de la structure (R+12). On remarque que :

- 1- Type 1 : il ya une différence dans le ferraillage des zone 1 et 2 de site 4 par apport a les autre sites.
- 2- Type 2 : il ya une différence dans le ferraillage de la zone 1 dans les 4 sites, par contre il y a aucune différence dans les autres zones.

3- Type 3 : il ya aucune différence dans les 4 sites.

V.3.7. Les Vérifications :

❖ Vérification à l'ELU :

• Vérification de contrainte de cisaillement :

❖ Selon le RPA99 :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 30 = 6MPa$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 124.92 \times 10^3}{200 \times 1350} = 0.64 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 6\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

❖ Selon le BAEL :

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{56.46 \times 10^3}{200 \times 1350} = 0.20 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right) = \min\left(0.15 \frac{30}{1.5}; 4\right) = \min(3; 4) \text{ MPa} = 3MPa$$

$$\tau_u = 0.20MPa < \bar{\tau}_u = 3MPa \dots \dots \dots \text{CV.}$$

❖ Vérification à ELS :

• Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B + 15A_s} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1018.11 \times 10^3}{0.3 \times 10^6 + 15 \times 29.38 \times 10^2} = 2.95 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \text{ donc } \dots \dots \dots \text{CV.}$$

Les résultats de calcul pour tous les voiles sont regroupés dans les tableaux ci-après :

1- La contrainte de cisaillement.

Tableau V. 78: Les vérifications de la contrainte de cisaillement

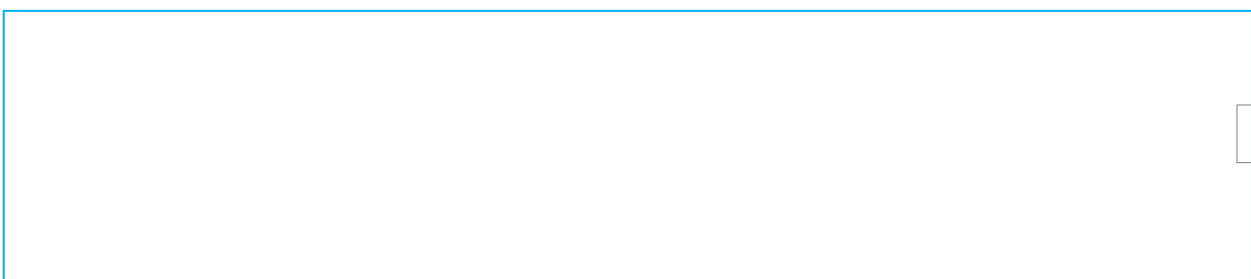
Voile	Zone	V_u (KN)	V(KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
Type (01)	(1)	56.46	124.92	0.64	6	CV	0.20	3	CV
	(2)	69.07	49.47	0.25	6	CV	0.25	3	CV
	(3)	81.04	3.00	0.15	6	CV	0.30	3	CV
	(4)	89.06	98.32	0.50	6	CV	0.32	3	CV
	(5)	101.42	79.22	0.41	6	CV	0.37	3	CV
	(6)	133.60	39.16	0.20	6	CV	0.49	3	CV
Type (02)	(1)	85.62	361.02	1.40	6	CV	0.23	3	CV
	(2)	9.00	59.40	0.23	6	CV	0.25	3	CV
	(3)	73.80	47.61	0.18	6	CV	0.20	3	CV
	(4)	67.45	36.59	0.14	6	CV	0.18	3	CV
	(5)	58.36	38.99	0.15	6	CV	0.16	3	CV
	(6)	83.69	98.27	0.38	6	CV	0.23	3	CV
Type (03)	(1)	26.25	454.83	1.01	6	CV	0.41	3	CV
	(2)	22.78	263.53	0.58	6	CV	0.03	3	CV
	(3)	12.81	27.71	0.06	6	CV	0.02	3	CV
	(4)	25.62	86.40	0.19	6	CV	0.04	3	CV
	(5)	51.68	10.92	0.02	6	CV	0.08	3	CV
	(6)	55.50	39.91	0.80	6	CV	0.09	3	CV

2- La contrainte de compression :

Tableau V.79: Les vérifications de la contrainte de compression de béton à ELS

voile	zone	Ns(KN)	$A_s(cm^2)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Type (01)	(1)	1018.1	49.28	2.95	18	C.V
	(2)	921.86	36.16	2.67	18	C.V
	(3)	854.82	36.16	2.48	18	C.V
	(4)	743.83	36.16	2.16	18	C.V
	(5)	638.88	36.16	1.85	18	C.V
	(6)	448.52	36.16	1.30	18	C.V
Type (02)	(1)	1271.93	46.20	2.71	18	C.V
	(2)	1075.09	33.90	2.38	18	C.V
	(3)	935.69	33.90	2.07	18	C.V
	(4)	774.58	33.90	1.71	18	C.V
	(5)	615.01	33.90	1.36	18	C.V
	(6)	395.74	33.90	0.87	18	C.V
Type (03)	(1)	2184.28	65.54	2.73	18	C.V
	(2)	1989.20	65.54	2.49	18	C.V
	(3)	1777.44	65.54	2.22	18	C.V
	(4)	1527.12	65.54	1.91	18	C.V
	(5)	1324.34	65.54	1.65	18	C.V
	(6)	895.18	65.54	1.07	18	C.V

V.3.8. Schéma de ferrailage des voiles :



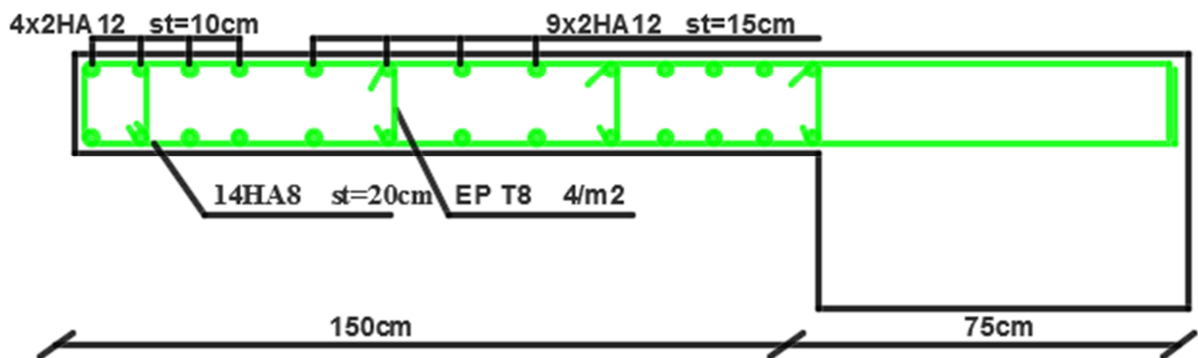


Figure V.23: Schéma de ferrailage du voile V1 zone1

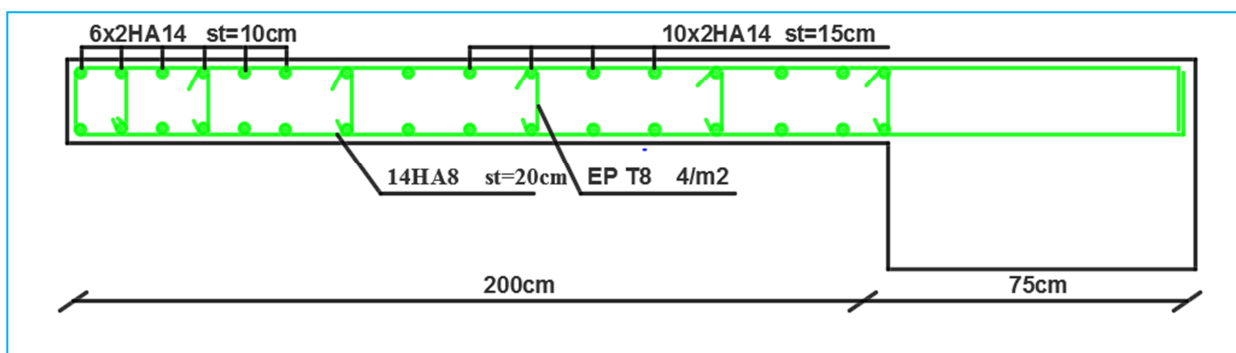


Figure V.24: schéma de ferrailage du voile V2 zone1

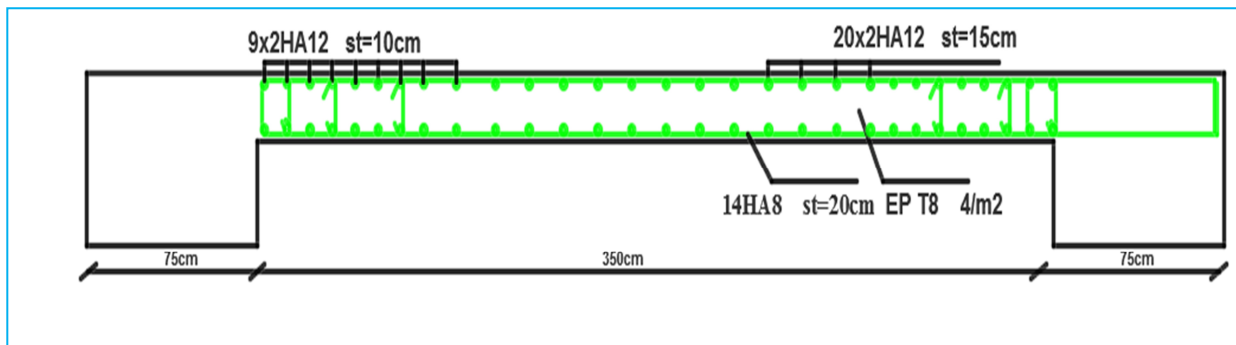


Figure V. 25: schéma de ferrailage du voile V3 zone1

Conclusion :

D'après les résultats obtenus dans ce chapitre (ferrailage des éléments principaux), on conclut que le site d'implantation n'influence pas sur les poteaux ; les poutres et les voiles.

1- Dans les poteaux (R+12 et R+3) :

⇒ Les poteaux de l'étage RDC. ($S1 < S2 < S3 < S4$).

Par contre dans les poteaux des autres étages le ferrailage est avec A_{min} .

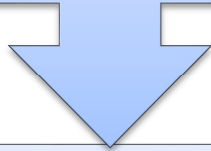
1- Dans les poutres (R+12) :

⇒ Les poutres principales et secondaires ($S1 < S2 < S3 < S4$).

2- Dans les voiles (R+12) :

⇒ Les voiles de type 1 et 2 dans la Zone 1 et 2.

Chapitre VI



Etude de L'infrastructure



VI. Etude de L'infrastructure

VI.1. Introduction

Une fondation est destinée à transmettre au sol dans les conditions les plus favorables les charges provenant de la superstructure. En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte. Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol).
- Les caractéristiques du sol sur le quel doit reposer la structure.

Dans ce chapitre on a étudiés les fondations dans un seul site (site 3) car on a un seul rapport de sol.

VI.2. Choix de type de fondation

On distingue deux types de fondations :

- 1) Fondation superficielles : elles sont utilisables dans le cas où le bon sol n'est pas situé à une grande profondeur, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes et radiers.
- 2) Fondations profondes : elles sont utilisées lorsque le bon sol est situé à des profondeurs importantes, la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.

❖ **Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres suivant :**

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

❖ **Ce choix doit satisfaire deux critères essentiels à savoir :**

- Stabilité totale de l'ouvrage.
- Solution facile à réaliser et économique.

❖ **En ce qui concerne notre ouvrage, On à le choix entre :**

- Semelles continues (semelles filantes sous murs).
- Radier général (dalle plate).
- Le radier champignon sous poteaux.
- Radier nervurer.

IV.3 Etude de L'infrastructure de bâtiment R+12 :

❖ Calcul de surface revenant à la semelle sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base des poteaux.

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{sol} = 2.00 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2 \\ N = 4846.79 \text{ KN} \\ M = 29.98 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Pour assurer la validité de la semelle isolée on doit vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{a}{b} \frac{N}{A.B} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) \leq \sigma_{sol}$$

• Homothétie des dimensions :

$$B \geq \sqrt{\frac{a}{b} \frac{N}{\sigma_{sol}}} \quad a = b = 1$$

$$D'où: B = \sqrt{\frac{4846.79}{200}} = 4.923 \text{ m}$$

$$B = 4.923 \text{ m}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow A = B = 4.923 \text{ m}$$

A et B : la section de la semelle.

$$e_0 = M/N = 0.162 \text{ m}$$

$$\sigma_m = 218.58 \geq \bar{\sigma}_{sol} = 200 \quad \text{C.N.V}$$

Nous essayons donc avec radier.

VI.4. Etude du radier :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on adoptera un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les éléments verticaux, poteaux et voiles.

VI.4.1. Pré dimensionnement du radier :

a) L'épaisseur du radier :

❖ Condition forfaitaire :

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max} = 5.50\text{m}$: plus grande distance entre deux points d'appuis.

$$\text{D'où : } 68.75\text{cm} \leq h_r \leq 110\text{ cm} \quad (1)$$

❖ Condition de rigidité :

$$L_e = \frac{2L_{\max}}{\pi} \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad \text{Avec} \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

Avec :

L_{\max} : plus grand distance entre deux points d'appuis.

L_e : longueur élastique.

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 ; $K= 40000\text{ KN/m}^3$.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times (5.5)^4}{32164.195\pi^4}} \Rightarrow h \geq 0,75\text{m} \quad (2)$$

D'après (1) et (2) on opte : $h_r=80\text{cm}$

Vu que la hauteur est très importante, Donc il y a lieu de prévoir un radier nervuré.

❖ Condition de coffrage :

➤ Pour la nervure :

$$h_{n=\frac{l_{\max}}{10}} = \frac{5.50}{10} = 55\text{ cm}$$

$$b_n \geq \frac{h_p}{2} = \frac{80}{2} = 40\text{ cm}$$

Pour la dalle :

$$h_{n=\frac{l_{\max}}{20}} = \frac{5.50}{20} = 27.5\text{ cm}$$

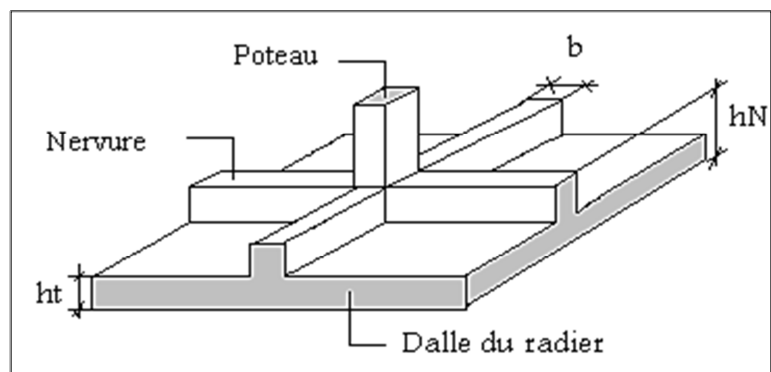


Figure VI. 1 :Schéma d'un radier

Conclusion :

D'après les conditions précédentes, Nous optons pour une dalle de **30 cm** et des nervures de **80cm** de hauteur et **75cm** de largeur.

b) La surface minimale de radier :

❖ La surface d'emprise du bâtiment est égale à : $S_{bat}=546.835m^2$

❖ L'emprise totale avec un débordement minimum de :

d (débord) $\geq \max (h/2 ; 30cm) = 40cm$.

Donc : $S_{radier} = S_{bat} + D \times (\text{perimetre}) = 588.23 m^2$

c) Détermination des charges et des surcharges :

• Superstructure : $G = 88386.67KN$; $Q = 13111.12 KN$

• Infrastructure :

✓ Poids du radier :

$$G_{rad} = (S_d \times h_d \times 25) + P_{nervures} = (588.23 \times 0.3 \times 25) + (0.5 \times 0.7 \times 346.15 \times 25)$$

$$G_{rad} = 7656.88 KN$$

Donc : $G_{totale} = 96043.55 KN$; $Q_{totale} = 13111.12 KN$

d) Calcul des Sollicitations :

$$ELU: N_u = 1,35G_T + 1,5Q_T = 149325.47 KN$$

$$ELS : N_s = G_T + Q_T = 109154.67 KN$$

e) Vérification de La surface minimale du radier :

La surface du radier doit être telle qu'elle puisse vérifié la condition suivante :

- A l'ELU: $S_{radier} = 588.23 m^2 > \frac{N_u}{1.33\sigma_{sol}} = 561.38 m^2 \dots\dots\dots CV.$
- A l'ELS: $S_{radier} = 588.23 m^2 > \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 545.77 m^2 \dots\dots\dots CV.$

VI.4.2. Les vérifications nécessaires :**VI.4.2.1. Condition de résistance au cisaillement :**

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction d la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement **CBA93 (Art. A.5.1)** il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec : V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

b : désigne la largeur.

$$\gamma_b = 1.5 \quad ; \quad d = 0.9 h_r = 0.72 m \quad ; \quad b = 1m$$

L_{\max} : la plus grande portée de la dalle = 5.00 m.

$N_u = 149325.47$ KN

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \\ V_u = \frac{qL_{\max}}{2} \\ q = \frac{N}{S_{radier}} \end{cases}$$

Donc : $V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$

$$\tau_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$h \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S \times 0.07 f_{cj}}$$

$$h \geq 0.664\text{m} = 66.4\text{cm}$$

L'épaisseur de radier $h_r = 0.80\text{m}$ est vérifiée vis-à-vis au cisaillement.

VI.4.2.2. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement de bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \times \gamma \times Z \times S$$

Avec : W : poids totale du bâtiment à la base du radier

$$W = W_{radier} + W_{bâtiment}$$

$$W = 96043.55 \text{ KN}$$

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 ($h = 0.8 \text{ m}$).

S : surface du radier ($S = 588.23 \text{ m}^2$).

$$F_s \times \gamma \times Z \times S = 1.5 \times 10 \times 0.8 \times 588.23 = 7058.76 \text{ KN}$$

Donc : $W \geq F_s \times \gamma \times Z \times S$ (Condition vérifiée).

VI.4.3. Caractéristique géométrique :

- a) Centre de masse du radier : $(X_r ; Y_r) = (12.72 ; 12.87) \text{ m}$
- b) Inertie du radier : $I_x = 29580.8 \text{ m}^4 \quad I_y = 29570.2 \text{ m}^4$
- c) L'excentricité : $e_x = |X_s - X_r| = 0.997 \text{ m}$

$$e_y = |Y_s - Y_r| = 0.576 \text{ m}$$

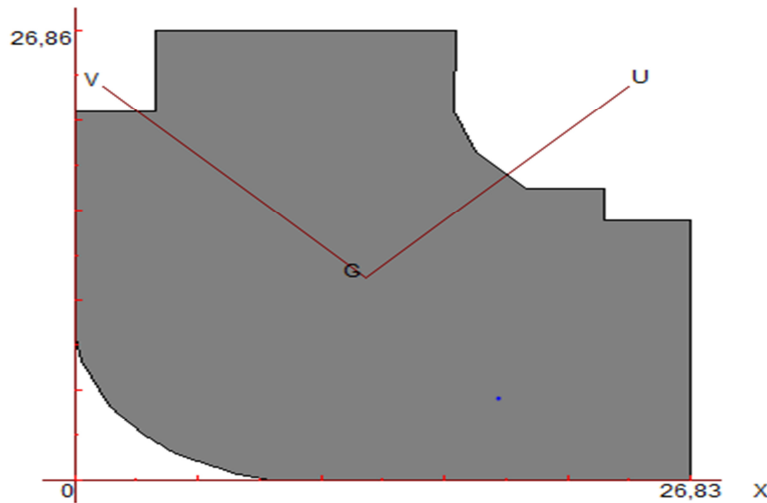


Figure VI. 2 :Surface du radier

VI.4.4. Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :

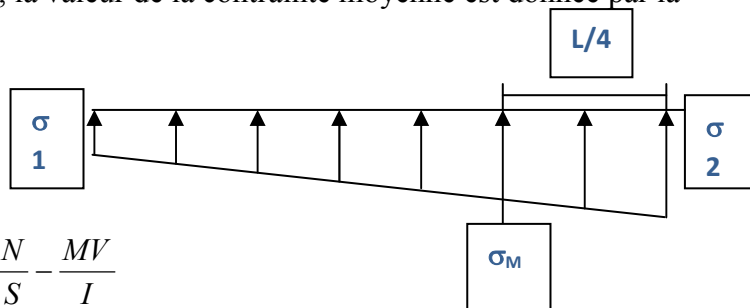
Les contraintes transmises au sol par le rader devront être compatible avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

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, leurs diagramme est triangulaire ou trapézoïdale.

Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5 \sigma_{adm}$$

Avec : $\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I} \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$



Le radier est sollicité par les efforts suivants :

Figure VI .3 :Diagramme des contraintes

- N : Effort normal du au charges verticales.
- M : Moment d'excentricité due aux charges verticales $M=N \times e$.

Tableau VI.1 : Vérification des contraintes

	ELS		ELU	
	Longitudinale	Transversal	Longitudinale	Transversale
N (MN)	130.04	222.02	176.04	308.37
M (MN.m)	129.65	127.88	175.51	177.62
V (m)	12.72	12.87	12.72	12.87
I(m ⁴)	29580.8	29570.2	29580.8	29570.2
σ_1 (MPa)	0.276	0.286	0.252	0.284
σ_2 (MPa)	0.145	0.129	0.156	0.177
σ_{moy} (MPa)	0.213	0.195	0.245	0.269
σ_{adm} (MPa)	0.3	0.3	0.3	0.3
La condition	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

VI.4.5. Vérification de la stabilité au renversement :

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment renversant : $M_r = M_0 + T_0 \times h$

Avec : M_0 : Moment sismique a la base. $M_{0x} = 132889.09 \text{KN.m}$; $M_{0y} = 128528.19 \text{KN.m}$

T_0 : L'effort tranchant a la base. $T_{0x} = 5450.7148 \text{KN}$; $T_{0y} = 5406.436 \text{KN}$

h : Profondeur de l'infrastructure dans notre cas c'est l'épaisseur de radier = 0.80m

$$M_{stab.x} = 0.8 \times W \times b_x = 0.8 \times 96043.55 \times 12.72 = 977339.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{stab.y} = 0.8 \times W \times b_y = 0.8 \times 96043.55 \times 12.87 = 988864.39 \text{ KN.m}$$

$$M_{r.x} = 977339.16 + 5450.715 \times 0.8 = 981699.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{r.y} = 988864.39 + 5406.44 \times 0.8 = 993189.54 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{stab.x}}{M_{r.x}} = 9.95 \geq 1.5$$

$$\frac{M_{stab.y}}{M_{r.y}} = 5.28 \geq 1.5$$

❖ Conclusion :

Les deux conditions sont vérifiées donc la structure est stable vis-à-vis au renversement.

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison 0,8G+E
- Aux contraintes de compression maximales avec la combinaison G + Q + E

VI.4.5.1. Vérification aux renversements et soulèvement :

❖ Sous combinaison :

$$\begin{cases} 0,8G+E \\ G+Q+E \end{cases}$$

Tableau VI.2 : Vérification aux renversements et soulèvement

	0.8G+E		G+Q+E	
	Longitudinale	Transversal	Longitudinale	Transversal
N (MN)	77.79	108.27	116.83	219.14
M (MN.m)	77.559	62.366	116.48	126.224
V (m)	12.72	12.87	12.72	12.87
I(m ⁴)	29580.8	29570.2	29580.8	29570.2
σ_1 (MPa)	0.158	0.182	0.214	0.246
σ_2 (MPa)	0.056	0.08	0.114	0.118
σ_{moy} (MPa)	0.124	0.112	0.166	0.164
σ_{adm} (MPa)	0.20	0.20	0.20	0.20
La condition	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

VI.4.5.2. Vérification selon L'RPA :

D'après le RPA99 version 2003 (Art.10.1.5) le radier reste stable si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Avec : e: l'excentricité de la résultante des charges verticales

Tableau VI.3 : Vérification de soulèvement selon RPA

	0.8G+E		G+Q+E	
	Longitudinale	Transversal	Longitudinale	Transversal
N(KN)	77.79	108.27	116.83	219.14
M(KN.m)	77.559	62.366	116.48	126.224
e(m)	1.02	1.24	1.02	1.24
B/4 (m)	6.71	6.71	6.71	6.71
La condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

VI.5. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux 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.

VI.5.1. Méthode de calcul :

Le radier est assimilé à un planché 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 en raison du contact avec l'eau.

Les moments isostatiques seront déterminés à partir de la méthode proposée par les règles de BAEL 91.

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours, nous distinguons deux cas :

$$\begin{cases} 0 < \alpha < 0.4 & \text{la dalle porte sur un sens} \\ 0.4 < \alpha < 1 & \text{la dalles porte sur deux sens} \end{cases} \quad \text{Avec : } \alpha = L_x / L_y$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés 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)

Moment en travée : ($M_{tx} = 0,75 \times M_x$; $M_{ty} = 0,75 \times M_y$)

Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,5 \times M_x$; $M_{ay} = 0,5 \times M_x$)

- Si le panneau considéré est un panneau de rive

Moment en travée : ($M_{tx} = 0,85 \times M_x$; $M_{ty} = 0,85 \times M_y$)

Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,3 \times M_x$; $M_{ay} = 0,3 \times M_x$)

Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement. Ce dernier a les dimensions montrées dans la figure ci-joints, ou L_x est la plus petite dimension.

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0 \quad \dots\dots\dots \text{BAEL 91 Page (355)}$$

VI.5.2. Evaluation des charges et surcharges :

- ELU : $q_u = N_u / S_r = 253.86 \text{ KN/m}^2$
- ELS : $q_s = N_s / S_r = 185.56 \text{ KN/m}^2$

VI.5.3. Calcul des sollicitations :

$\alpha = L_x / L_y$; $\alpha = 3.50 / 5.50 = 0.63$

$\alpha > 0,4$ \Rightarrow la dalles porte sur deux sens

\Rightarrow L'ELU : ($\nu = 0$)

$\alpha = 0.63 \Rightarrow \mu_x = 0.0428 \Rightarrow \mu_y = 0.8450$

- Sens X-X :

$\mu_x = 0.0428$

$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 133.10 \text{ KN.m}$

$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 113.14 \text{ KN.m}$

$M_{ax} = 0.3 \times M_x = 39.93 \text{ KN.m}$

\Rightarrow L'ELS : ($\nu = 0.2$)

- Sens Y-Y :

$\mu_y = 0.8450$

$M_y = \mu_y \times M_x = 112.47 \text{ KN.m}$

$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 95.54 \text{ KN.m}$

$M_{ay} = 0.3 \times M_y = 33.74 \text{ KN.m}$

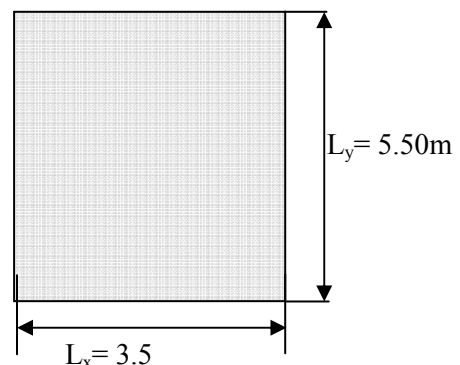


Figure VI. 4 :Le panneau le plus sollicité

$$\alpha = 0.93 \Rightarrow \mu_x = 0.0500 \Rightarrow \mu_y = 0.8939$$

• **Sens X-X :**

$$\mu_x = 0.0500$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 113.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 96.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0.3 \times M_x = 34.10 \text{ KN.m}$$

Sens Y-Y :

$$\mu_y = 0.8939$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 101.60 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 86.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3 \times M_y = 30.48 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferrailage longitudinale à L'ELU :**

➤ **Pourcentage minimale :**

$$\text{Suivant le petit coté : } A_{y \min} \begin{cases} A_{y \min} \geq 6\% h_0 : f_e E 500. \\ A_{y \min} \geq 8\% h_0 : f_e E 400. \\ A_{y \min} \geq 12\% h_0 : (\text{autre cas}). \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_{y \min} = 2.4 \text{ cm}^2$$

Suivant le grand coté : $A_{x \min} \geq A_{y \min} [(3-\alpha)/2] \dots \dots \dots$ BAEL 91 Page (359).

$$\Rightarrow A_{x \min} = 2.48 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 9.936 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement maximal :**

$$S_{tx} \leq \min (33 \text{ cm}; 3hr) \Rightarrow S_{tx} = 20 \text{ cm.}$$

$$S_{ty} \leq \min (45 \text{ cm}; 4hr) \Rightarrow S_{ty} = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ BAEL 91 Page (360).}$$

❖ **Exemple du calcul Sens x-x :**

• **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0.154 < \mu_1 = 0.392 \text{ donc } A'_s = 0 \text{ (n'existe pas).}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.21$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.916$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A = 12.08 \text{ cm}^2$$

• **En appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times f_{bu} \times d^2} = \mu = 0.023 < \mu_1 = 0.392 \text{ donc : } A'_s = 0 \text{ n'existe pas.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.029$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.988$$

$$A = \frac{M_a}{\beta \times \sigma_s \times d} = A = 3.951 \text{ cm}^2$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 :Le ferrailage a l'ELU

Panneau	Sens x-x		Sens y-y	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
M _u (KN.m)	113.14	39.93	95.54	33.74
A _s '	0.00	0.00	0.00	0.00
A _s (cm ² /ml)	12.08	3.951	6.92	3.34
A _{s min} (cm ² /ml)	9.936	9.936	9.936	9.936
Choix	7T14	7T14	7T14	7T14
A _s adopté (cm ²)	10.78	10.78	10.78	10.78
Espacement (cm)	15	15	15	15

❖ Vérification a l'ELS (fissuration préjudiciable) :

• Vérification des contraintes :

Le calcul se fait selon les règles de CBA93 et BAEL91, la fissuration es considérée comme peu préjudiciable.

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15Mpa$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma = \frac{M_{SER}}{I} \times Y$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - d')^2 \quad n = 15$$

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

Y = 6.48 cm

I = 771570.01 cm⁴

$\sigma_{bc} = 1.63MPa \leq 15MPa$ CV

Contrainte maximale dans l'acier tendu : $\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$

$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 202MPa$

$\sigma_s = 46.24 MPa \leq \bar{\sigma}_s = 202 MPa$ CV

Tableau VI .5 : vérification des contraintes

	sens	M _{SER} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Obs
Travée	X-X	96.61	6.48	771570.01	1.63	46.25	CV
	Y-Y	86.36	6.48	771570.01	13.06	41.34	CV
Appuis	X-X	34.10	6.48	771570.01	1.19	16.32	CV
	Y-Y	30.48	6.48	771570.01	0.25	12.16	CV

➤ Vérification des moments :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0$$

Tableau VI.6 :Vérification des moments du sens x-x

		ELU			
			$M_t+(M_e+M_w)/2$	$1.25M_0$	Vérification
Sens x-x	M_0	133.14	166.38	165.42	C.V
	M_e	39.93			
	M_w	66.55			
	M_t	113.14			
		ELS			
			$M_t+(M_e+M_w)/2$	$1.25M_0$	Vérification
Sens x-x	M_0	113.66	159.13	142.08	C.V
	M_e	34.10			
	M_w	56.83			
	M_t	96.61			

Tableau VI.7Vérification des moments du sens y-y

		ELU			
			$M_t+(M_e+M_w)/2$	$1.25M_0$	Vérification
Sens y-y	M_0	112.47	162.42	140.58	C.V
	M_e	33.74			
	M_w	66.16			
	M_t	95.54			
		ELS			
			$M_t+(M_e+M_w)/2$	$1.25M_0$	Vérification
Sens y-y	M_0	101.60	142.05	127	C.V
	M_e	30.48			
	M_w	50.42			
	M_t	86.36			

VI.6. Ferrailage du débord :

Le débord du radier est assimilé à une consol de largeur $l = 1\text{m}$; le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur $b = 1\text{m}$.

a) Calcul de Ferrailage longitudinales :

$$b = 1\text{m}; h = 0.3\text{ m}; d = 0.27\text{ m}; L = 0.4\text{ m}$$

$$q_u = 253.86\text{ KN/ m}^2 \times 1\text{ml}$$

$$q_s = 185.56\text{ KN/ m}^2 \times 1\text{ml}$$

$$f_{bu} = 14.2\text{MPa}$$

$$M_u = q_u L^2 / 2 = 20.31 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0.0196 < \mu_l = 0.392 \text{ donc } A'_s = 0 \text{ (n'existe pas)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0247$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha = 0.999$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434.78 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_i^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A = 2.164 \text{ cm}^2$$

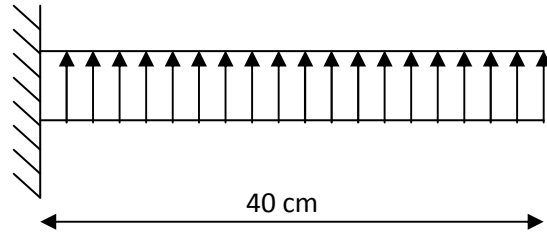


Figure VI. 5 :Schéma statique du débord

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 3.726 \text{ cm}^2$$

NB : Comme le débord est moins sollicité que la dalle et a fin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

On adopte: 7HA14= 10.78 cm²

b) Ferrailage transversal :

Les armatures transversales ne sont pas à prévoir si les deux conditions suivantes sont remplies :

- La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans toute son épaisseur.
- $\tau_b = \frac{Vu}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 1,5 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$ BAE 91 Page (161)

V_u : effort tranchant maximum à L'ELU.

$$V_u = q_u \times L/2 = 253.86 \times 0.4/2 = 50.77 \text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{50.77 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0.188 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 2.5 \text{ MPa}$$

Le cisaillement est vérifié, les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

c) Armature de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2.51 \leq A_r \leq 5.03 \quad \text{On adopte: } \span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">4HA10= 3.14 \text{ cm}^2$$

Repartie sur 40 cm de longueur, avec un espacement : $S_t = \frac{40}{4} = 10 \text{ cm}$. S_t=10cm

❖ Vérification des contraintes à l'ELS :

Le calcul se fait selon les règles de **CBA93** et **BAEL91**, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Dans le béton on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma = \frac{M_{SER}}{I} \times Y$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - d')^2 \quad n = 15$$

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

$$Y = 6.48 \text{cm}$$

$$I = 771570.01 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.83 \text{MPa} \leq 18 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Dans l'acier on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 202 \text{MPa}$

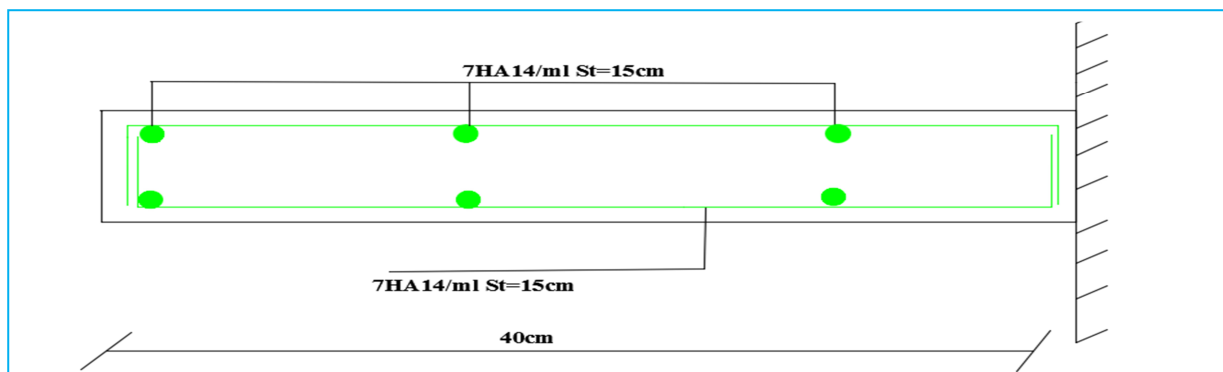
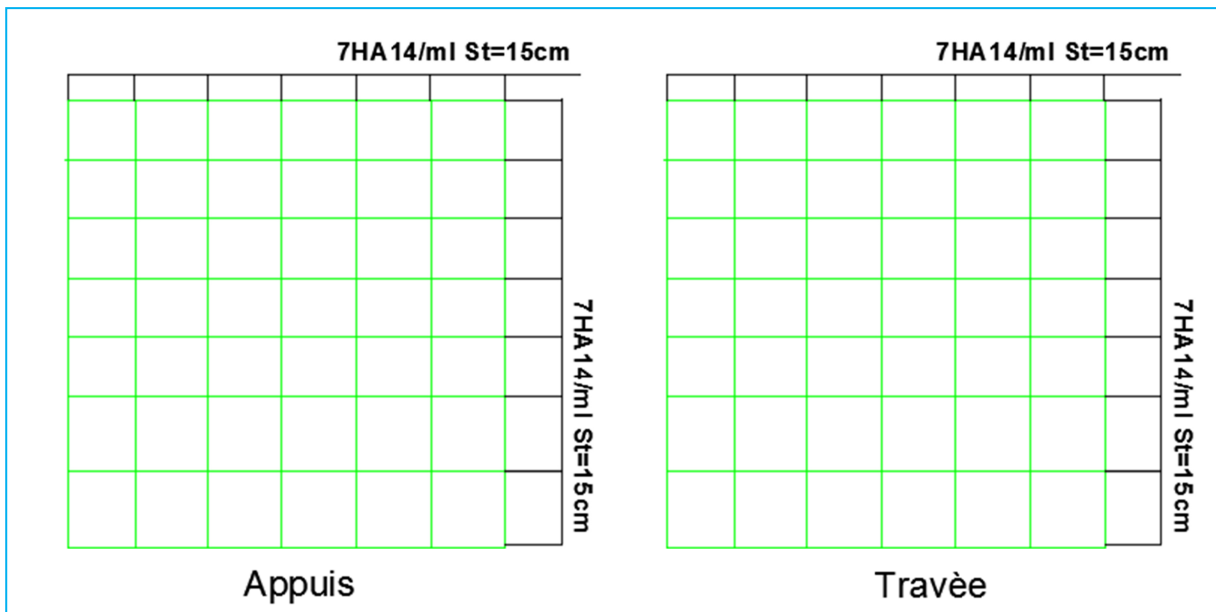
Contrainte maximale dans l'acier tendu : $\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$

$$\sigma_s = 54.67 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 202 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Tableau VI .8 : Vérification des contraintes

M_{SER} (KN.m)	As (cm ² /ml)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Obs
14.85	10.78	6.48	771570.01	1.83	54.67	CV

❖ Schémas de ferrailage :

**VI.7. Ferrailage des poutres (nervures) :**

Ce sont des poutres disposées le long de radier, elles servent pour but de reprendre les moments dus à la différence des intensités des charges.

Les dimensions de ces poutres sont :

$$h_t = 80\text{cm} \quad b = 75\text{ cm}$$

Tel que la largeur du poteau le plus large est de 75 cm.

Pour calculer ces poutres on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens ainsi pour déterminer les sollicitations en utilisons la méthode des lignes de rupture.

❖ **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 :

Tableau VI.9 : Expression de P_M

α	Élément	Trapèze	Triangle
$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	P_M	$\left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \frac{PL_x}{2}$	$\frac{PL_x}{3}$

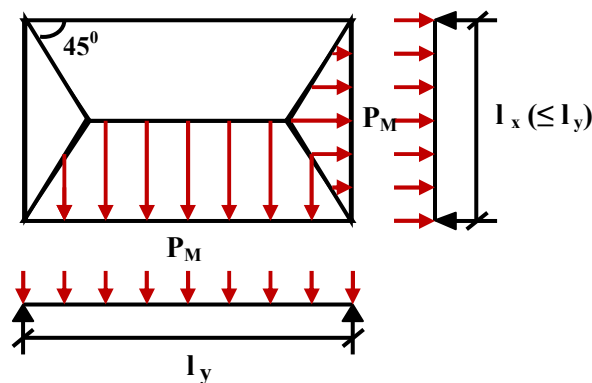


Figure VI 6 : Schéma statique du panneau

❖ **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

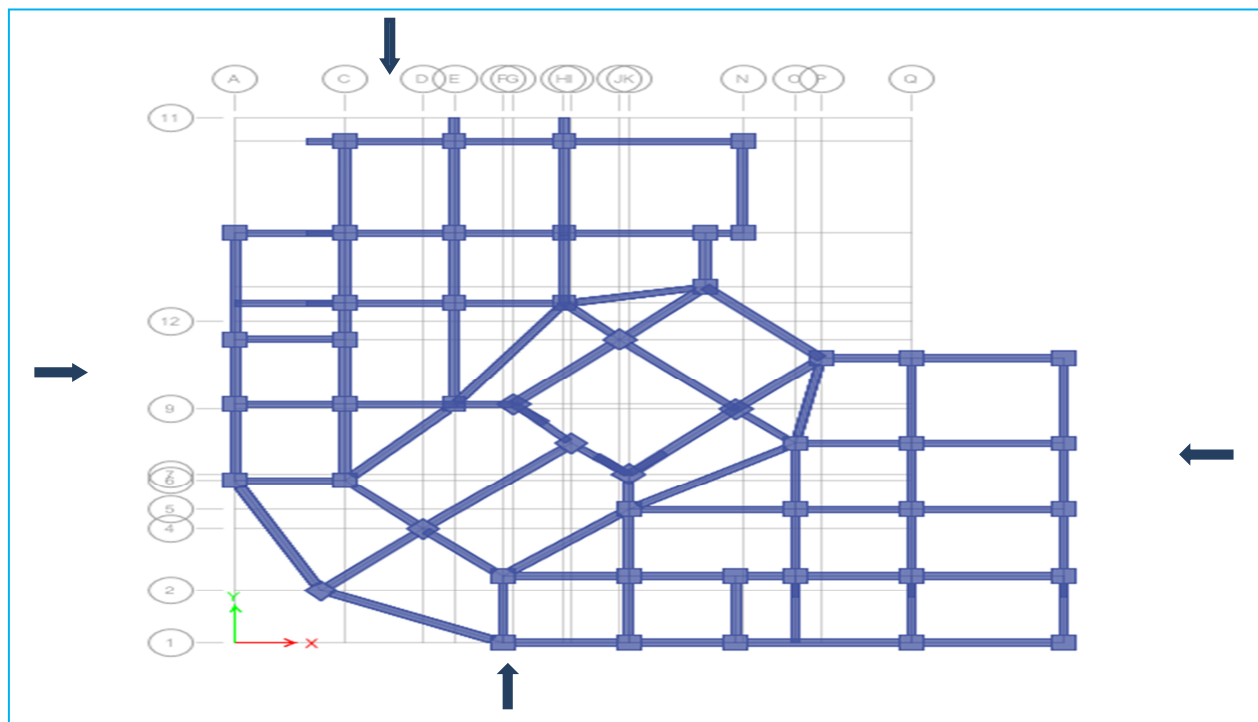


Figure VI.7 :Schéma de la base de la structure

Détermination des charges et sollicitations sur les nervures :

On détermine les charges sur les poutres plus sollicitées, soit la file (3) pour le sens x-x et la file (B) pour le sens y-y, Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

➤ **L'ELU :**

Tableau VI.10 Détermination des charges à L'ELU sur les nervures du 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	0.5	0.5	253.86	186.164	186.164	372.33
B—C	0.93	0.93	253.86	473.87	473.87	947.74
C—D	0.87	0.87	253.86	256.39	256.39	512.78
D—E	0.55	0.55	253.86	427.33	427.33	854.66
E—F	0.91	0.91	253.86	464.06	464.06	928.12
F—G	0.97	0.97	253.86	383.33	383.33	766.66

Tableau VI.11 Détermination des charges à L'ELU sur les nervures du sens y-y

travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
1—2	0.83	0.81	253.86	383.33	383.33	766.66
2—3	0.93	0.62	253.86	464.06	464.06	928.12
3—4	0.93	0.62	253.86	427.33	427.33	854.66
4—5	0.83	0.81	253.86	256.39	256.39	512.78
5—6	0.68	0.68	253.86	473.87	473.87	947.74
6—7	0.85	0.85	253.86	186.164	186.164	372.33

A partir de logiciel RDM 6 on tire les valeurs des moments et des efforts tranchants maximaux en travée et sur appuis :

NB : la partie comprime si la partie tendue el la partie tendue si la partie comprime .

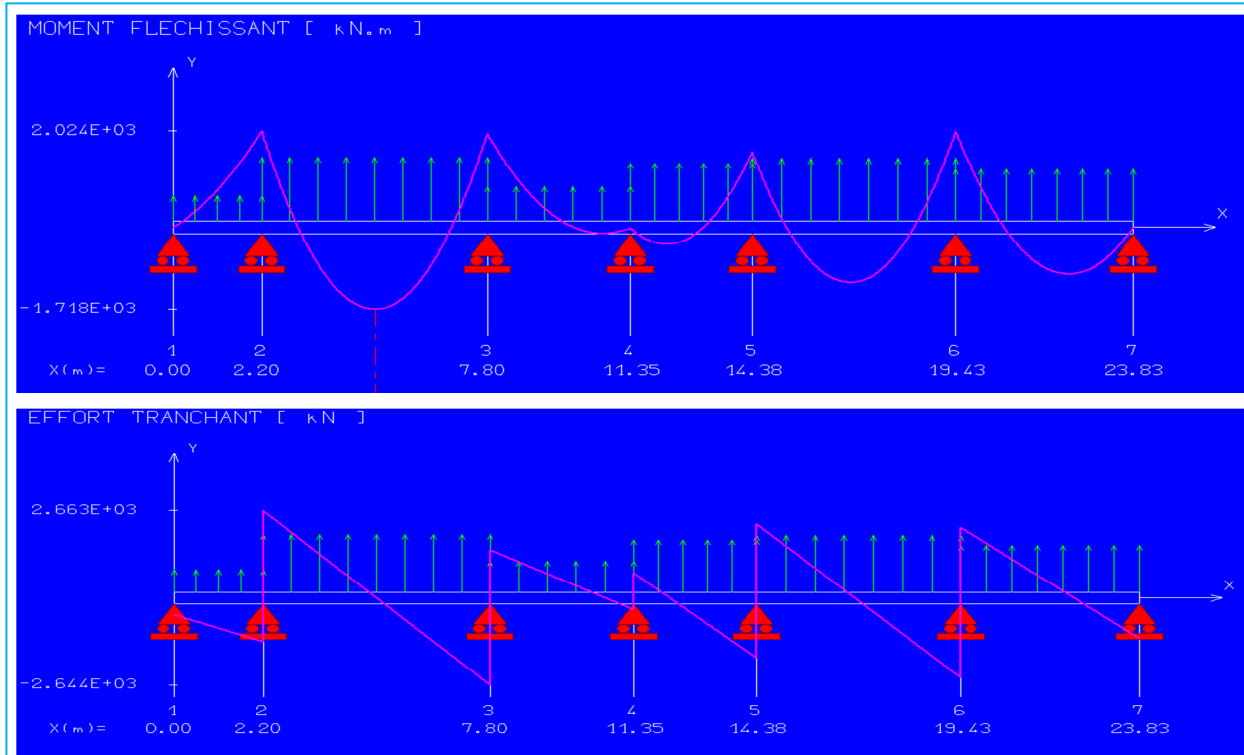


Figure VI.8 :Diagrammes des moments et efforts tranchants à L'ELU sens x-x

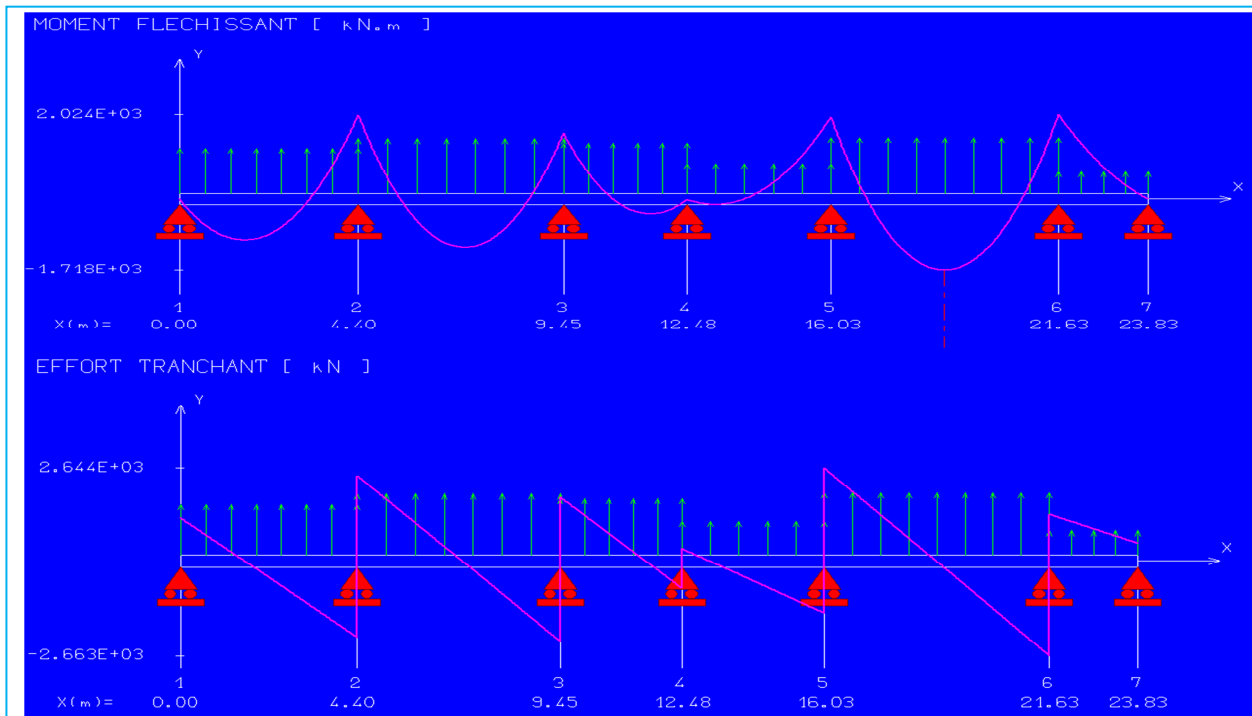


Figure VI.9 :diagrammes des moments et efforts tranchants à L'ELU sens y-y

Tableau VI.12 :Sollicitation des moments et des efforts tranchants à L'ELU

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_u (KN. m)	2024	1780	2024	1780
T_u (KN)	2663		2663	

➤ ELS :

Tableau VI.13 :Détermination des charges à L'ELS sur les nervures du 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	0.5	0.5	185.56	136.08	136.08	272.16
B—C	0.93	0.93	185.56	346.38	346.38	692.76
C—D	0.87	0.87	185.56	219.58	219.58	439.16
D—E	0.55	0.55	185.56	187.42	187.42	374.84
E—F	0.91	0.91	185.56	339.21	339.21	678.42
F—G	0.97	0.97	185.56	280.20	280.20	560.40

Tableau VI.14 :Détermination des charges à L'ELS sur les nervures du sens y-y

travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P_{M1} (KN/ml)	P_{M2} (KN/ml)	P_M (KN/ml)
1—2	0.83	0.81	185.56	280.2	280.2	560.40
2—3	0.93	0.62	185.56	339.21	339.21	678.42
3—4	0.93	0.62	185.56	187.42	187.42	374.84
4—5	0.83	0.81	185.56	219.58	219.58	439.16
5—6	0.68	0.68	185.56	346.38	346.38	692.76
6—7	0.85	0.85	185.56	136.08	136.08	272.16

A partir de logiciel RDM 6 on tire les valeurs des moments et des efforts tranchants maximaux en travée et sur appuis :

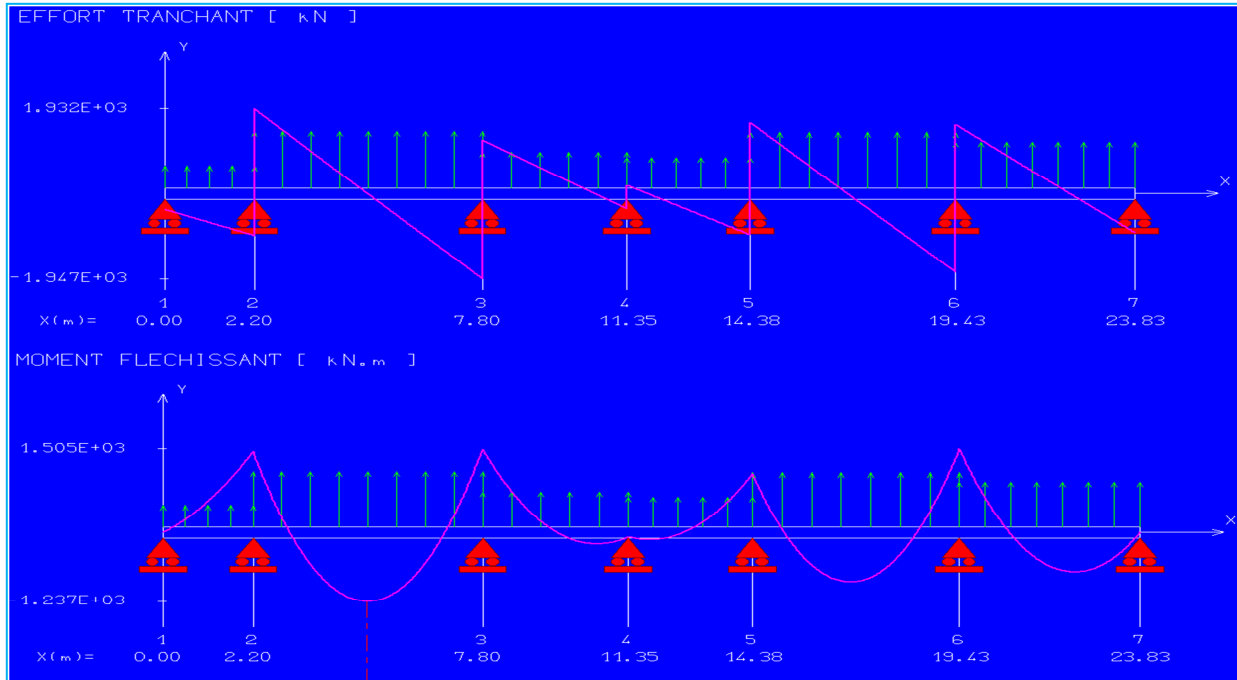


Figure VI .10: Diagrammes des moments et efforts tranchants à L'ELS sens x-x

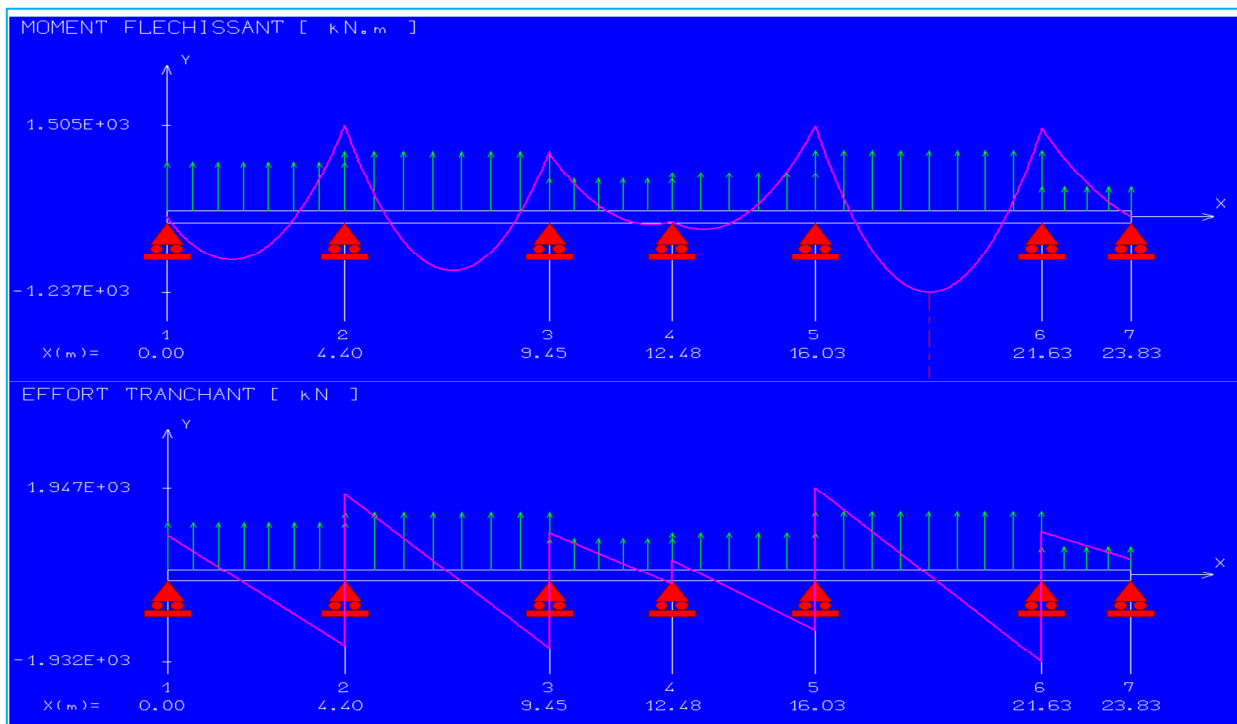


Figure VI .11: Diagrammes des moments et efforts tranchants à L'ELS sens y-y

Tableau VI.15 :Sollicitation des moments et des efforts tranchants à L'ELS

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_{ser} (KN.m)	1884.7	1505	1884.7	1505
T_{ser} (KN)	1947		1947	

❖ Dimensionnement des nervures :

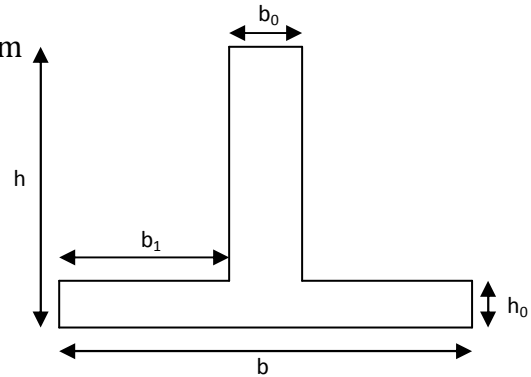
La section de la nervure est considérée comme une section en T

$$b_1 \leq \left(\frac{L_y}{10}; \frac{L_x}{2}\right) \rightarrow b_1 \leq \left(\frac{5.50}{10}; \frac{3.55}{2}\right) \rightarrow b_1 = 0,40 \text{ m}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 1.5 \text{ m}$$

$$h = 80 \text{ cm} ; h_0 = 30 \text{ cm} ; b_0 = 75 \text{ cm}$$

$$C = 5 \text{ cm} ; d = 0,9h = 72 \text{ cm}$$



❖ Armatures longitudinales :

➤ A l'ELU :

Les résultats sont cités sur le tableau suivant :

Figure VI.16 : Section de la nervure

Tableau VI.16 : Calcul de ferrailage à l'ELU

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_u (KN. m)	2024	1780	2024	1780
μ_{lu}	0.392	0.392	0.392	0.392
μ_{bu} < μ_{lu}	0,09 ≤ 0.392	0,087 ≤ 0.392	0,102 ≤ 0.392	0,051 ≤ 0.392
A_s (cm²)	30.90	27.25	30.90	27.25
A_{min} (cm²)	13.04	13.04	13.04	13.04
Choix des barres	6HA20+6HA16	6HA20+6HA16	6HA20+6HA16	6HA20+6HA16
As adopté (cm ²)	30.90	30.90	30.90	30.90
espacement (cm)	12	12	12	12

❖ Vérification :

➤ A l'ELU :

1) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23b.d.f_{tj}}{f_e} = 5.56 \text{ cm}^2 \quad A_L > A_{min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

2) Vérification de l'effort tranchant :

$$T_U = 2663 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa} \quad \tau_u = 0.528\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

➤ A l'ELS :

1) Vérification des contraintes : fissuration préjudiciable

- Dans le béton : On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \gamma l k \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$
- Dans l'acier : On doit vérifier que : $\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.6 \text{ MPa}$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.17 Vérification des contraintes à L'ELS

	Sens	M_{ser} (kN.m)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	Observation
Ap pui	X-X	1884.7	24.39	1435527.43	32.02	62.5	CV
	Y-Y	1884.7	24.39	1435527.43	32.02	62.5	CV
Tra vée	X-X	1505	24.39	1435527.43	25.57	74.87	CV
	Y-Y	1505	24.39	1435527.43	25.57	74.87	CV

❖ Calcul des armatures transversales :

a) Selon le BAEL91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,9 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ * S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ * \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \text{MPa} \end{array} \right.$$

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{0.4b \cdot S_t}{f_e}$

b : largeur de la nervure.

S_t : l'espacement des armatures transversales.

$S_t \leq \text{min}(0,9d; 40\text{cm})$.

$S_t \leq \text{min}(72 \text{ cm}; 40\text{cm})$.

On adopte : **St = 20 cm**

Donc: $A_t \geq \frac{0.4 \times 750 \times 200}{500} = 1.2 \text{ cm}^2$

Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \min} \right\} \quad \text{Soit : } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

b) Selon le **RPA99/version 2003** :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0.003 \cdot St \cdot b$

L'espacement maximal : - En zone nodale : $St \leq \min (h/4 ; 12 \phi_L) = 20\text{cm}$;

- En zone courante : $St \leq h/2$; $St = 40\text{cm}$

On adopte les espacements suivants : - En zone nodale :**St = 15cm**

- En zone courante :**St = 20cm**

On aura alors : $A_t = 0.003 \times St \times b = 4.2 \text{ cm}^2 > 1.4 \text{ cm}^2$

Le choix des barres est le suivant : **6Φ10** **$A_t = 4.71\text{cm}^2$**

❖ **Conclusion** : On adopte trois cadres de diamètre «Φ10».

❖ **Armature de peau** :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration ; elles sont obligatoire lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures.

Selon le **BAEL 91** la hauteur de l'âme de la poutre : **$h_a \geq 2 (80 - 0,1 f_e) = 80 \text{ cm}$**

Dans notre cas **$h_a = 80 \text{ cm}$** (vérifiée), dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau).

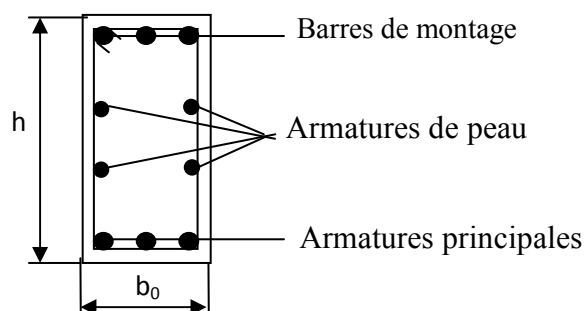


Figure VI .12 : Répartition armatures dans les nervures

Pour les bâtiments cas général on a $3 \text{ cm}^2 / \text{m}$ pour les armatures de peau.

$$A_{sp} = 3 \times 2 \times (b_0 + h)$$

$$A_{sp} = 3 \times 2 (0.7 + 0.80) = 9 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$\boxed{6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2}$$

VI.7.1. Schéma de ferrailage des nervures :

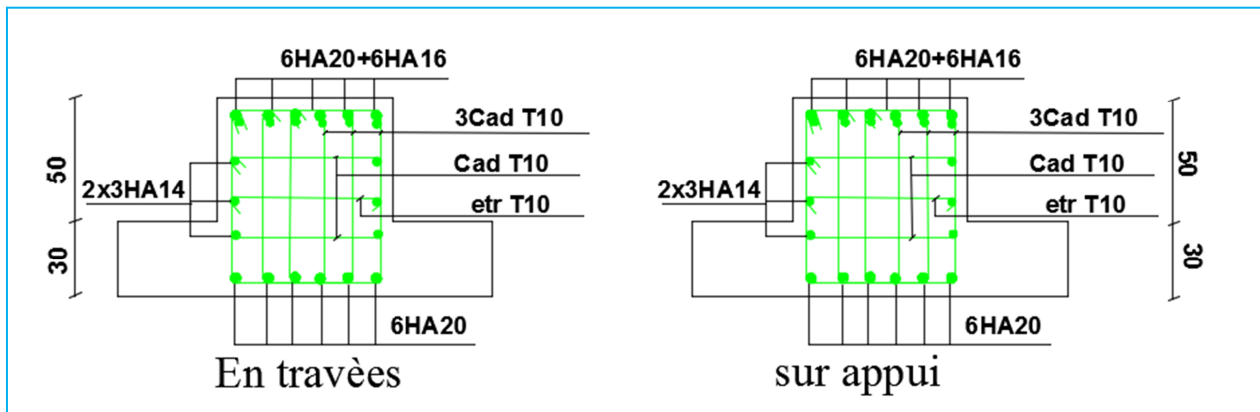


Figure VI.13 : Schéma de ferrailage des nervures sens x-x

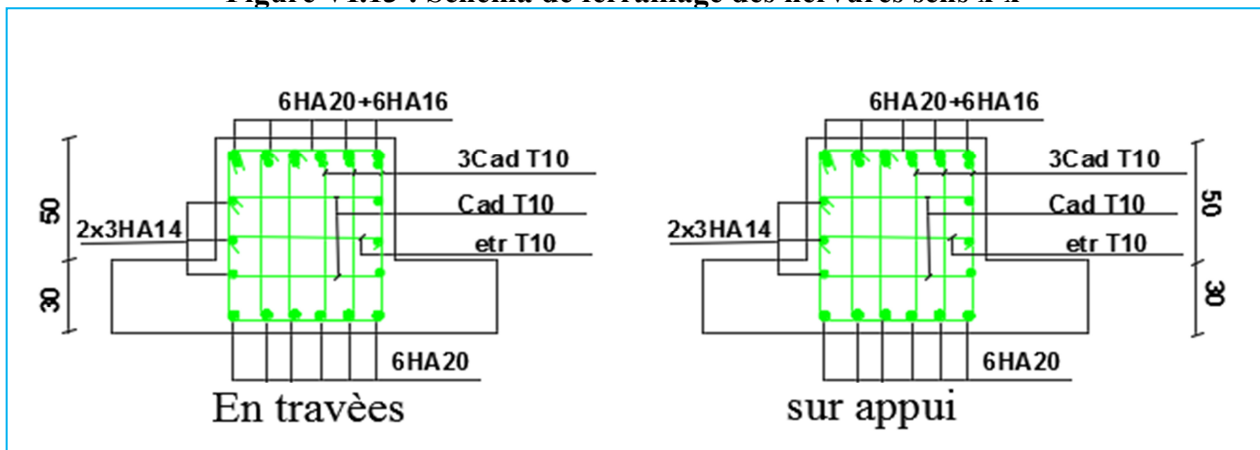


Figure VI.14 : Schéma de ferrailage des nervures sens y-y

VI.8.: Etude de L'infrastructure bâtiment R+3 :

IV.8.1 : Semelles filantes :

Nous avons une file de semelle qui chevauche avec la file mitoyenne, pour cette file nous adopterons pour des semelles filantes, ces dernières sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions :

Situation durable : $1,35G+1,5Q$

Situation accidentelle : $G + Q + E$

$0,8G + E$

En fonction des sollicitations M et N deux cas peuvent être envisagés :

$$\mathbf{1^{er} cas} : \text{Aucun soulèvement n'est admis} : (e_0 \leq \frac{L}{6}) \quad B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} \times \left(1 + \frac{3 e_0}{L}\right)$$

$\mathbf{2^{eme} cas} : \text{Cas d'un léger soulèvement} : (e_0 > L/6)$

$$B \geq \frac{2N}{3\sigma_{sol} \times \left(\frac{L}{2} + e_0\right)}$$

Où : L : longueur de la semelle

B : largeur de la semelle (à déterminer)

$$\text{La hauteur de la semelle} : h \geq d+5\text{cm} \quad d \geq \frac{B - b}{4}$$

IV.8.2 : Dimensionnement :

1- Dimensionnement de la semelle filante :

Les sollicitations agissantes sur la file de la semelle sont :

$$M = 765.04 \text{ KN}$$

$$M = 658.304 \text{ KN.m}$$

La longueur de la semelle $L = 11.45\text{m}$

L'excentricité $e = \frac{M}{N} = 0.116\text{m} < \frac{L}{6} = 1.91\text{m}$ donc on utilise la formule du $\mathbf{1^{er} cas}$

La largeur de la semelle B est :

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} \times \left(1 + \frac{3 e_0}{L}\right) \quad B \geq \frac{765.04}{200 \times 11.45} \left(1 + \frac{3 \times 0.116}{11.45}\right) \quad B \geq 1.97\text{m}$$

On adopte une semelle filante de largeur de $B = 2.00\text{m}$

La hauteur de la semelle : $h \geq d+5\text{cm}$

$$d \geq \frac{B - b}{4} = \frac{200 - 40}{4} = 40\text{cm}$$

$$h = 40 + 5 = 45\text{cm}$$

2- Dimensionnement de la poutre de rigidité :

• Condition de rigidité :

$$Le \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux points d'appuis.

L_e : longueur élastique $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$ Avec $I = \frac{bh^3}{12}$

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 ; $K=40000 \text{ KN/m}^3$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48KL \max^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times (4.8)^4}{32164.195 \pi^4}} \Rightarrow h_r \geq 0.68m$$

On adopte des poutres de rigidité de section rectangulaire ($b \times h_r$) égale (45 x 70)

3- Calcul de ferrailage de la poutre de rigidité :

Le moment sollicitant la poutre de rigidité en travée et en appuis

$M_a = 185.33 \text{ KN.m}$ $A_s \text{ appuis} = 7.97 \text{ cm}^2$ on adopte 4T16

$M_t = 245.72 \text{ KN.m}$ $A_s \text{ appuis} = 245.72 \text{ cm}^2$ on adopte 4T16+2T14

IV.8.3 : Schéma de Ferrailage la poutre de rigidité.

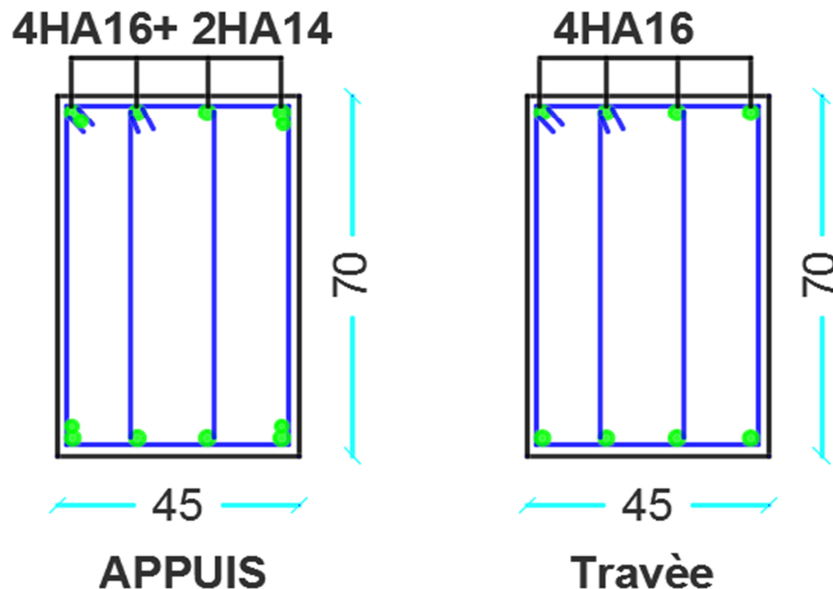


Figure IV. 15 : Schéma de Ferrailage la poutre de rigidité

IV.2.2 : Semelles isolées :

Combinaison à prendre :

La majoration des charges n'intervient pas dans le calcul des dimensions de la fondation qui sont déterminées à l'état limite de service. Le dimensionnement vis-à-vis de leur comportement mécanique (ferraillage) s'effectue à l'état limite ultime.

- L'ELS : $G+Q$
- L'ELU: $1,35G+1,5Q$; $G + Q + E$; $0,8.G + E$.

La vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers se fait à l'ELS, en considérant **une fissuration préjudiciable**.

VI.2.2. Exemple de calcul:

Semelle isolée

On prend comme un exemple de calcul la semelle la plus sollicitée :

Combinaison	ELS	ELU
N (kN)	716.93	982.67
M (kN.m)	2.01	2.76

a) Dimensionnement :

Les dimensions de la semelle doivent être homothétiques avec celle de la plaque d'assise

(platine), soit : $\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow B = \frac{b}{a} \times A$

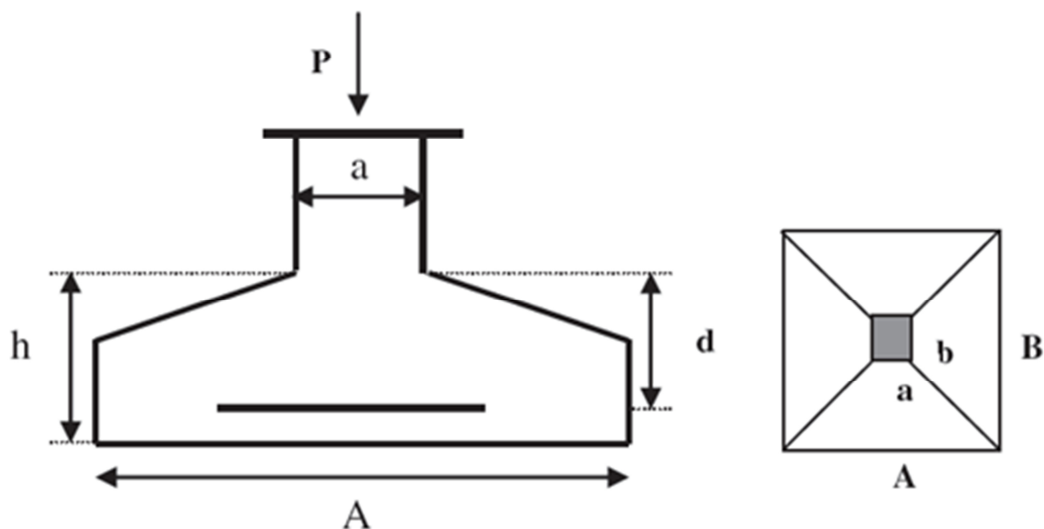


Figure VI .16 : dimension de semelle isolée

Pour assurer la validité de la semelle isolée on doit vérifier que : $\sigma_m = \frac{a}{b} \frac{N}{A.B} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) \leq \sigma_{sol}$

• **Domothétie des dimensions :**

$$B \geq \sqrt{\frac{a}{b} \frac{N}{\sigma_{sol}}} \quad a=b=1 \text{ D'où: } B = \sqrt{\frac{982.67}{200}} = 2.20 \text{ m} \quad B = 2.20 \text{ m}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow A = B = 2.20 \text{ m} \quad \text{A et B : la section de la semelle.}$$

$$e_0 = M/N = 0.0028 \text{ m}$$

$$\sigma_m =$$

$$\sigma_m = 203.80 \geq \bar{\sigma}_{sol} = 200 \quad \text{C.V}$$

Dimensions des semelles isolées : Nous optons semelle carrée **B=L= 2.2 m**

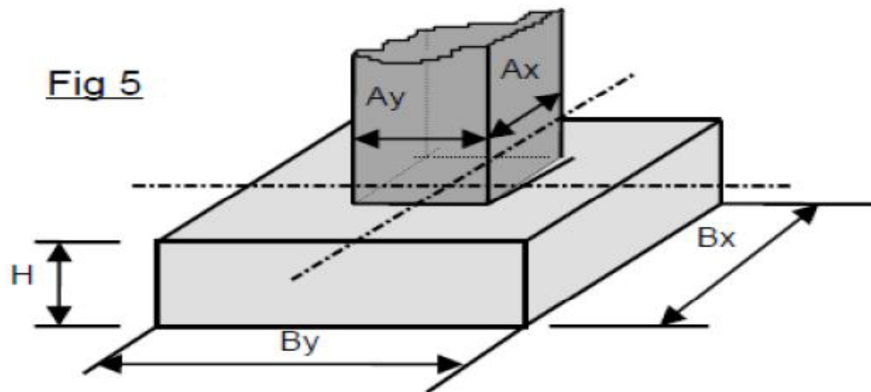


Figure VI.17 : Schéma de semelle

Choix de hauteur de semelle :

$$H_r = 5cm + \frac{Bx-bx}{4} \quad H_r = 5cm + \frac{220-45}{4} = 48.75 \text{ cm} \quad \text{on a doubt: } H_r = 50 \text{ cm}$$

❖ **Ferraillage de la semelle :**

La section d'armatures transversales par mètre linéaire de semelle, soit :

Les armatures parallèles au côté A de la semelle :

$$A_{s//A} = \frac{N_u (A - a)}{8d\sigma_{su}} \quad A_{s//A} = \frac{982.67(220-45)}{8 \times 40.5 \times 17} = 28.04 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte : } 14T16 = 28.14 \text{ cm}^2$$

Les armatures parallèles au côté B de la semelle

$$A_{s//B} = \frac{N_u (B - b)}{8d\sigma_{su}} \quad A_{s//B} = \frac{982.67(220-45)}{8 \times 40.5 \times 17} = 28.04 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte : } 14T16 = 28.14 \text{ cm}^2$$

VI.4.4. Vérification condition de ferrailage :

$$A_{min} = 0.23 \times (2200) \times (450) \frac{2.4}{500} = 1086.75 \text{ mm}^2 = 10.92 \text{ cm}^2$$

On adopte 14HA16 = 28.14 cm²

Espacement :

$$S_t \leq \min (20\text{cm} , 15\phi)$$

On prend l'espacement de 20 cm pour le ferrailage.

VI.4.4. Schéma de Ferrailage de la semelle :

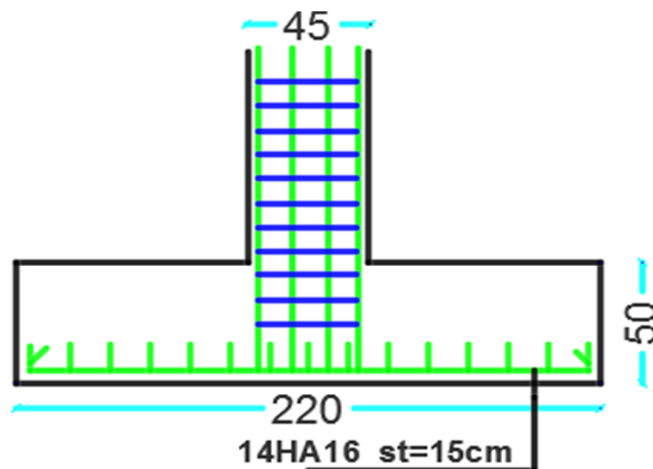


Figure VI.18 : Schéma de Ferrailage de la semelle

Conclusion

CONCLUSION GÉNÉRALE

Dans cette étude, nous avons intéressé à faire une étude comparative de deux (2) structures R+12 mixte (poteaux-voile) et une structure R+3 auto stable

Sont implanté dans les quatre (4) sites d'implantation (S1 ; S2 ; S3 et S4).

Après l'analyse des résultats obtenus dans le chapitre IV et V, nous avons tirés les conclusions suivantes : on conclu que le site d'implantation n'influence sur :

1- Dans l'étude dynamique :

- ⇒ L'effort tranchant à la base.
- ⇒ La réponse sismique totale.
- ⇒ La force sismique statique.
- ⇒ Le déplacement inter-étage.
- ⇒ Le moment de renversement

2- Dans les poteaux (R+12 et R+3) :

- ⇒ Les poteaux de l'étage RDC. ($S1 < S2 < S3 < S4$).

3- Dans les poutres (R+12) :

- ⇒ Les poutres principales et secondaires ($S1 < S2 < S3 < S4$).

4- Dans les voiles (R+12) :

- ⇒ Les voiles de type 1 et 2 dans la Zone 1 et 2.

D'après la présentation des résultats des deux structures, il reste au maitre d'ouvrage le choix de type du site où les structures seront implantées.

Bibliographie

Documents réglementaires :

- RPA99/V2003 : Règlement Parasismique Algérienne, Edition CGS.
- CBA93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton arme, Edition CGS 29 Décembre 1993.
- BAEL91 modifié 99 : béton armé aux états limites, Edition Eyrolles, Troisième 2000.
- DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges et surcharges), Edition CGS Octobre 1988.
- Quelque mémoire.

Livres et Documents :

- Précis de calcul de béton armé (H Renaud & J Lamirault) Béton Armé, Guide de Calcul. Bâtiment et Génie Civil (H. Renaud & J. Lamirault) Edition Faucher, Paris 1993.
- Pratique du BAEL91 cours avec exercices corrigés (Jean Perchât & Jean Roux, Edition Eyrolles).
- Formulaire de béton armé, fondations (V. Davidivici. Publication de moniteur 1995).
- Cours de Béton armé 3ème année.
- Mémoires de fin d'études précédentes.
- Rapport de sol.

Logiciels

- ETABS (pour l'analyse des structures)
- RDM6 (pour le calcul des moments et des efforts).
- AUTOCAD 2014 (pour le dessin d'architecture et lire les plans)
- WORD 2016 (pour le traitement du texte).
- SOCOTEC (pour le calcul de sections rectangulaires en béton armé a la flexion simple ou composée).
- EXCEL (pour les calculs.)

Annexes

Annexe 1 : rapport de sol

VI-CONCLUSION :

Le terrain retenu pour le futur projet 86 Logements promotionnels ERRICHE à BOUIRA, est constitué généralement par des formations alluvionnaires récupérées sous forme (Cailloux, Gravier, sable limoneux à matrice argileuse de couleur beige) L'ensemble de ces formations est recouvert par une couche de terre végétale.

Les résultats des essais In situ de type SPT, montrent clairement que le terrain d'assise présente un bon état de compacité, avec des valeurs de N avec une nette amélioration progressivement en profondeur. Ces essais confirment aussi de l'amélioration de l'état de compacité du terrain au niveau de la formation alluvionnaire.

L'ensemble des résultats pénétrométrique, indiquant un sol homogène de point de vu résistance, avec des valeurs de la résistance en pointe appréciables à partir de premier mètre de profondeur pour l'ensemble des essais.

L'interprétation des essais de laboratoire montrent que des échantillons testés présentent les caractéristiques géotechniques suivantes : un sol de densité faible à moyenne, non saturée, peu plastique, moyennement compressible et non gonflement.

Les analyses chimiques sommaires ont été effectuées afin de déterminer l'agressivité du sol, sur les échantillons prélevés des différentes profondeurs, ont révélés un sol dans sa majeure partie comme faiblement agressif (niveau de protection XA1).

D'après le document technique réglementaire DTR BC 2-48 des règles parasismiques Algériennes RPA 99, révisées en 2003, la région Bouira appartient à la zone IIa, indiquant une sismicité moyenne.

Selon le RPA99/2003, le site étudié peut être classé en fonction de ses propriétés mécaniques déduites des résultats des essais SPT et lui confèrent un classement S3, sol meuble

Compte tenu de la nature de sol, du type de projet et des résultats des investigations in situ, nous vous suggérons d'opter pour :

- ✓ **Des fondations superficielles, adapté au type du projet en question soit des semelles filantes ou un radier général, ancrées d'ancrage à partir de $D=2.00$ m de la côte du terrain actuel pour l'ensemble des blocs, à l'exception de bloc A au l'ancrage sera de l'ordre $D=2.50$ m ancrée suffisamment dans la couche alluvionnaire.**
- ✓ **La contrainte admissible à prendre dans le calcul est de l'ordre de 2.00 bars.**
- ✓ **Les tassements des fondations pour une semelle de type isolée au filante de la largeur $B=2.00$ m est reste acceptable pour une contrainte de calcul de 2.00 bars.**
- ✓ **Les caractéristiques intrinsèques à prendre en considération pour le calcul du mur de soutènement sont les suivants :**
 - Poids spécifique $\gamma = 1.60$ t/m^3
 - Angle de frottement interne $\varphi = 20^\circ$
 - Cohésion $C = 0.400$ kg/cm^2

