

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



Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

BETTAHER MOUNIR
AKKACHA HAMZA

En vue de l'obtention du diplôme de **Master** en **Génie Civil**

Option : **Bâtiment**

Thème

**Etude d'un bâtiment RDC+6 avec entre sol à usage multiples
(habitations et commercial) contreventé par des voiles porteurs
en béton armé**

Devant le jury composé de :

Mr.Belmioub
Mr.Reffas Brahim
M^{me}.Roubah
Mr.Djouabi

UAMOB MAA
UAMOB MAA
UAMOB MAA
UAMOB MAA

Président
Promoteur
Examinatrice
Examineur

Année Universitaire 2018/2019

Remerciment

Tout d'abord, nous remercions Allah le tout puissant pour son aide et pour nous avoir donné la force, la volonté et la patience afin d'arriver à terminer ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre encadreuse M^m Esstati Hajer pour leur rôle important dans notre formation. Nous tenons aussi remercier également notre promoteur M Refas pour la grande confiance qu'il nous a accordée.

Nous tenons aussi à remercier les membres du jury pour l'honneur qu'ils nous font en acceptant de juger ce travail.

Nos remerciements vont aussi aux personnes du E.T.P.B.H/TCE (Iben El Boushaki Fateh et sa femme Amina) (Thènia, Boumerdes) qui n'ont jamais hésité de nous faire part de leur grande expérience du travail.

Nous remercions tous les enseignants du département de génie civil.

Nous remercions aussi toutes les amis(es), tous les personnes ceux qui d'une manière ou d'une autre nous ont aidé et soutenu.



Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on a dédié du fond cœur à ce que j'aime et que je remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute mon existence.

Je dédie ce modeste travail à toutes les personnes que j'aime :

- ❖ À mes très chères parents qui m'ont soutenue et guidée et qui ont toujours cru en moi et en mes capacités, je les remercie pour leurs sacrifices afin de devenir ce que je suis.
- ❖ À mon frère Zineddine.
- ❖ À mes chères sœurs ; Saida, Safia, Naima ; Zahia, Sabrina et Hamida.
- ❖ À mon binôme Bettahar Mounir et sa famille.
- ❖ À tous mes amis Walide, Brahim, Hamza, Khiero, Halim, Ahmed, Haroune, Hssan et Houssine, Khaled, Mouloud, Amine.
- ❖ À mon bon frère Omar, Toufik, Radwane et ses enfants (Malak, Islam, Dania, Wael, Ilyass) et à toutes mes familles en général.

Et tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin et en particulier mes collègues.





Dédicace

A mes très chers parents

*Je dédie ce modeste travail à celle qui m'a donné la vie, le symbole de tendresse, qui a sacrifiée pour mon bonheur et ma réussite (Ma Chère Mère **Saliha**) à mon père **Omar**, école de mon enfance, qui a été mon ombre durant toutes mes années d'études, et qui a veillé tout au long de sa vie à m'encouragé, à me donner l'aide et à me protégé. Que dieu les gardent et les protègent.*

A mes frères & sœurs

*« Abd Kader », « Naziha », « Yousef »,
« Mohamed », « Amira », « Abdelhamid »*

*J'espère avoir le seuil de vos espérances. Que ce travail soit l'expression de ma profonde affection. Je vous remercie pour le soutien moral et l'encouragement que vous m'avez accordés. Je vous souhaite tout le bonheur que vous méritez
Et un brillant avenir.*

*Et à toute la famille **Bettahar**, et à toute la famille **morsli**.*

*A mon binôme et confrère : **Akkacha Hamza***

A mes meilleurs amis

*M.Ridha, M. Mohamed, H. rafik, A. Kheire dine, A. Brahim, H. Yacine, H. Mohamed, Sid Ali, B. Abdelraouf, Kheiro, D. Hamza, H. Younes, B. Halim, M. Fatah, B. Razkala
B. Adel, N. Rabah, N. Ali, H. Abd malek, Lamine, mahdi.*

A tous ceux qui ont su m'apporter aide et soutien aux moments propices, Je dédie ce travail, reconnaissant et remerciant chaleureusement.



*A toute la famille **Génie Civile***

Etudiants - Enseignants

MOUNIR

Résumé

Le présent mémoire porte sur l'étude d'un bâtiment de forme irrégulière (RDC+6+1ES) situé dans la wilaya de BOUMERDES. Cette région est classée en zone sismique III selon le RPA 99 version 2003.

L'analyse dynamique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul numérique ETABS V9.6.0

Le renforcement de la structure par le rajout de voiles de contreventement a été nécessaire en application du RPA. Cette nécessité a été rendue évidente lorsqu'on a trouvé les déplacements latéraux inter étages de la structure pré dimensionnée qui dépassent les valeurs admissibles.

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants est conforme aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifié 99, RPA99 modifié 2003).

ABSTRACT

The present project deals with the study of a building located in BOUMERDES, an area of high seismicity (III) according to the Algerian seismic standard (RPA99, V 2003). The structure presents irregularity in plan.

The three-dimensional seismic analysis was conducted by the well-known structural software. ETABS V9.6.0.

The lateral dynamic displacements and the resultant base shear force given by the model were compared to those required by the standards.

The design of the elements was made according to the (BAEL91 mod99) ;(RPA99, V2003).

ملخص

يهدف المشروع أساساً لدراسة عمارة غير منتظمة القياسات (طابق أرضي +6 طابق سفلي) الواقعة في ولاية بومرداس المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم: III حسب مركز دراسة هندسة الزلازل الجزائري المعدل بعد زلزال 2003 (RPA99/Version2003)

قمنا بالدراسة الديناميكية ذات ثلاثة أبعاد بواسطة البرنامج الآلي ETABS V 9.6.0 .

تقوية البنية بواسطة جدران خرسانية مسلحة كان ضروريا تبعا للقانون الجزائري المضاد للزلازل RPA وكذلك بما أن النقل الجانبي لما بين الطوابق فاق القيم المقبولة.

تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناءية صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر modifié (RPA 99 modifié en 2003, BAEL 91 99).

Sommaire

Introduction générale	01
------------------------------------	-----------

Chapitre I :

I.1.Introduction	03
I.2.Présentation de l'ouvrage	03
I.3. Caractéristiques géométriques	03
I.4. Eléments de l'ouvrage	04
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés	06
I.5.1. Le béton	06
I.5.2. Les aciers.....	10
I.6. Hypothèse de calcul	12
I.7. Les combinaisons d'action	13

Chapitre II :

II. Introduction	13
II.1. Les charges	13
II.2. Les planchers	13
II.2.1. Plancher en corps creux	13
II.2.2. Poutrelle (solives)	15
II.3. Les balcons	16
II.4. L'acrotère	16
II.5. Les escaliers	17

SOMMAIRE

II.5.1. Terminologie.....	17
II.5.2. Caractéristiques géométriques	18
II.5.3. L'épaisseur de la paillasse	21
II.6. Pré dimensionnement des elements porteurs	21
II.6.1. Les poutres.....	21
II.6.1.1. Les poutres principales.....	22
II.6.1.2. Les poutres secondaires	23
II.6.2. Les voiles.....	23
II.6.3. Charges et sur charges.....	25
II.6.3.1. Plancher terrasse inaccessible	25
II.6.3.2. Plancher étage courant à usage d'habitation.....	26
II.6.3.3. Maçonnerie.....	27
II.6.3.4. Palier	28
II.6.3.5. Paillasse	28
II.6.3.6. Les balcons.....	29
II.6.4. Pré dimensionnement des poteaux.....	29
II.6.4.1. Principe	30
II.6.4.2. Calcul des surfaces et charges et surcharges revenant aux poteaux	32
II.6.4.3. Effort normal à retenir pour le pré-dimensionnement des poteaux.....	34
II.6.4.4. Les vérification.....	34

Chapitre III :

III.1. Calcul <i>des</i> escaliers	38
--	----

SOMMAIRE

III.1.2. Charge <i>et</i> surcharge	38
III.1.2.1. Calcul de ferrailage.....	39
III.1.2.2. Calcul des sollicitations	39
III.1.2.3. <i>Ferrailage à LELU</i>	45
III.1.3. La poutre palière	49
III.1.3.1. Pré-dimensionnement de la poutre palière	49
III.1.3.2. Evaluation des charges	50
III.1.3.3. Sollicitations	50
III.1.3.4. Les réactions et le moment	50
III.1.3.5. Ferrailage à LELU	52
III.1.3.6. Vérification à l'ELU	54
III.2. Etude des planchers	57
III.2.1. Calcul de la dalle de compression	57
III.2.1.1. Calcul des armatures	57
III.2.2. Calcul des poutrelles	58
III.2.2.1. Les types des poutrelles	60
III.2.2.2. Choix de la méthode de calcul	61
III.2.2.3. Calcul des moments	63
III.2.2.4. Calcul d'effort tranchant	64
III.2.2.5. Calcul des armatures longitudinales	78
III.2.2.6. Calcul des armatures transversales	81
III.2.2.7. Étude de la dalle de compression	85

SOMMAIRE

III.3. Etude de la salle des machines	88
III.3.1. Définition	88
III.3.2. Dimensionnement de la dalle	88
III.3.3. Calcul des sollicitations	89
III.3.4. Principe de calcul	90
III.3.5. Diagrammes des moments	93
III.3.6. Calcul des armatures en flexion simple	93
III.3.7. Vérifications à l'ELU	94
III.3.8. Vérifications à l'ELS	95
III.3.9. Schéma de ferrailage	96
III.4. Etude de l'acrotère	97
III.4.1. Calcul des sollicitations	97
III.4.2. Combinaison de charge	98
III.4.3. Ferrailage	98
III.4.3.1. Vérifications à l'E.L. U	100
III.4.3.2. Vérification à l'ELS	101
III.5. Etude de balcon	104
III.5.1. Evaluation des charges	104
III.5.2. Calcul des sollicitations	104
III.5.3. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU	105
III.5.4. Vérification à l'ELU	106
III.5.5. Calcul des armatures de répartition	107

SOMMAIRE

III.5.6. Vérification des espacements des barres	107
III.5.7. Vérifications à ELS	107
III.5.8. Vérification de la flèche	108
III.5.9. Schéma de Ferrailage	108
 Chapitre IV :	
IV. Introduction	109
IV.1. Objectif de l'étude dynamique	109
IV.2. Modélisation de la structure.....	109
IV.2.1. Présentation du logiciel ETABS	109
IV.2.2. Modélisation des éléments structuraux	110
IV.2.3. Modélisation de la masse	110
IV.2.4. La disposition des voiles	110
IV.3. Présentation des différentes méthodes de calcul	111
IV.3.1. La méthode statique équivalente	111
IV.3.1.1. Les avantages de la méthode statique équivalente	112
IV.3.1.2. Les inconvénients de la méthode statique équivalente	112
IV.3.2. La méthode modale spectrale	112
IV.3.2.1 Les avantages de la méthode modale spectrale	112
IV.3.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.....	113
IV.4. Choix de la méthode du calcul	113
IV.4.1. Les conditions d'application la méthode statique équivalente	113
IV.5. Classification de l'ouvrage	114
IV.6. Application la méthode dynamique modale spectrale	114

SOMMAIRE

IV.6.1. Spectre de réponse de calcul	114
IV.7. Détermination de l'effort sismique à la base de la structure par la méthode statique équivalente	120
IV.7.1. Caractéristiques Géométriques	120
Chapitre V :	
Introduction.....	134
V.1. Ferrailage des poteaux	134
V.1.1. Sollicitations de calcul	140
V.1.2. Exemple de calcul	141
V. 2. Ferrailage des poutres	152
V.2.1. Recommandation du RPA 99(V2003)	152
V.2.1.1. Armatures longitudinales	152
V.2.1.2. Armatures transversales	153
V.2.3. Ferrailage longitudinal des poutres	154
V.2.3.1. Ferrailage des poutres principales	154
V.2.3.2. Ferrailage des poutres secondaires	155
V.2.4. Calcul des armatures transversales	156
V.2.5. Vérification	157
V.2.5.1. Vérification du cisaillement du béton	157
V.2.5.2. Vérification des Contraintes de compression dans le béton	158
V.2.6. Vérification de l'état limite de déformation (la flèche)	160

SOMMAIRE

V.2.7. Schéma de ferrailage des poutres	161
V.3. Calcul des voiles	162
V.3.1. Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales	163
V.3.2. Rôle de contreventement	163
V.3.3. Combinaisons des charges	163
V.3.4. Prescriptions imposées par le RPA99/V2003	163
V.3.5. Méthode de calcul	165

Chapitre VI :

VI.1. Introduction	179
VI.2. Choix de type de fondation	179
VI.3. Etude du radier	180
VI.3.1. Pré dimensionnement du radier	180
VI.3.2. Les vérifications nécessaires	182
VI.3.2.1. Condition de résistance au cisaillement	182
VI.3.2.2. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique	183
VI.3.2.3. Vérification au poinçonnement	183
VI.3.3. Caractéristique géométrique du radier	184
VI.3.4. Evaluation et vérification des contraintes sous le radier	185
VI.3.5. Vérification de la stabilité	186
VI.3.5.1. Vérification de renversement : $0,8G+E$	186
VI.3.5.2. Vérification de soulèvement : $G+Q+E$	187
VI.3.5.3. Vérification selon L'RPA	188

SOMMAIRE

VI.4. Ferrailage du radier	188
VI.4.1. Méthode de calcul	188
VI.5 Etude du voile périphérique	194
VI.5.1. Introduction	194
VI.5.2. Dimensionnement	194
VI.5.3. Ferrailage à l'ELU	194
VI.5.4. Vérification a l'ELS	199
Conclusions générale	200

LISTE DES FIGURES

Chapitre I

Figure. I.1. Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	04
Figure I.2. Diagramme contraintes –déformations du calcul du béton à L'ELU.....	09
Figure I.3. Diagramme contraintes –déformations du calcul du béton à L'ELS.....	09
Figure I.4. Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	10
Figure I.5. Diagramme contrainte déformation de calcul	11
Figure I.6. Diagramme des déformations limites de la section.....	13

Chapitre II

Figure. II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux	14
Figure. II.2. Dimensions des poutrelles.....	15
Figure. II.3. Image d'Acrotère	16
Figure. II.4. Schéma d'un escalier.....	17
Figure. II.5. Distribution des charges sur les poutres.....	22
Figure. II.6. Dimensions d'une poutre.....	22
Figure. II.7. Coupe de voile en élévation	24
Figure. II.8. Coupe du voile en plan.....	24
Figure. II.9. Schéma d'un plancher terrasse.....	25
Figure. II.10. Schéma d'un plancher d'étage courant.....	26
Figure. II.11. Section réduite du poteau.....	29
Figure- II.12. Majoration la surface offerte aux poteaux.....	32
Figure- II.13 La plus grande surface d'influence.....	33

Chapitre III

Figure III. 01. Schéma statique ELU.....	39
Figure III.02. Schéma statique ELS.....	39
Figure III.03. Schéma statique ELU.....	39
Figure III.04. Schéma statique ELS.....	41
Figure III.05. Diagrammes des moments et des effort tranchants a ELU.....	43
Figure III.06. Diagrammes des moments et des efforts tranchants à ELS.....	44
Figure III.07. Schéma du ferrailage	48
Figure III.8. Schéma de la poutre palière.....	49
Figure III.9. Schéma statique a ELU.....	50
Figure III.10. Schéma statique à ELS.....	50

LISTE DES FIGURES

Figure III.11. Diagrammes des moments	51
Figure III.12. Diagrammes des efforts tranchants.....	51
Figure III.13. Diagrammes des moments	51
Figure III.14. Diagrammes des efforts tranchants.....	52
Figure III.15. Diagrammes des moments retenus.....	52
Figure III.16. Schéma du ferrailage de la poutre palière.....	56
Figure III.17. Dimensions des poutrelles.....	59
Figure III.18. Diagramme des moments a l'ELU.....	67
Figure III.19. Diagramme des efforts tranchants a l'ELU.....	67
Figure III.20. Diagramme des moments a l'ELS.....	68
Figure III.21. Diagramme des efforts tranchants a l'ELS.....	68
Figure III.22. Diagramme des moments a l'ELU.....	69
Figure III.23. Diagramme des efforts tranchants a l'ELU.....	69
Figure III.24. Diagramme des moments a l'ELS.....	70
Figure III.25. Diagramme des efforts tranchants a l'ELS.....	70
Figure III.26. Diagramme des moments a l'ELU.....	71
Figure III.27. Diagramme des efforts tranchants a l'ELU.....	71
Figure III.28. Diagramme des moments a l'ELS.....	72
Figure III.29. Diagramme des efforts tranchants a l'ELS.....	72
Figure III.30. Diagramme des moments a l'ELU.....	73
Figure III.31. Diagramme des efforts tranchants a l'ELU.....	73
Figure III.32. Diagramme des moments a l'ELS.....	74
Figure III.33. Diagramme des efforts tranchants a l'ELS.....	74
Figure III.34. Diagramme des moments a l'ELU.....	75
Figure III.35. Diagramme des efforts tranchants a l'ELU.....	75
Figure III.36. Diagramme des moments a l'ELS.....	76
Figure III.37. Diagramme des efforts tranchants a l'ELS.....	76
Figure III.38. Diagramme des moments a l'ELU.....	77
Figure III.39. Diagramme des efforts tranchants a l'ELU.....	77
Figure III.40. Diagramme des moments a l'ELS.....	78
Figure III.41. Diagramme des efforts tranchants a l'ELS.....	78
Figure III.42. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	87
Figure III.43. Schéma de ferrailage des poutrelles (aux appuis et en travée).....	87

LISTE DES FIGURES

Figure III.44. Schéma d'ascenseur.....	88
Figure III.45. Répartition de la charge localisée sur la dalle.....	88
Figure.III.46. <i>Diagrammes</i> des moments à L'ELU.....	93
Figure.III.47. Diagrammes des moments à L'ELS.....	93
Figure III.48. Schéma de ferrailage de la dalle.....	96
Figure III.49.Schéma statique de l'acrotère.....	97
Figure III.50. Diagrammes des efforts retenu dans l'acrotère.....	98
Figure III.51. Section du calcul de l'acrotère.....	98
Figure III.52. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	103
Figure III.53. Schéma statique de la dalle pleine à l'ELU du balcon.....	104
Figure III.54. Schéma statique de la dalle pleine à l'ELS du balcon.....	104
Figure III.55. Section de balcon.....	105
Figure III.56. Schéma de ferrailage de balcon.....	108
Chapitre IV	
Figure IV.1. Disposition des voiles.....	111
Figure IV.2. Présentation de l'effet P- Δ sur la structure.....	130
Figure IV.3. Moment de renversement.....	132
Chapitre V	
Figure V.1.Zone nodale des poteaux.....	136
Figure V.2.schéma de ferrailage des poteaux.....	151
Figure V.3.schéma de ferrailage de la poutre principale	160
Figure V.4. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.....	160
Figure V.5. Sollicitations des voiles.....	162
Figure V.6. Espacement minimum des barres.....	164
Figure V.7. Section entièrement comprimée.....	167
Figure V.8. Section entièrement tendu.....	167
Figure V.9. Section partiellement comprimée.....	168
Figure V.10.schéma de ferrailage du voile.....	178
Chapitre VI	
Figure VI.1. Schéma de transmission des charges (sous poteau)	183
Figure VI.2. Schéma de transmission des charges (sous voile)	184
Figure VI.3. Diagramme des contraintes.....	185

LISTE DES FIGURES

Figure VI.4. Le panneau le plus sollicité.....	189
Figure VI.5: schéma statique du débord.....	192
Figure VI.6. Schéma de ferrailage du radier.....	193
Figure VI.7. Le voile périphérique.....	194
Figure VI.8 : Schéma statique.....	195
Figure VI.9. Schéma de ferrailage du voile périphérique.	199

LISTE DES TABLEAUX.

Chapitre II :

Tableau II.1. Charges du plancher corps creux (terrasse inaccessible)	25
Tableau- II.2. Charges du plancher corps creux RDC et EC.....	26
Tableau- II.3. Charges permanentes de mur extérieur.....	27
Tableau- II.4. Charges permanentes d'extérieur.....	27
Tableau- II.5. Charges permanentes de palier.....	28
Tableau- II.6. Charges permanentes de paillasse.....	28
Tableau- II.7. Charges et surcharges de balcon.....	29
Tableau- II.8. Dimensionnement des poteaux.....	34
Tableau- II.09. Vérification au flambement.....	37

Chapitre III :

Tableau. III.1. Des charges et surcharges.....	38
Tableau. III.2. Des récapitulatifs des moments.....	43
Tableau III. 3.. Evaluation des charges de la poutrelle.....	59
Tableau III.4. Charges des poutrelle.....	61
Tableau III.5.des sollicitations a ELU.....	66
Tableau III.6.des sollicitations à ELS.....	67
Tableau III.7.des sollicitations a l'ELU.....	68
Tableau III.8.des sollicitations à ELS.....	69
Tableau III.9.des sollicitations a ELU.....	70
Tableau III.10.des sollicitations à ELS.....	71
Tableau III.11.des sollicitations a ELU.....	72
Tableau III.12.des sollicitations à ELS.....	73
Tableau III.13.des sollicitations a ELU.....	74
Tableau III.14.des sollicitations à ELS.....	75
Tableau III.15.des sollicitations a ELU.....	76
Tableau III.16.des sollicitations à ELS.....	77
Tableau III. 17.. Les armatures longitudinales choisie (en travée)	79
Tableau III.18. Les armatures longitudinales choisie (aux appuis)	80
Tableau III.19. Vérifications de la contrainte de compression dans le béton.....	84

LISTE DES TABLEAUX.

Tableau III.20. Résultats de calcul de la flèche.....	85
Tableau III .21. Moments à l'ELU.....	91
Tableau III .22. Moments à l'ELS.....	92
Tableau III.23. Ferrailage a l'ELU.....	94
Tableau. III 24. Vérification à l'ELS selon X-X et Y-Y.....	95
Tableau. III 25. Vérification de la contrainte de compression dans le béton du balcon....	107

Chapitre IV :

Tableau IV.1. Pénalités en fonction de critère de qualité.....	119
Tableau IV.2. Les valeurs obtenues.....	120
Tableau IV.3. Centre de masse et Centre de rigidité.....	122
Tableau IV.4. Périodes, modes et facteurs de participation massique.....	122
Tableau IV.5. Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques.....	123
Tableau IV.6. Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques.....	123
Tableau IV.7. L'effort tranchant (Sens longitudinal et transversal)	124
Tableau IV.8. Valeurs des rapports T_i/T_j	125
Tableau IV.9. Vérification de la force sismique (statique et dynamique)	126
Tableau IV.10. Déplacement inter-étage.....	127
Tableau IV.11. La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur....	129
Tableau IV.12. Justification de l'effet (P- Δ)	131
Tableau IV.13. Vérification de renversement.....	132
Tableau IV.14. Vérification de l'effort normal réduit.....	133

Chapitre V :

Tableau V.1. Tableaux récapitulatif des sollicitations.....	140
Tableau V.2. Armatures maximales et minimales pour chaque zone.....	144
Tableau V.3. Ferrailage longitudinal.....	144
Tableau V.4. Armatures transversales en zone nodale.....	147
Tableau V.5. Armatures transversales en zone courante.....	147
Tableau V.6. Vérification des poteaux à l'ELU.....	148
Tableau V.7. Vérification de flambement des poteaux.....	149
Tableau V.8. Vérification de l'effort normale ultime.....	150
Tableau V.9. Vérification des contraintes de béton.....	150

LISTE DES TABLEAUX.

Tableau V.10. Ferrailage des poutres principales	154
Tableau V.11. Ferrailage des poutres secondaires	155
Tableau V.12. Vérification de contrainte de cisaillement	158
Tableau V.13. Vérification de contrainte de compression dans le béton des PP.....	159
Tableau V.14. Vérification de contrainte de compression dans le béton des PS.....	159
Tableau V.15. Combinaisons des charges.....	163
Tableau V.16.Type des voiles.....	166
Tableau V.17. Ferrailage du voile type 01.....	169
Tableau V.18. Ferrailage du voile type 02.....	170
Tableau V.19. Ferrailage du voile type 03.....	171
Tableau V.20. Ferrailage du voile type 04.....	172
Tableau V.21. Ferrailage du voile type 05.....	173
Tableau V.22. Ferrailage du voile type 06.....	174
Tableau V.23. Les vérifications de la contrainte de cisaillement.....	176
Tableau V.24. Les vérifications de la contrainte de compression de béton à ELS.....	177

Chapitre VI :

Tableau VI.1. Vérification des contraintes.....	185
Tableau VI.2. Vérification de renversement.....	187
Tableau VI.3. Vérification de soulèvement.....	187
Tableau VI.4. Vérification de soulèvement selon RPA.....	188
Tableau VI .5. Le ferrailage a l'ELU.....	191
Tableau VI .6 : vérification des contraintes.....	192
Tableau VI.9 : Ferrailage du voile périphérique sens X-X.....	197
Tableau VI.10: Ferrailage du voile périphérique sens Y-Y.....	197
Tableau VI.11: Vérification des contraintes.....	199



Principales notations utilisées



A : coefficient d'accélération de zone

A_{min} : section d'armature minimale déterminée par les règlements

A_r : section d'armature de répartition

A_{ser} : section d'armature d'état limite de service

A_t : section d'armature de travée ou transversale

A_u : section d'armature d'état limite ultime de résistance

A_x : section d'armature du sens x-x

A_y : section d'armature du sens y-y

A' : section d'armature comprimée

A₁ : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée

A₂ : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée

Br : section réduite du béton

C_p : facteur de force horizontale

C_s : coefficient de sécurité

Cr : charge de rupture

Cr_n : charge de rupture minimale nécessaire

D : coefficient d'amplification dynamique

E : module de déformation longitudinale

E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée

E_{iv} : module de déformation longitudinale différée

G : action permanente

H : hauteur

T : armature à haute adhérence

I : moment d'inertie

I_f : moment d'inertie fictif

J : action permanente avant mise en place des cloisons

L : longueur

Le : longueur en élévation

Ln : entre axe des nervures

Lp : longueur en plan

M : moment fléchissant

Ma : moment fléchissant en appui

Mc : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console

Md : moment fléchissant de la droite

Me : masse du câble ; moment au centre de la section

Mf : moment fléchissant totale

Mg : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde corps

Mj : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons

M_l : masse linéaire

M_{ser} : moment fléchissant d'état limite de service

Mt : moment fléchissant de travée

M_u : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance

Mw : moment fléchissant de la gauche

Mx : moment fléchissant du sens x-x

My : moment fléchissant du sens y-y **M₀** : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée

M₁ : moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud

M₂ : coefficient de Pigeaud **M₂₂** : moment suivant le sens 2-2 **M₃₃** : moment suivant le sens 3-3

N : effort normal

Ne : effort normal au centre de la section

Npp : effort normal dû au poids des poutres principales

Nps : effort normal dû au poids des poutres secondaires

N_{ser} : effort normal d'état limite de service

N_u : effort normal d'état limite ultime de résistance

P : poids propre ; périmètre

Pr : poids propre du radier

Q : action variable quelconque ; facteur de qualité

R : rayon ; coefficient de comportement de la structure

S : surface

Sr : surface du radier

T : effort tranchant

T_x : période fondamentale dans le sens x-x

T_y : période fondamentale dans le sens y-y

Uc : périmètre du contour

V : action sismique ; effort horizontal

Vt : effort sismique à la base de la structure

W : poids total de la structure

W_p : poids de l'élément en considération.

a : longueur ; distance ; dimension

b : largeur

b₀ : largeur de la nervure

b₁ : largeur de poteau

c : enrobage

d : hauteur utile ;

e : excentricité ; espacement

e_a : excentricité additionnelle

f : flèche

f_c : contrainte caractéristique du béton à la compression

f_e : limite élastique d'acier

f_t : contrainte caractéristique du béton à la traction

g : giron de la marche

h : hauteur

h_c : hauteur du corps creux

h_d : hauteur de la dalle

h_e : hauteur libre

h_{moy} : hauteur moyenne

h_t : hauteur totale

h' : hauteur de la zone nodale

h₁ : hauteur du poteau

i : rayon de giration

j : nombre des jours

l : longueur ; distance

l_f : longueur de flambement

l_x : la petite dimension du panneau de la dalle

l_y : la grande dimension du panneau de la dalle

l' : longueur de la zone nodale

l₀ : longueur libre

q_b : charge linéaire induite par les marches

q_{eq} : charge linéaire équivalente

q₁ : charge linéaire

q_{ser} : charge linéaire d'état limite de service

q_u : charge linéaire d'état limite ultime de résistance

q_p : charge linéaire du palier

s : espacement

t : espacement ; période

x : abscisse

y : ordonnée

y_1 : ordonnée du centre de gravité de la section homogène

α : Angle, coefficient sans dimension

γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments

β : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération

ε : Coefficient de réponse

η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement

θ : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction

λ : Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions

μ : Moment réduit

ν : Coefficient de poisson

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte de béton ou d'acier

τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement

ψ : Coefficient de pondération

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

δ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement

Σ : Sommation

ϕ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Les premières exigences, lors de la conception d'un ouvrage, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci viennent s'ajouter des normes ayant directement trait à la construction d'un ouvrage en zones sismiques.

Depuis le séisme d'El Asnam de 1980, de nombreux travaux de recherche ont été menés dans le but d'atténuer les effets des séismes sur les constructions, notamment les travaux du Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique d'Alger (CGS). Les anciennes normes parasismiques algérienne sont connues sous le nom RPA88, elles préconisent deux méthodes pour le calcul dynamique des structures : la méthode statique équivalente et la méthode dynamique approchée (RPA, 88). Depuis 1999, des nouvelles règles parasismiques ont été établies sur le modèle Américain, elles sont connues sous le nom RPA99. Elles préconisent une méthode dynamique spectrale (RPA, 99)

Selon les règles RPA99, les sites sont classés en quatre classes en fonction des propriétés des sols qui les constituent. Chaque classe de site est caractérisée par deux périodes propres de vibration $T1$ et $T2$. A chaque type de site est associé un spectre de réponse élastique calculé en fonction des caractéristiques du site considéré et de celles de la structure étudiée.

Le cycle de formation d'ingénieur en génie civil étant arrivé à terme, et dans le but de concrétiser les connaissances acquises durant notre cursus, nous avons choisi l'étude et le calcul des éléments structuraux d'un bâtiment (RDC+6+E-sol) contreventé par des portiques et voiles qui doit être calculé pour garantir sa stabilité et assurer la sécurité des usagers. Pour cela, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur à savoir

- Le règlement parasismique algérien (RPA99, modifié en 2003).
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions des bâtiments en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91).

Pour notre étude, nous nous sommes basés sur les choix du système de contreventement qui joue un rôle important dans la stabilité de la structure.

- Notre travail est regroupé en six chapitres : Les trois premiers chapitres traitent la description de l'ouvrage et le pré dimensionnement des éléments ainsi que le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre présente l'étude de l'action sismique sur la structure.
- Le cinquième chapitre a pour objet le calcul du ferrailage des portiques et des voiles.

Introduction générale

- Le sixième chapitre concerne l'étude de l'infrastructure.

L'ensemble des chapitres présentés ont comme finalité l'étude d'une structure parasismique qui va être illustrée tout au long de notre travail.

CHAPITRE I

I.1. Introduction

La stabilité de bâtiment est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91/99, CBA93 et RPA99/version2003) qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier), le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2. Présentation de l'ouvrage

Le projet consiste à étudier d'un bâtiment (R+6+Entre/Sol) à usage multiples (habitations et commerces) constitué de :

- Parking au entre sol.
- Commerce au RDC.
- Habitation à partir du 1^{er} au 6^{ème} étages .

Le bâtiment est implanté à Ben rahmoun à Boudouaou wilaya de Boumerdes classée par les règles parasismiques algériennes RPA99/version2003 comme une zone de fort sismicité (Zone III).

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2, ouvrages courants ou d'importance moyenne, d'après l'article 3.2 de RPA99/version2003.

D'après l'article 3.3.1 du RPA99/version2003, les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent. D'après le rapport du sol, le site est considéré comme site meuble catégorie S3.

La contrainte admissible du sol : $\overline{\sigma_s} = 1.5$ bars à 1.8 m de profondeur.

I.3. Caractéristiques géométriques

1) Dimension en plan :

- Longueur totale du bâtiment **25.70 m.**
- Largeur totale du bâtiment**16.91 m.**

2) Dimension en élévation :

- Hauteur du E/sol **2.72 m.**
- Hauteur du RDC..... **4.25 m.**
- Hauteur des étages courants..... **3.06 m.**
- Hauteur totale du bâtiment **25.07 m.**

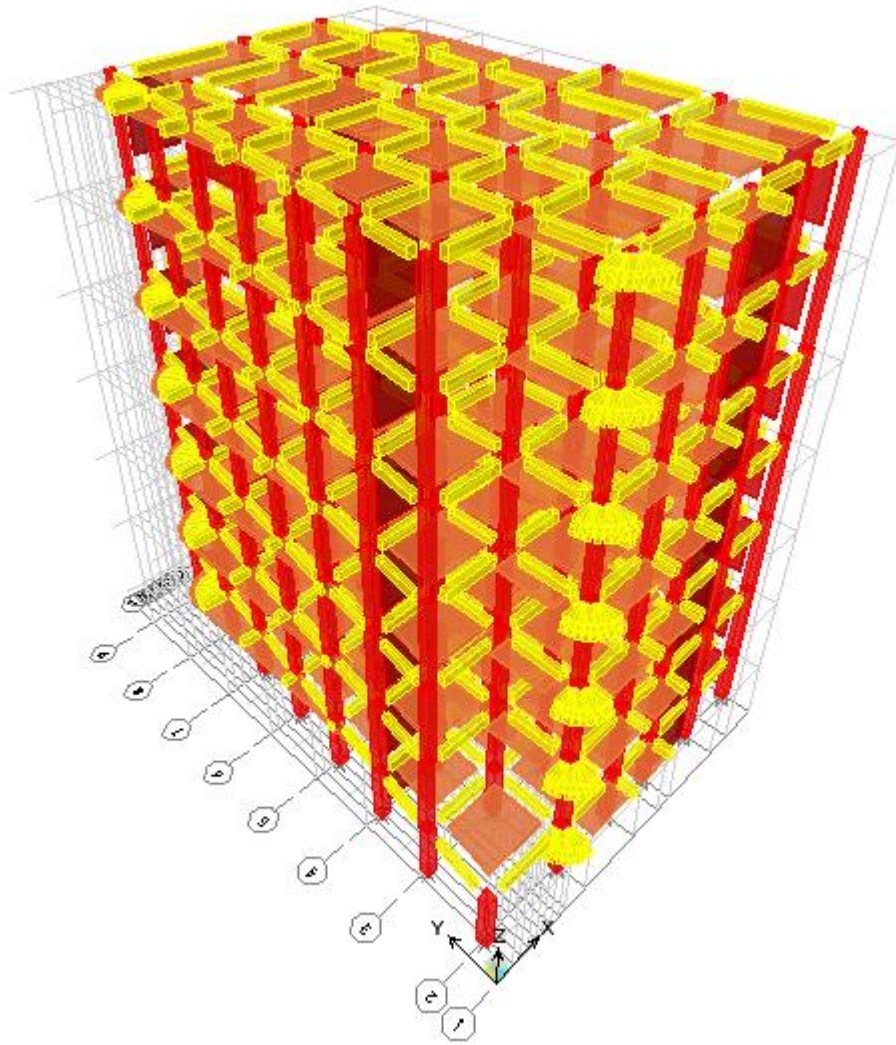


Figure. I.1. *Caractéristiques géométriques du batiments.*

I.4. Eléments de l'ouvrage

1) Système de contreventement

Le bâtiment en question dépasse quatre niveaux (14 mètres) et il est situé en zone III. En respectant les règles RPA99/version2003, on a choisi un système de contreventement mixte (voiles et portiques).

2) Plancher

Les planchers remplissent deux fonctions principales :

- Fonction de résistance mécanique : les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation.
- Fonction d'isolation : ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

Notre bâtiment comporte deux types des planchers :

- Planchers en corps creux : utilisés au E/sol et RDC et dans les étages courants, ils sont constitués d'hourdis, table de compression en béton armé et des poutrelles préfabriquées. Le choix a été fait pour les raisons suivantes :
 - La facilité de réalisation.
 - Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
 - Economie dans le coût de coffrage
- Planchers en dalle pleine : utilisés pour la réalisation des balcons, la salle machine.

3) Maçonnerie

- Les murs extérieurs sont constitués par une double paroi en briques creuses dont l'épaisseur (10+15) cm séparées par une l'âme d'air de 5 cm.
- Les murs intérieurs (cloisons de répartition) : de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.
- Le pourcentage des ouvertures dans le mur extérieur est estimé à 30%.

4) Revêtement

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Au sol, carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

5) Escaliers

- On a des escaliers à 2 volées et à deux paliers intermédiaires utilisés pour l'accès d'un niveau à un autre. Ainsi que L'accès aux étages supérieurs est assuré par ascenseur.

6) L'acrotère

- Le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

I-4) Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

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

I-5-1- Le béton

a) Définition

Le béton est un mélange de granulats, de ciment, d'eau et éventuellement de produits d'addition "les adjuvants".

➤ Le ciment

Le ciment est un liant hydraulique à base de calcaire et d'argile qui se présente sous la forme d'une poudre minérale fine, le " cru ", s'hydratant en présence d'eau. Il forme ainsi une pâte qui fait prise et qui durcit progressivement. C'est le constituant de base de béton puisqu'il permet la transformation d'un mélange sans cohésion en un corps solide.

➤ Les granulats

Ils constituent le squelette du béton et sont en trois catégories :

- **les sables :** grains de dimensions comprises entre 0.08mm et 5 mm.

- **les gravillons :** grains de dimensions comprises entre 5mm et 25mm.

- **les cailloux :** grains de dimensions supérieurs à 25mm.

➤ L'eau :

Il sert à l'hydratation du ciment et à assurer une ouvrabilité suffisante du béton. On peut utiliser de l'eau potable, mais pas d'eau de mer. Il faut faire attention à l'excès d'eau qui peut amplifier le phénomène de retrait et provoquer la fissuration du béton.

La masse volumique des bétons est comprise entre **2200 et 2400 kg/ m³** s'il est armé, on considère une masse volumique de **2500Kg/m³**.

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

b) Composition du béton : Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

- 350 kg/m² de ciment de classe CPA 325.
- 400 litres de sable de diamètre 0 à 5.
- 800 litres de gravier de diamètre 15 à 25.
- 175 litres d'eau de gâchage.

c) Résistance caractéristique à la compression

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{cj} . Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvette normalisée (16x 32) par compression axiale après 28 jours de durcissement.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (CBA93 Art A-2-1-1) :

Pour $j < 28$, f_{c28} du béton non traité thermiquement est :

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

Pour $j > 28$ on a $f_{cj} = f_{c28}$

d) Résistance caractéristique à la traction (Art 2-3-3-1 BAEL91)

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

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{c28} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \end{cases}$$

e) Déformation du béton

- **Module d'élasticité longitudinal**

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

1)-Module d'élasticité instantané

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de Déformation longitudinale instantané du béton âge de (j) jours noté E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{BAEL 91 Art 2.3.3.2})$$

Dans notre cas : $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$

2)-Module d'élasticité différée

On admet que sous contraintes de longue durée d'application, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

$$E_{vi} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{BAEL 91 Art 2.3.3.2})$$

$$E_{vi} = 11000 \text{ MPa}$$

- **Module d'élasticité transversale**

$$G = E / 2 (1 + \nu) \quad \text{MPa}$$

ν : Coefficient de poisson

- **Coefficient de poisson**

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales :

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

$$(\text{Art A2.1.3, BAEL 91}) \begin{cases} \nu = 0 & \text{si le béton supposé fissuré à ELU.} \\ \nu = 0,2 & \text{si le béton supposé non fissuré à ELS} \end{cases}$$

f) Contraintes limites

- **Contrainte limite à la compression**

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \quad \text{MPa} \quad (\text{BAEL 91 Art 2.3.3.3})$$

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

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

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

Pour notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, on obtient :

$$\begin{aligned} f_{bu} &= 14.2 \text{ MPa en S.D.T} \\ f_{bu} &= 21.74 \text{ MPa S.A} \end{aligned}$$

- **Contrainte limite de cisaillement** (Art 7-4.3. 1 BAEL91)

Pour la fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = \begin{cases} 3,33 \text{ MPa} & \text{situation courante} \\ 4,35 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = \begin{cases} 2,5 \text{ MPa} & \text{situation courante} \\ 3,26 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

- **Contraintes de service à la compression : (BAEL91)**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,60. f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

g) Diagramme contraintes déformations (A.4.3.4.1CBA93)

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

1)-L'état limite ultime

Le diagramme contraintes déformations du béton est le diagramme de calcul dit : (Parabole rectangle), il comporte un arc de parabole qui s'étend de l'origine des coordonnées ou $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ et $\sigma_{bc} = f_{bu}$ suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations et tangent à la parabole à son sommet.

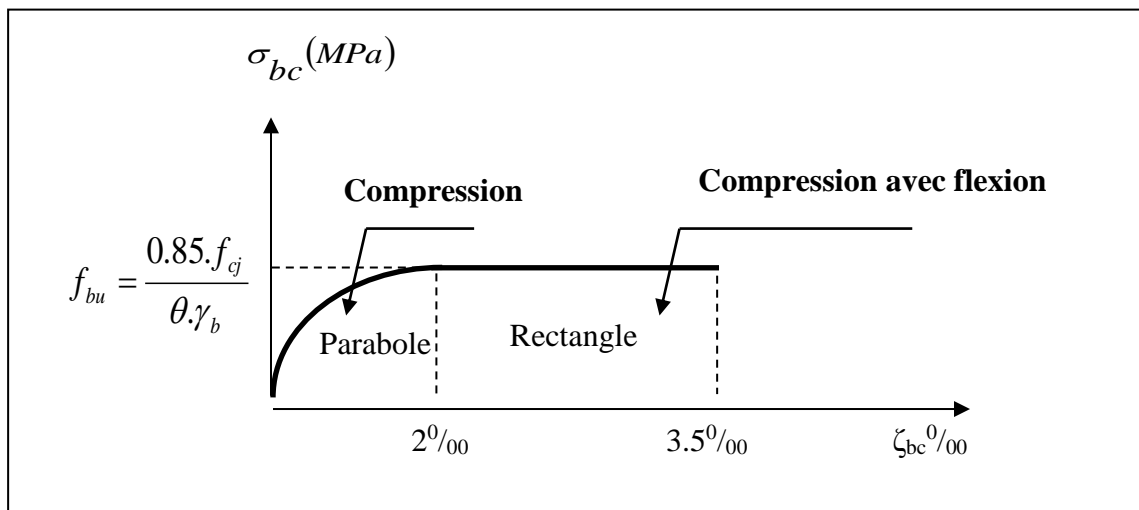


Figure I.2. Diagramme contraintes –déformations du calcul du béton à **L'ELU**.

2)-L'état limite de service

Dans ce cas le diagramme contrainte-déformation est considéré linéaire et la contrainte limite est donnée par: $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

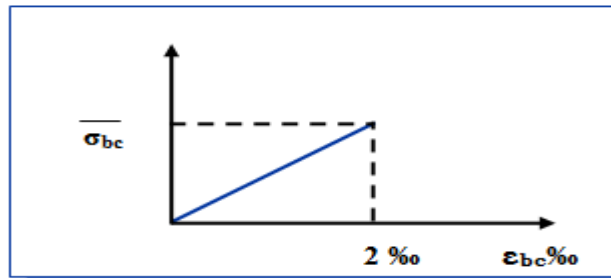


Figure I.3. Diagramme contraintes –déformations du calcul du béton à *L'ELS*.

3)-Le retrait

Dans le cas des pièces de dimension courante à l'air libre, on admettra un raccourcissement relatif de retrait qui n'excède 3%.

I-5-2) Les aciers :

a) Définition :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers rond lisse(RL) pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Aciers de haute adhérence(HA) pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200000$ MPa.

b) Diagramme contrainte déformation :

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

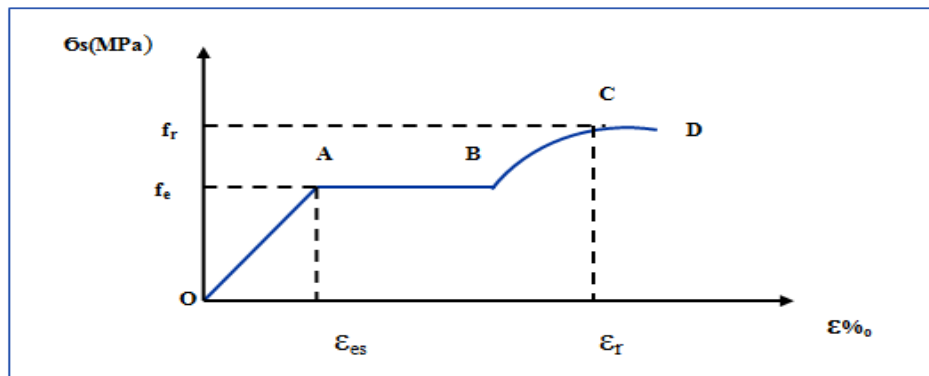


Figure I.4. Diagramme contrainte déformation de l'acier

Les paramètres représentés sur la figure sont définis comme suit:

f_r : Résistance à la rupture

f_e : Limite d'élasticité

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier

ϵ_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

Zone 0A : Domaine élastique linéaire

Zone AB : Domaine plastique

Zone BC : Domaine de raffermissement

Zone CD : Domaine de striction

c) Diagramme contrainte déformation de calcul :

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant.

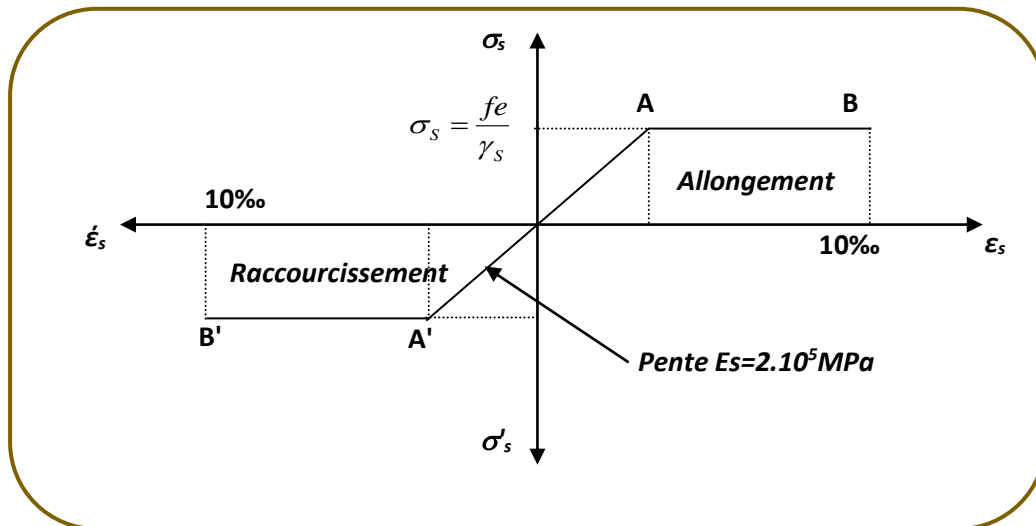


Figure I.5. Diagramme contrainte déformation de calcul

✓ Limite d'élasticité à L'ELU

$$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

E_s : (Est défini par la pente de la droite passant par l'origine)

$E_s = 200\,000\text{ MPa}$.

γ_s : Coefficient de sécurité.

Sachant que : $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{en situation durable ou transitoire S.D} \\ 1 & \text{en situation accidentelle S.A} \end{cases}$

Pour notre cas : $\sigma_s = f_e / \gamma_s \Rightarrow \begin{cases} 348\text{MPa} & \text{en S.D} \\ 400\text{MPa} & \text{en S.A} \end{cases}$

✓ Etat limite de service

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et c'en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

d) Fissuration peu nuisible : pas de limitation $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

e) Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 202\text{MPa}$

f) Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 164.97\text{MPa}$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1.6$ pour les armatures à haute adhérence (HA).

g) Protection des armatures : (Art A.7-2.4 BAEL91)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5\text{ cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3\text{ cm}$: Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 1\text{ cm}$: Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

I-6) Hypothèse de calcul

➤ Calcul aux états limites de service (E.L.S)

- 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:

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

➤ Calcul aux états limites ultime (E.L.U)

- 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

$$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰ en flexion}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰ en compression centrée}$$

- La règle des trois pivots qui consiste à supposer 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.

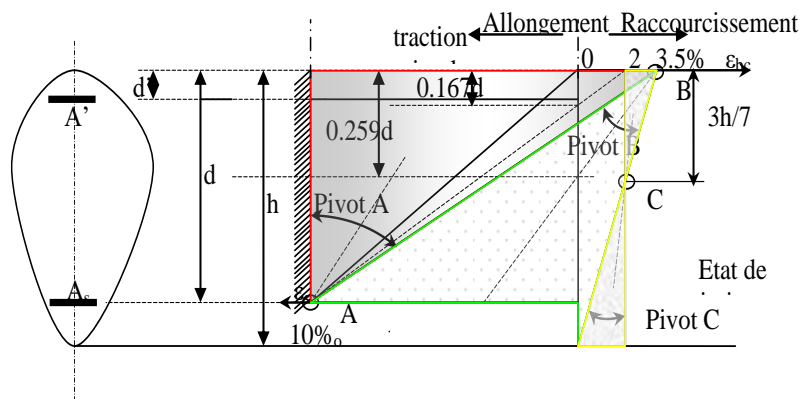


Figure I.6. Diagramme des déformations limites de la section

I-7) Les combinaisons d'action

Les combinaisons des actions sont les ensembles constitués par des actions à considérer simultanément et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments.

Les combinaisons d'action à considérer sont :

✓ **Combinaison de RPA99 /V2003**

ELA : $G+Q\pm E$

$0.8G\pm E$

✓ **Combinaison du BAEL 91:**

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

CHAPITRE II

II. Introduction

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (poteaux, poutre, voile...) soient pré dimensionnés de telles manières à reprendre tous les sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales concernant les charges permanentes(**G**)et les surcharges(**Q**).
- Sollicitations horizontales concernant le séisme. (**Fa**).

Le pré dimensionnements de la structure est calculé conformément aux règles **B.A.E. L91** et **RPA99** version **2033**, et (**CBA93**).

II.1. Les charges

- **Les charges permanentes G :**

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Règlementaire (D.T.R B.C. 2.2) des charges permanentes et charges d'exploitations.

- **Les charges d'exploitation Q :**

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un ouvrage à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer Systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le Document Technique Règlementaire (D.T.R B.C. 2.2) des charges permanentes et charges d'exploitations.

II.2. Les planchers :

Les planchers déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient sur les éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres), qui leurs transmettent les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Ils servent aussi à la distribution des efforts horizontaux. Leur épaisseur dépend, le plus souvent des conditions d'utilisations.

II.2.1. Plancher en corps creux :

Les planchers à corps creux sont composés des 3 éléments principaux :

- Les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings).
- Les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- Une dalle de compression armée ou "hourdis" coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

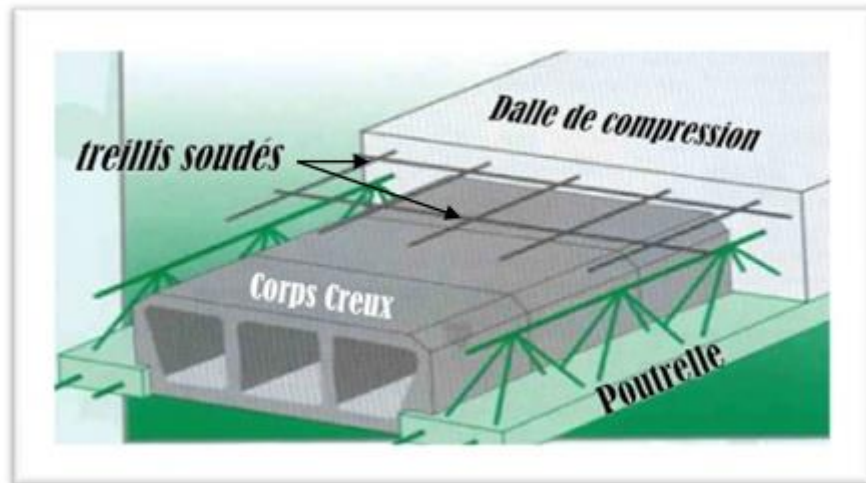


Figure. II.1. « Coupe transversale d'un plancher à corps creux »

a) Résistance au feu :

Selon (CBA93) cette condition nous permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne :

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

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

Soit :

$e = 11\text{ cm}$

b) Condition acoustique :

Selon les règles du BAEL 91/99 l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Soit :

$e = 15\text{ cm}$

c) Isolation phonique :

Selon (CBA93) pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 13cm.

Soit :

$e = 13\text{ cm}$

d) Condition de résistance à la flexion :

Selon **RPA 99** version **2003** la résistance à la flexion est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{\text{Min}(L_{x,\text{max}}, L_{y,\text{max}})}{22.5}$$

Avec :

L : Longueur max entre nus d'appuis.

$$L_{x,\text{max}} = 642 \text{ cm}$$

$$L_{y,\text{max}} = 540 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(L_{x,\text{max}}, L_{y,\text{max}}) = \text{Min}(642, 540) = 540 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } e \geq \frac{540}{22.5} = 24 \text{ cm.}$$

$$e = \text{Max} \{11, 16, 24\}(\text{cm}).$$



$$e = 24 \text{ cm}$$

En tenant compte des conditions précédentes l'épaisseur du plancher corps ceux est :

e = 24 cm composés d'un hourdis de **20 cm** et d'une dalle de compression de **4 cm** d'épaisseur.

II.2.2. Poutrelle (solives) :

Dimensionnement de la poutrelle : (Selon le B.A.E.L 83).

Pour la largeur de la nervure on va prendre $b_o = 12 \text{ cm}$

$$\text{Selon le B.A.E.L 83} \begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_o}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_o \leq b_1 \leq 8h_o \end{cases}$$

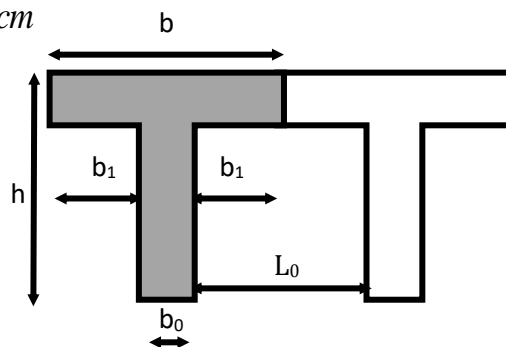


Figure. II.2. Dimensions des poutrelles

Avec :

L : La portée entre nus d'appui de la travée considérée.

L_n : La distance entre axes des nervures.

Suivant les normes Algériennes (DTR.B.C.22), la distance L_n est prise généralement égale à $50\text{cm} \leq L_n \leq 80\text{cm}$

on prend : $L_n = 60 \text{ cm}$ et $L = 520\text{cm}$

$$\begin{cases} b_1 \leq 24 \text{ cm.} \\ b_1 \leq \frac{520}{10} = 52 \text{ cm.} \\ 30 \leq b_1 \leq 40 \end{cases}$$

$$b_1 = \min(24 ; 52 ; 32) \text{ cm}$$

$$b_1 = 24 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_o = 60 \text{ cm.}$$

II.3. Les balcons :

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

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.

Selon le **BAEL /91**: $e \geq \frac{L}{10}$ Avec L: largeur de balcon

$$e \geq \frac{120}{10} \Rightarrow e \geq 12 \text{ cm}$$

On prend :

$$e = 15 \text{ cm}$$

II.4. L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. L'acrotère est soumis à son poids propre (**G**) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation horizontale (**Q**) due aux actions sismiques non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion.



Figure. II.3. Image de l'acrotère.

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml : $G = \rho \times S$

S : la surface transversale total de l'acrotère.

ρ : le poids volumique de béton $\rho = 25 \text{ KN / m}^3$.

La surface de l'acrotère :

$$S = (10 \times 2 / 2) + (10 \times 8) + (60 \times 10) = 690 = 0.069 \text{ m}^2$$

$$G = 0.069 \times 25 = 1.725 \text{ KN/m.}$$

II.5. Les escaliers :

L'escalier est constitué d'une suite de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

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

L'escalier se compose d'une ou de plusieurs volées, comportant des marches et des paliers d'arrivée, de départ et éventuellement, des paliers intermédiaires.

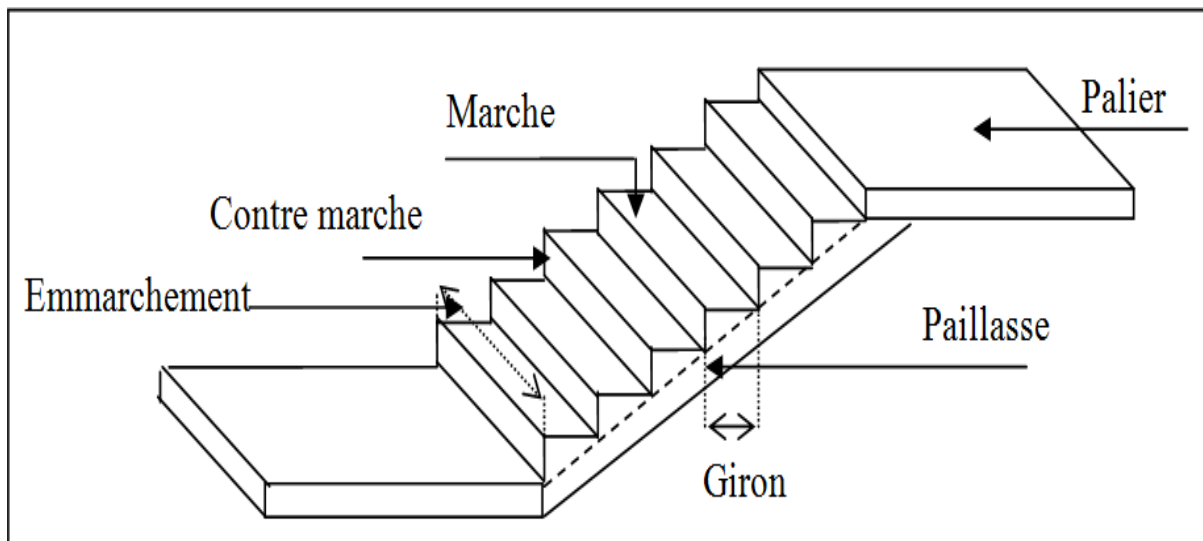


Figure. II.4. Schéma d'un escalier.

II.5.1. Terminologie :

-La volée : c'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.

-Le palier : c'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).

-La paillasse : c'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.

-La marche : c'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.

-La contre marche : c'est la partie verticale prenant place entre deux marches.

-L'emmarchement : c'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.

-La ligne de foulée : c'est la projection en plan du trajet suivi par une personne empruntant l'escalier, pour les escaliers dont la largeur de l'emmarchement n'excède pas 110 m, la ligne de foulée se trouve au milieu de l'emmarchement.

II.5.2. Caractéristiques géométriques :

Pour le RDC :

Type 1 :

$H = 4.25m$. Avec(H) : hauteur de RDC.

$g = 30 \text{ cm}$. Avec(g) : Giron.

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

On a: $59 < 2h + g < 66 \Rightarrow 14.5 < h < 18$

Avec (h) : hauteur de contre marche.

h : varié de 25 cm à 17 cm.

g : varié de 25 cm à 32 cm.

Pour : $h = 17 \text{ cm}$

$N_{\text{contre marche}} = H/h = 425/17 = 25$ contre marches.

Soit trois volées :

Volée 1 : 7 contre marches.

Volée 2 : 9 contre marches.

Volée 3 : 9 contre marches.

II.5.3. L'épaisseur de la paillasse :

Volée 1 :

$$\tan \alpha = \frac{h'}{L'}$$

Hauteur réelle : $h' = N_c \times h = 7 \times 17 = 1.19 \text{ m}$

Ligne de foulée : $L' = (n - 1) \times g = (7 - 1) \times 30 = 1.8m$

$$\tan \alpha = \frac{1.19}{1.8} = 33.46^\circ$$

La longueur de volée est : $L_0 = \frac{h'}{\sin \alpha} = \frac{1.19}{\sin 33.46} = 2.15 \text{ m}$.

$$L = 2.15 + 1.10 + 0.9 = 4.15 \text{ m}$$

Avec :

- (0.90m) : la longueur du palier de départ aux niveaux (+0.00m).
- (1.10m) : la longueur du palier de repo aux niveaux (+1.19m).


L'épaisseur de la paillasse: $e \geq \text{Max} \left\{ \frac{L}{30} ; 10 \text{ cm} \right\}$.

$$e \geq \text{Max} \left\{ \frac{3.86}{30} ; 10 \text{ cm} \right\} = 12.36 \text{ cm}$$

Donc on prend l'épaisseur du la paillasse : **e=15cm.**

L'épaisseur de palier : $e_{\text{palier}} = (e_{\text{palliasse}} / \cos \alpha) = 19.97 \text{ cm.}$

En prend $e_{\text{palier}} = 20$

Donc on prend l'épaisseur du l'escalier :  **e = 20 cm**

Volée 2 et 3 :

$$\tan \alpha = \frac{h'}{L'}$$

Hauteur réelle : $h' = N_c \times h = 9 \times 17 = 1.53m$

Ligne de foulée : $L' = (n - 1) \times g = (9 - 1) \times 30 = 2.4m$

$$\tan \alpha = \frac{1.53}{2.4} = 32.51^\circ$$

La longueur de volée est : $L_0 = \frac{h'}{\sin \alpha} = \frac{1.53}{\sin 32.51} = 2.84 \text{ m.}$

$$L = 2.84 + 1.10 = 3.99 \text{ m}$$

Avec :

(3.99m) : la longueur du palier aux niveaux (+1.19m).


L'épaisseur de la paillasse: $e \geq \text{Max} \left\{ \frac{L}{30} ; 10 \text{ c m} \right\}$

$$e \geq \text{Max} \left\{ \frac{399}{30} ; 10 \text{ c m} \right\} = 13.30 \text{ cm}$$

Donc on prend l'épaisseur du la paillasse : **e=15cm.**

L'épaisseur de palier : $e_{\text{palier}} = (e_{\text{palliasse}} / \cos \alpha) = 14.23 \text{ cm.}$

En prend $e_{\text{palier}} = e_{\text{palliasse}} = 15 \text{ cm}$

Donc on prend l'épaisseur du l'escalier  **e = 15 cm**

Pour les étages courant :

Type 2 :

H = 3.06m. Avec (H) : hauteur des étages.

g = 30 cm. Avec(g) : Giron.

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

On a: $59 < 2.h + g < 66 \Rightarrow 14,5 < h < 18.$

Avec (h) : hauteur de de contre marche.

h : varié de 14 cm à 17 cm.

g : varié de 25 cm à 32 cm.

Pour: h = 17 cm.

$N_{\text{contre marche}} = H/h = 306/17 = 18$ contre marches.

Soit deux volées de 9 contre marche.

$$\tan \alpha = \frac{h'}{L'}$$

Hauteur réelle : $h' = N_c \times h = 9 \times 17 = 1.53m$

Ligne de foulée : $L' = (n - 1) \times g = (9 - 1) \times 30 = 2.4m$

$$\tan \alpha = \frac{1.53}{2.4} = 32.51^\circ$$

La longueur de volée est : $L_0 = \frac{h'}{\sin \alpha} = \frac{1.53}{\sin 32.51} = 2.84 m.$

$$L = 2.84 + 1.10 = 3.94 m$$

Avec (1.10) : la longueur du palier aux niveaux (+4.25m).

L'épaisseur de la paillasse: $e \geq \text{Max} \left\{ \frac{L}{30} ; 10 \text{ cm} \right\}$

$$e \geq \text{Max} \left\{ \frac{394}{30} ; 10 \text{ cm} \right\} = 13.13 \text{ cm}$$

Donc on prend l'épaisseur du l'escalier



e = 15 cm

Pour le entre sol :

Type 3 :

L'escalier d'entre sol nous permettons de passé aux niveaux (RDC).

H = 2.46m. Avec(H) : hauteur des étages.

g = 30 cm. Avec(g) : Giron.

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

On a: $59 < 2.h + g < 66 \Rightarrow 14,5 < h < 18.$

Avec (h) : hauteur de de contre marche.

h : varié de 14 cm à 17 cm.

g : varié de 25 cm à 32 cm.

Pour: h = 17 cm.

$N_{\text{contre marche}} = H/h = 246/17 = 14$ contre marches.

Soit : 14 contre marche, sur (1) volée.

II.5.4. L'épaisseur de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{h'}{L'}$$

Hauteur réelle : $h' = N_c \times h = 9 \times 17 = 2.38m$

Ligne de foulée : $L' = (n - 1) \times g = (9 - 1) \times 30 = 3.9m$

$$\tan \alpha = \frac{1.53}{3.9} = 21.42^\circ$$

La longueur de volée est : $L_0 = \frac{h'}{\sin \alpha} = \frac{1.53}{\sin 21.42} = 4.18 m.$

$$L = 4.18 + 1.7 = 5.88m$$

Avec (1.7) : la longueur du palier aux niveaux (-2.38m).

L'épaisseur de la paillasse: $e \geq \text{Max} \left\{ \frac{L}{30} ; 10 \text{ cm} \right\}$

$$e \geq \text{Max} \left\{ \frac{588}{30} ; 10 \text{ cm} \right\} = 19.6 \text{ cm}$$

Donc on prend l'épaisseur du l'escalier



e = 20 cm

II.6. Pré dimensionnement des éléments porteurs :

II.6.1. Les poutres :

Structure porteuse horizontale en **béton armé**, destiné à supporter des charges entre et au-delà des points d'appui. Il reçoit en général des charges verticales qu'il transmet sur ses appuis.

Le chargement ou encore les charges agissant sur les poutres de plancher sont en essentiellement des charges verticales (poids propre et surcharges d'exploitation).

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



Figure. II.5. *Distribution des charges sur les poutres.*

On destins deux types des poutres :

II.6.1.1. Poutres principale :

- Elles reçoivent les charges transmise par les plancher a partir des poutrelles, et les transmettes aux poteaux.
- Elles relient les poteaux.

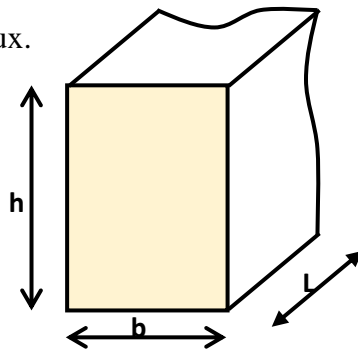


Figure. II.6. *Dimensions d'une poutre.*

Avec :

L : la distance entre les axe des poteaux et on choisit la plus grande portée.

b : la largeur de la poutre.

h : la hauteur de la poutre.

- Selon BAEL/91 (Critère de rigidité)

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,4h < b \leq 0,7h \end{cases}$$

$$L = 642cm \Rightarrow \begin{cases} 42.8 \leq h \leq 64.2 \rightarrow h = 50 cm. \\ 20 < b \leq 35 \rightarrow b = 30 cm. \end{cases}$$

- **Condition du R.P.A 99**

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 50 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots CV \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots CV \\ (50/30) = 1,6 \leq 4 \dots CV \end{cases}$$

Soit :

PP (50*30) cm²

II.6.1.2. Les poutres secondaires :

- Elles relient les portiques pour ne pas d'écarter.
- Selon BAEL/91 (Critère de rigidité)

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,4h < b \leq 0,7h \end{cases}$$

$$L = 540 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 36 \leq h \leq 54 \rightarrow h = 40 \text{ cm.} \\ 16 < b \leq 28 \rightarrow b = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

- **Condition du R.P.A 99**

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (b/h) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 35 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots CV \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots CV \\ (h/b) = 1,16 \leq 4 \dots CV \end{cases}$$

Soit :

PS (40*30) cm²

II.6.2. Les voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par **RPA99/V2003. (Article 7.7.1)**. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- ✓ Les charges verticales : charges permanentes et surcharges (**G, et Q**)
- ✓ Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent (**Fa**).

d'après le **RPA99 /V2003**(article 7.7.1)

- les éléments satisfaisants la condition $(L \geq 4e)$.
- l'épaisseur minimal doit être de 15cm $(e \geq 15 \text{ cm})$.
- $e \geq \text{Max} \left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20} \right)$.

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

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

En élévation :

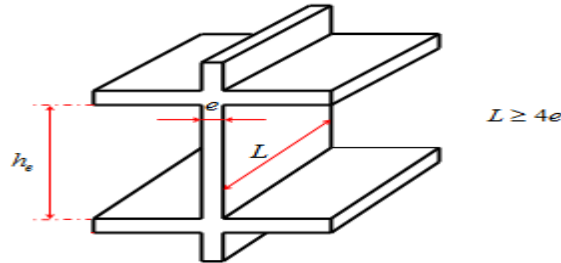


Figure. II.7. « Coupe de voile en élévation »

En plan :

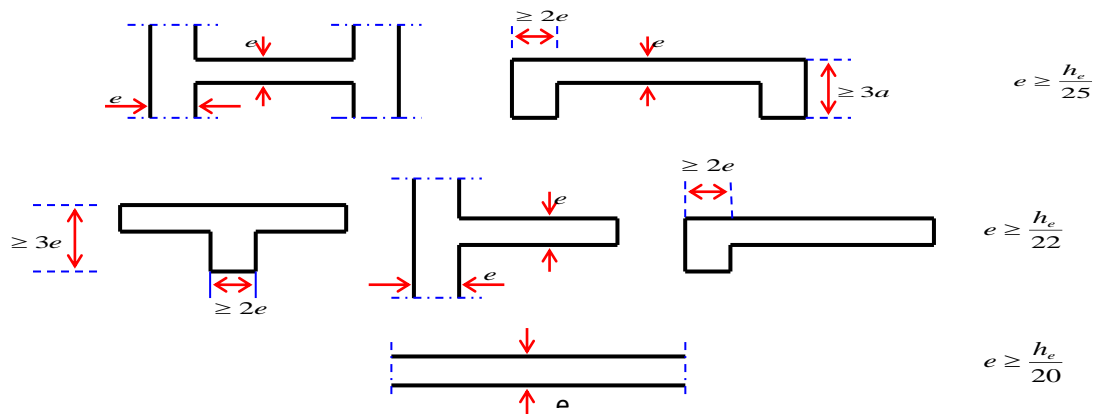


Figure. II.8. « Coupe du voile en plan ».

Pour le entre sol : (voile de soutènement) :

$$h_e = 272 - 50 = 222 \text{ cm.}$$

$$e \geq \text{Max} \left(15 \text{ cm} ; \frac{222}{25} ; \frac{222}{22} ; \frac{222}{20} \right) \Rightarrow e \geq \text{Max} (15 \text{ cm} ; 8.88 \text{ cm} ; 10.09 \text{ cm} ; 11.1 \text{ cm}).$$

Soit : \Rightarrow **e=20cm**

Pour le RDC :

$$h_e = 425 - 50 = 375 \text{ cm.}$$

$$e \geq \text{Max} \left(15 \text{ cm} ; \frac{375}{25} ; \frac{375}{22} ; \frac{375}{20} \right) \Rightarrow e \geq \text{Max} (15 \text{ cm} ; 15 ; 17.04 ; 18.75).$$

Soit : \Rightarrow **e=20cm**

Pour les étages courant :

$$h_e = 306 - 50 = 256 \text{ cm.}$$

$$e \geq \text{Max} \left(15 \text{ cm} ; \frac{256}{25} ; \frac{256}{22} ; \frac{256}{20} \right) \Rightarrow e \geq \text{Max} (15 \text{ cm} ; 10.24 ; 11.63 ; 12.8).$$

Soit :

e=15cm

❖ Conclusion partiel :

Pour faciliter la mise en œuvre en adopte un voile d'épaisseur **(20cm)**, pour RDC et les étage courant.

II.6.3.Charges et sur charges :

II.6.3.1.Plancher terrasse inaccessible :

La terrasse est une zone inaccessible et réalisée en plancher corps creux surmonté des plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

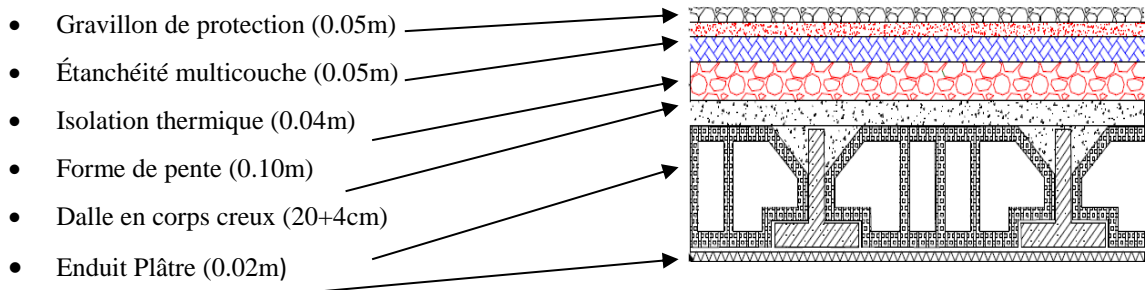


Figure. II.9.- Schéma d'un plancher terrasse

désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique (kN /m ³)	Charges (kN/m ²)
Gravillons de protection	0.05	17	0.85
Etanchéité multicouches	0.05	20	1
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Forme de pente	0.1	22	2.2
Dalle en corps creux(20+4cm)	/	/	3.2
Enduit plâtre	0.02	10	0.2

Tableau- II.1. Charges du plancher corps creux (terrasse inaccessible).

$$G = 761 \text{ kg/m}^2 = 7.61 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 100 \text{ kg/m}^2 = 1.00 \text{ KN/m}^2$$

II.6.3.2. Plancher étage courant à usage d'habitation :

Comme précisé précédemment, les planchers des étages courants et RDC sont en corps creux. La figure .11 montre en détail les différents matériaux constituant ces planchers.

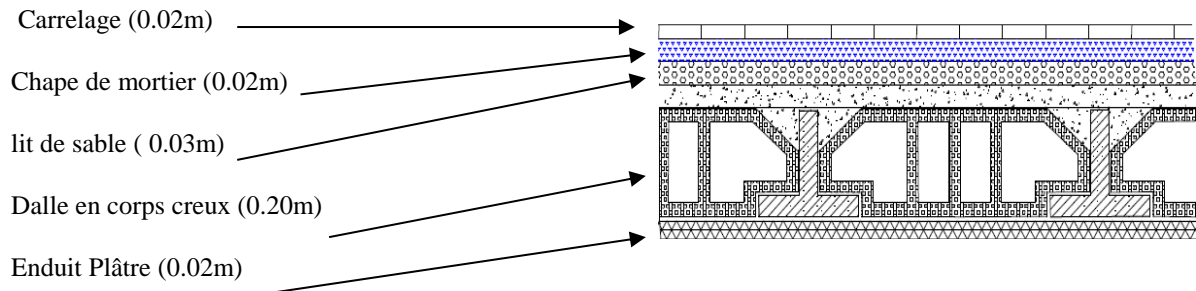


Figure. II.10. Schéma d'un plancher d'étage courant.

Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique (kN /m ³)	Charges (kN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Chape de mortier	0.02	20	0.4
lit de sable	0.03	18	0.54
Dalle en corps creux(20+4)	/	/	3.2
Cloison de séparation	/	/	1
Enduit plâtre	0.02	10	0.2

Tableau- II.2. Charges du plancher corps creux RDC et EC.

$$G_{ECetRDC} = 574 \text{ kg/m}^2 = 5.74 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{EC} = 150 \text{ kg/m}^2 = 1.50 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{RDC} = 250 \text{ kg/m}^2 = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

II.6.3.3. Maçonnerie :

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN /m ³)	Charges (kN/m ²)
Enduit en ciment extérieur	0.02	20	0.4
Brique creuse	0.2	9	1.8
Enduit en ciment intérieur	0.02	14	0.28

Tableau- II.3. Charges permanentes de mur extérieur.

$$G=2.48\text{kN/m}^2$$

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
Enduit en ciment extérieur	0.02	20	0.4
Brique creuse	0.1	9	0.9
Enduit en ciment intérieur	0.02	14	0.28

Tableau- II.4. Charges permanentes d'extérieur.

$$G=1.58\text{kN/m}^2$$

II.6.3.4. Palier :

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
Dalle en béton	0.15	25	3.75
Revêtement de ciment	0.02	18	0.36

Tableau- II.5. Charges permanentes de palier.

G=5.49 KN/m²

Q=2.5 KN/m²

II.6.3.5.Paillasse :

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
Poids propre de la paillasse	0.15/cos α	20	3.55
Revêtement de ciment	0.02	18	0.36
Poids propre des marches	0.17/2	25	2.125

Tableau- II.6. Charges permanentes de paillasse.

$$G=7.37\text{KN/m}^2$$

$$Q=2.5\text{KN/m}^2$$

II.6.3.6. Les balcons :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en BA	0.15	25	3.75
Enduit de ciment	0.03	10	0.30

Tableau- II.7. Charges et surcharges de balcon.

$$G= 521 \text{ kg/m}^2=5.21 \text{ KN/m}^2$$

$$Q= 350 \text{ kg/m}^2=3.5 \text{ KN/m}^2$$

II.6.4. Pré dimensionnement des 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.

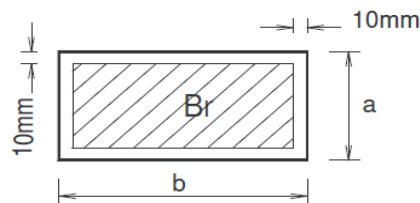


Figure- II.11. Section réduite du poteau.

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{en zone III}$$

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq h_e / 20$$

$$1/4 < (b_1 / h_1) < 4$$

II.6.4.1. Principe :

Les poteaux sont pré dimensionné en compression simple. Nous choisissons les poteaux les plus sollicités de la structure ; c'est-à-dire un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. On utilise un calcul basé sur la descente de charge tous en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

- **Etapes de pré dimensionnement (calcul) :**

Les étapes de calcul

- On considère les poteaux les plus sollicités.
- On calcule les surfaces reprises par chaque poteau.
- On détermine les charges et les surcharges qui reviennent à chaque poteau.
- La section du poteau est alors calculée à l'état limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du béton selon le « **BAEL 91 modifié 99** ».

La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le « **RPA99 version 2003** » [2].

- **La formule générale de la section réduite :**

ART5-5BAEL

$$Br \geq \frac{k \beta Nu}{\frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85}{100} f_{ed}}$$

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1.10 \text{ si plus de la moitié des charges est appliquée avant } 90 \text{ jours} \\ k = 1.20 \text{ si plus de la moitié des charges est appliquée avant } 28 \text{ jours} \\ k = 1 \text{ pour les autres cas} \\ f_{c28} \text{ est remplacer par } f_{cj} \text{ si plus de la moitié des charges est appliquée avant } 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

Br: section réduite du poteau (cm²)

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

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

- f_{c28} : Résistance à la compression du béton $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que
- $\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire

- $\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que
- $\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire
- $\gamma_s = 1$ situation accidentelle
- θ est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :
- $\theta = 1$ $\left\{ \begin{array}{l} : T > 24h \\ : 1h \leq T \leq 24h \\ : T < 1h \end{array} \right.$
- $\theta = 0.9$
- $\theta = 0.85$

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

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

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

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

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

a : la plus petite cote.

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

D'où : $\beta = 1 + 0.2 \times 1 = 1.2$

$$B_r \geq \frac{1 \times 1.2 \times N_u \times 10^3}{1 \times \frac{14.2}{0.9} + \frac{0.85}{100} \times 348} = 0.64 \text{ Nu (cm}^2\text{)}$$

On adopte un poteau carré :

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

• **Remarque :**

Pour tenir compte du problème de continuité on doit majorer la surface offerte aux poteaux intérieurs de 10%.

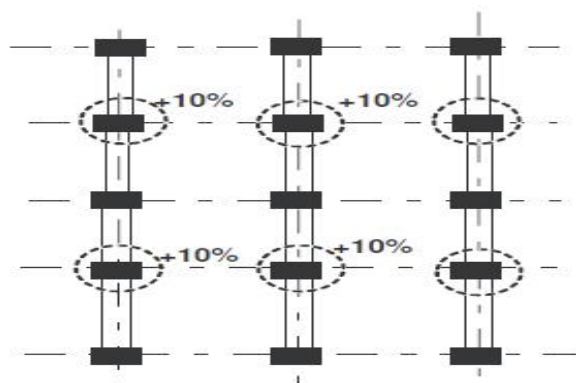


Figure. II.12. Majoration de la surface offerte aux poteaux.

- **Loi de dégression :**

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique, pour leur détermination, la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les charges identiques à chaque étages de 10 % par étage jusqu'à $0.5 \times Q$ sauf le dernier et l'avant-dernier niveau.

NB :

Cette loi est applicable seulement sur les étages à usage d'habitation.

D'après le DTRBC 2.2 5 :

$$\diamond Q_0 = \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) .$$

Avec :

n : Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est "0").

Q₀ : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂, ..., Q_n : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage.

6ème étage : $Q_{cum} = Q_0 = 1 \text{ KN/m}^2$

5ème étage : $Q_{cum} = Q_0 + Q_1 = 1 + 1.5 = 2.5 \text{ KN/m}^2$

4ème étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 1 + 0,95(1.5 + 1.5) = 3.85 \text{ KN/m}^2$

3ème étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 1 + 0,90(1.5 + 1.5 + 1.5) = 5.05 \text{ KN/m}^2$

2ème étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 1 + 0,85(1.5 + 1.5 + 1.5 + 1.5) = 6.1 \text{ KN/m}^2$

1ème étage : $Q_{cum} = Q_0 + Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 = 1 + 1.5 + 1.5 + 1.5 + 1.5 + 1.5 = 8.5 \text{ KN/m}^2$

R D C : $Q_{cum} = Q_0 + Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 = 1 + 6(1.5) = 10 \text{ KN/m}^2$

Entre sol : $Q_{cum} = Q_0 + Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 = 1 + 7(1.5) = 11.5 \text{ KN/m}^2$

II.6.4.2. Calcul des surfaces et charges et surcharges revenant aux poteaux :

NB :

Le poteau le plus sollicité de cette structure c'est celui qui a la plus grande surface d'influence.

Poteau central

Surface :

$$s = \left(\frac{5.40}{2} + \frac{5.00}{2} \right) * \left(\frac{3.40}{2} + \frac{3.40}{2} \right) = 17.68.$$

Surface majoré:

$$s' = s * 1.1 = 17.68 * 1.1 = 19.44m^2$$

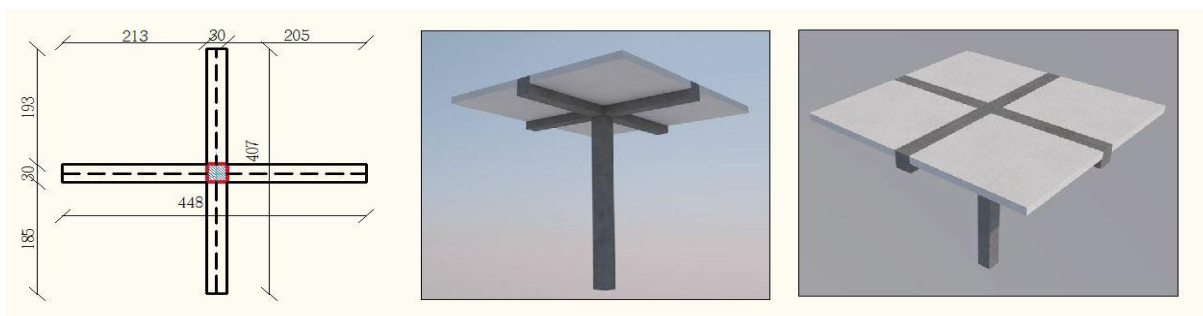


Figure- II.13. La plus grande surface d'influence.

Charges et sur charges :

Surcharge d'exploitation :

- Plancher terrasse.....1,00 KN/m2
- Plancher étages courants.....1,50 KN/m2
- Balcons.....3,50 KN/m2
- Escalier.....2,50 KN/m2
- Commerce2.50 KN/m2

Les charge :

6^{ème} étage :

$$G_{POUTRE.P} = 0.5 * 0.3 * 5.2 * 25 = 19.5 \text{ Kn.}$$

$$G_{POUTRE.S} = 0.4 * 0.3 * 3.4 * 25 = 10.2 \text{ Kn.}$$

$$G_{terrasse} = 7.61 * 19.44 = 147.93 \text{ Kn.}$$

$$G_{total} = 177.63 \text{ KN}$$

$$G_{total, majoré} = 195.39 \text{ KN}$$

$$Q_{terrasse} = 19.44 \text{ KN}$$

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

RDC, 1, 2, 3, 4, 5^{ème} étage:

$$G_{POUTRE.P} = 0.5 * 0.3 * 3.4 * 25 = 19.5 \text{ Kn.}$$

$$G_{POUTRE.S} = 0.4 * 0.3 * 5.2 * 25 = 10.2 \text{ Kn.}$$

$$G_{corp creux} = 5.74 * 19.44 = 111.58 \text{ Kn.}$$

$$G_{total} = 141.28 \text{ KN}$$

$$G_{total,majoré} = 155.4 \text{ KN}$$

$$Q_{(1,2,3,4,5)étage} = 29.16 \text{ KN}$$

$$Q_{Rdc} = 48.6 \text{ KN}$$

II.6.4.3. Effort normal à retenir pour le pré-dimensionnement des poteaux :

On majorera N_u de 10% conformément aux règles CBA93 et BAEL91/99, pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas de bâtiment comportant au moins trois travées.

Niveau	G (kn/m ²)	G _{maj} (kn/m ²)	Nu cum (kn/m ²)	Br (cm ²)	a (cm ²)	Section Adopté
Terrasse	7,61	8,37	/	/	/	/
6^{ème} étage	5,74	6,31	248,95	159,32	14,62	35x35
5^{ème} étage	5,74	6,31	458,48	293,42	19,12	35x35
4^{ème} étage	5,74	6,31	668,01	427,52	22,67	40x40
3^{ème} étage	5,74	6,31	877,54	561,62	25,69	40x40
2^{ème} étage	5,74	6,31	1087,07	695,72	28,37	45x45
1^{ème} étage	5,74	6,31	1296,60	828,89	30,34	45x45
RDC	5,74	6,31	1535,30	982,59	33,34	50x50
ES	/	/	1335,30	982,59	33,34	50x50

Tableau II.8. Dimensionnement des poteaux

II.6.4.3.- Les vérification :

a) vérification de l'RPA:

L'article 7.4.1 du RPA 99 exige que les dimensions des sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

b_1, h_1, h_e : les dimensions du poteau :

Pour la zone III on a :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

Etages	Poteaux
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	(35*35)

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
$\text{Min}(b, h) \geq 30 \text{ cm}$	$\text{Min}(b, h) = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$	Oui
$\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20$	$\text{Min}(b, h) = 35 \text{ cm} \geq 306 / 20 = 17.5 \text{ cm}$	Oui
$1/4 \leq (b/h) \leq 4$	$0,25 \leq (35/35) = 1 \leq 4$	Oui

Etages	Poteaux (cm^2)
4 ^{ème} et 3 ^{ème}	(40*40)

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 40cm ≥ 30cm	Oui
Min (b, h) ≥ h_e / 20	Min (b, h) = 40cm ≥ 306 / 20 = 15.3cm	Oui
1/4 ≤ (b/h) ≤ 4	0,25 ≤ (40/40) = 1 ≤ 4	Oui

Etages	Poteaux (cm ²)
2^{ème} et 1^{ème}	(45*45)

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 45cm ≥ 30cm	Oui
Min (b, h) ≥ h_e / 20	Min (b, h) = 45cm ≥ 306 / 20 = 15.3cm	Oui
1/4 ≤ (b/h) ≤ 4	0,25 ≤ (45/45) = 1 ≤ 4	Oui

Etages	Poteaux (cm ²)
RDC et Entre sol	(50*50)

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 50cm ≥ 30cm	Oui
Min (b, h) ≥ h_e / 20	Min (b, h) = 50cm ≥ 425 / 20 = 21.25cm Min (b, h) = 50cm ≥ 272 / 20 = 13.6cm	Oui
1/4 ≤ (b/h) ≤ 4	0,25 ≤ (45/45) = 1 ≤ 4	Oui

b) Vérification au flambement

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

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

Niveau	La section (cm ²)	L _f (m)	I (m ⁴)	i (m)	Λ	λ ≤ 50
6^{ème} et 5^{ème}	(35*35)	306*0.7=2.142	1.25*10 ⁻³	0.10	21.42	oui
4^{ème} et 3^{ème}	(40*40)	306*0.7=2.142	2.13*10 ⁻³	0.11	19.47	oui
1^{er} et 2^{ème}	(45*45)	306*0.7=2.1422	3.41*10 ⁻³	0.12	17.85	oui
RDC	(50*50)	425*0.7=2.975	5.20*10 ⁻³	0.14	21.25	oui
Entre sol	(50*50)	272*0.7=1.904	5.20*10 ⁻³	0.14	13.6	oui

Tableau- II.09.- « Vérification au flambement »

CHAPITRE III

III.1. Calcul des escaliers

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 deux 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.

III.1.2. Charge et surcharge

- Pour étage courant :

➤ à L'ELU :

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

- **Paillasse** : $P_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 7.57) + (1.5 \times 2.5) = 13.7 \text{ KN/m}$.
- **Palier de repos** : $P_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.15) + (1.5 \times 2.5) = 11.2 \text{ KN/m}$

➤ à L'ELS :

$$P_s = G + Q$$

- **Paillasse** : $P_s = G + Q = 7.57 + 2.5 = 9.87 \text{ KN/m}$
- **Palier de repos** : $P_s = G + Q = 5.15 + 2.5 = 8 \text{ KN/m}$

Les charges	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _u (KN/ml)	q _{ser} (KN/ml)
paillasse	7.37	2.5	13.7	9.87
palier	5.49	2.5	11.2	8

Tableau. III.01. Des charges et surcharges.

III.1.2.1. Calcul de ferrailage :

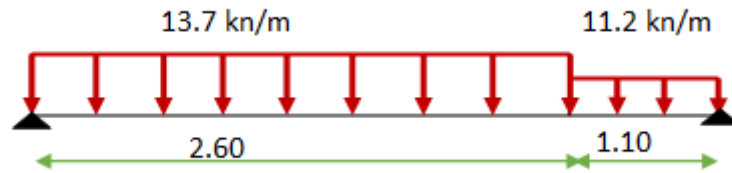


Figure III.01. Schéma statique : ELU

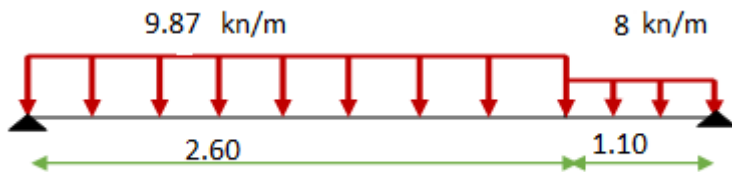


Figure III.02. Schéma statique : ELS

III.1.2.2. Calcul des sollicitations :

- Méthode des tronçons
ELU

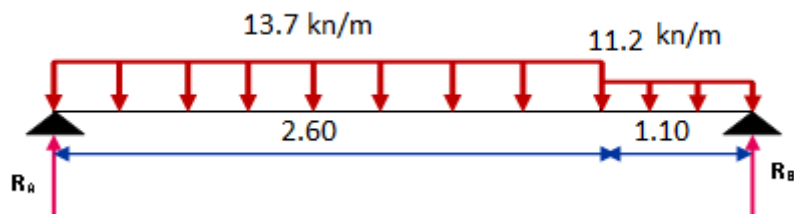


Figure III.03. Schéma statique

Calcul des réactions :

$$\sum F_y = 0 \quad \Rightarrow \quad R_A + R_B = P_1 \times 2.6 + P_2 \times 1.10$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = (13.7 \times 2.6) + (11.2 \times 1.10) = 47.94 \text{ KN}$$

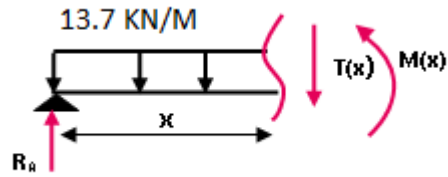
$$\Rightarrow R_A + R_B = 47.94 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \quad \Rightarrow \quad 3.7R_B - 13.7(2.6) \left(\frac{2.6}{2}\right) - 11.2(1.1) \left(\frac{1.1}{2} + 2.6\right) = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 23.01 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 24.93 \text{ KN}$$

• Tronçon : $0 \leq x \leq 2.6\text{m}$:

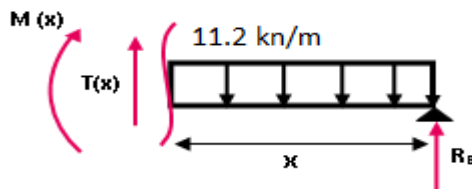


$$\begin{aligned} T(x) &= -P_1(x) + R_A \\ T(x) &= -13.7x + 24.93 \end{aligned} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} T(0) = 24.93 \text{ KN.} \\ T(2.6) = -10.69 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} M(x) &= -P_1(x^2)/2 + R_A(x) \\ M(x) &= -6.85x^2 + 24.93x \end{aligned} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.6) = 18.51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} dM_u(x) / dx &= 0 \quad \Rightarrow \quad T(x) = -13.7x + 24.93 = 0 \\ &\quad \Rightarrow \quad x = 1.82 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad M_{\max} = 22.68 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

• Tronçon : $0 \leq x \leq 1.1\text{m}$:



$$\begin{aligned} T(x) &= P_2(x) - R_B \\ T(x) &= 11.2x - 23.01 \end{aligned} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} T(0) = -23.01 \text{ KN.} \\ T(1.1) = -10.69 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} M(x) &= -P_2(x^2)/2 + R_B(x) \\ M(x) &= -5.6x^2 + 23.01x \end{aligned} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.1) = 18.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Remarque :**

Vu que l'appui d'un escalier n'est pas considéré comme un appui simple réel, les moments à l'appui ne sont pas nuls car les escaliers sont semi encastrés dans leurs appuis. Ce qui implique de prendre les valeurs suivantes des moments.

- $M_z^{\max} = 22.68 \text{ KN.m}$
- Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M_z^{\max} = -0.3 \times 22.68 = -6.8 \text{ KN.m}$
- En travées : $M_{ut} = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 22.68 = 19.27 \text{ KN.m}$

ELS :

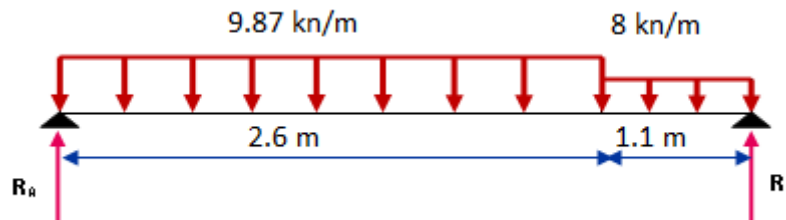


Figure III.04. Schéma statique

Calcul des réactions :

$$\sum F_y = 0 \implies R_A + R_B = P_1 (2.6) + P_2 (1.1)$$

$$\implies R_A + R_B = 9.87 (2.6) + 8 (1.1)$$

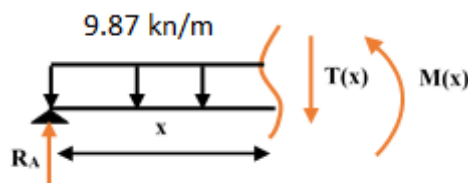
$$\implies \mathbf{R_A + R_B = 34.46 \text{ KN}}$$

$$\sum M_A = 0 \implies R_B (3.7) - P_1 \frac{(2.6)^2}{2} - P_2 (1.1) \left(\frac{1.1}{2} + 2.6 \right) \implies \mathbf{R_B = 16.5 \text{ KN}}$$

$$\implies \mathbf{R_A = 17.95 \text{ KN}}$$

Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

❖ **Tronçon 1 : $0 \text{ m} \leq x \leq 2.4$:**



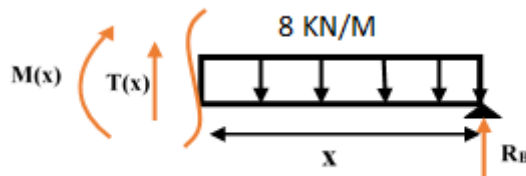
$$\begin{aligned} T(x) &= -P_1(x) + R_A \\ T(x) &= -9.87x + 17.95 \end{aligned} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} T(0) = 17.95 \text{ KN} \\ T(2.6) = -7.71 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} M(x) &= -P_1\left(\frac{x^2}{2}\right) + R_A(x) \\ M(x) &= -4.935(x^2) + 17.95(x) \end{aligned} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.6) = 13.31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{dMu(x)}{dx(x)} = 0 \quad \Rightarrow \quad T(x) = -9.87(x) + 17.95 = 0 \quad \Rightarrow \quad X = 1.82 \text{ m}$$

$$M_{\max} = -4.935(1.82)^2 + 17.95(1.82) \quad \Rightarrow \quad M_{\max} = 16.32 \text{ KN.m}$$

❖ **Tronçon 2 : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.1$:**



$$\begin{aligned} T(x) &= P_2(x) - R_B \\ T(x) &= 8x - 16.5 \end{aligned} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} T(0) = -16.5 \text{ KN} \\ T(1.1) = -7.71 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} M(x) &= -P_2\left(\frac{x^2}{2}\right) + R_B(x) \\ M(x) &= -4x^2 + 16.5x \end{aligned} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.1) = 13.31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments M_{\max} au niveau des appuis et en travée.

Donc :

- Aux appuis : $M_{sa} = -0,3 M_Z^{\max}$
- En travées : $M_{st} = 0.85 M_Z^{\max}$

• Tableau récapitulatif des moments :

L'ETAT	M _{appuis} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)
ELS	-4.89	13.87

Tableau. III.02. Des récapitulatif des moments.

Diagramme des moments et des efforts tranchants :

à L'ELU :

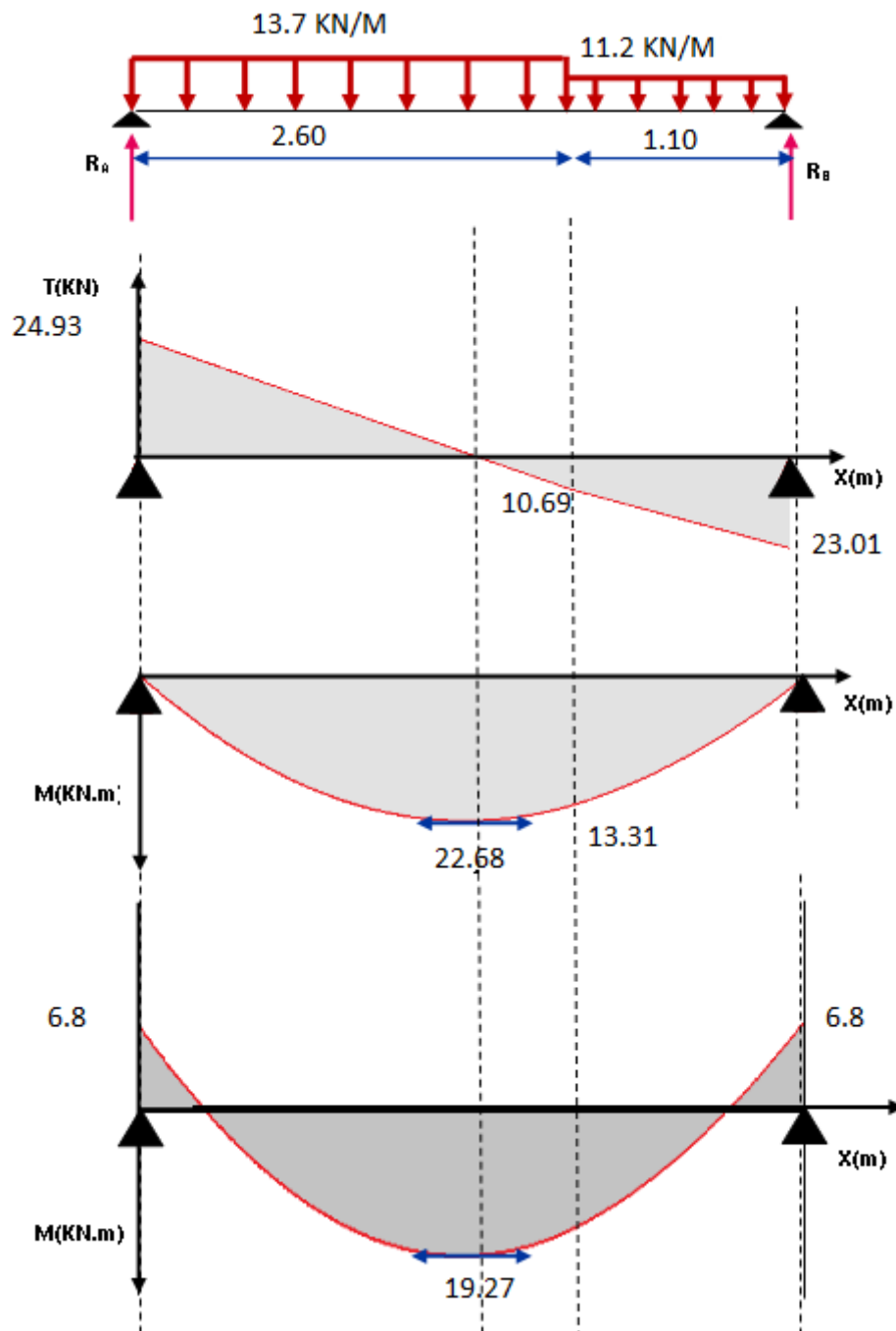


Figure III.05. Diagrammes des moments.

➤ à L'ELS:

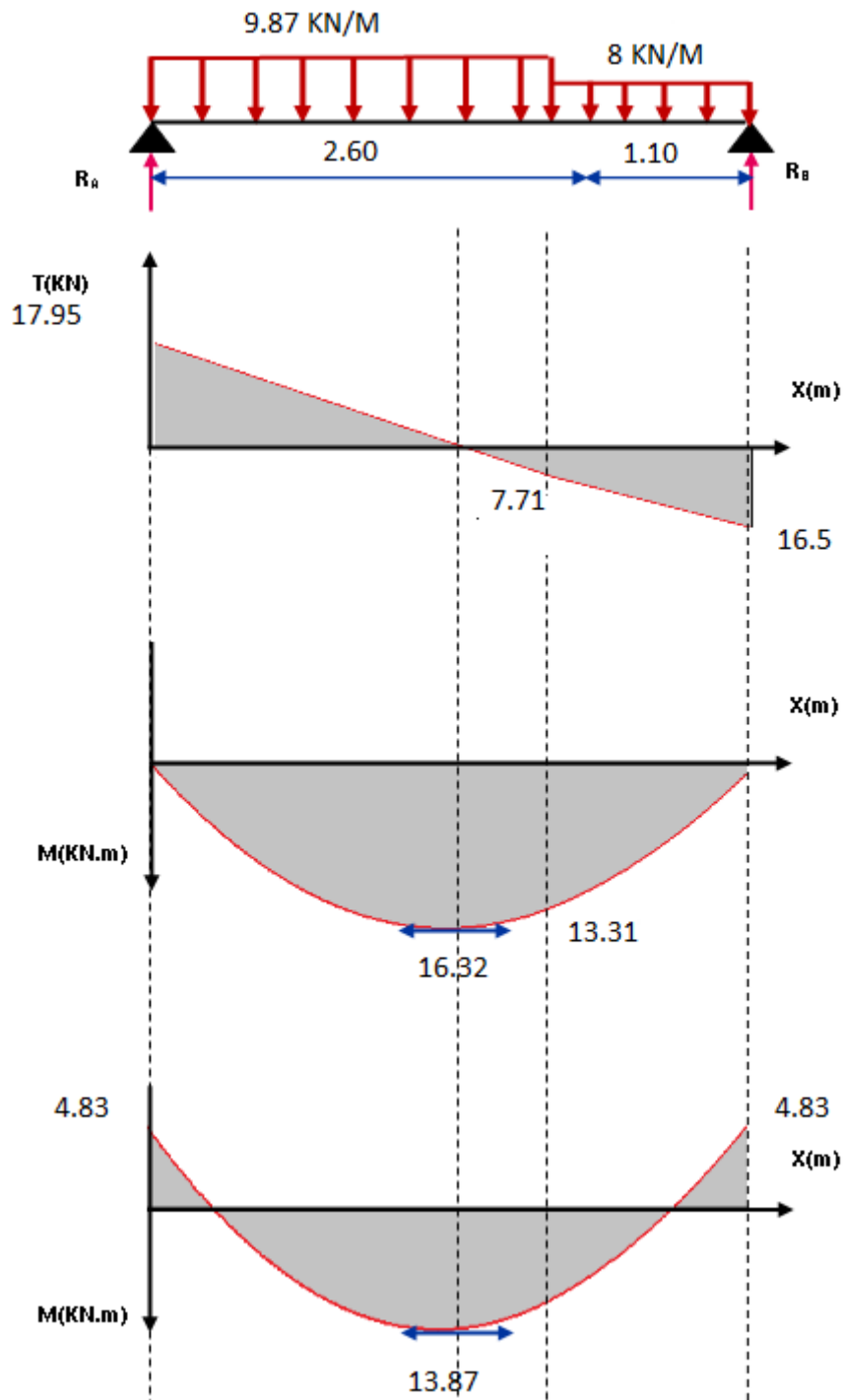


Figure III.06. Diagrammes des moments

III.1.2.3. Ferrailage à LELU

a) Armatures longitudinales

On considère une section rectangulaire soumise à la flexion simple, en prenant une bande de largeur $b=1\text{m}$

- **En travée**

$$M_t = 19.27 \text{ KN.m} ; b = 1\text{m} ; h = 15\text{cm} ; d = 0.9h = 13.5\text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19.27 \times 10^{-4}}{0.1 \times (0.135)^2 \times 14.2} = 0.074$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{SR}} = \frac{19.27}{13.87} = 1.38$$

D'où : $\mu_{lu} = 0.292$

$$\mu_{bu} = 0.068 < \mu_{lu} = 0.292 \Rightarrow A' = 0 \text{ (section simplement armée -SSA-)}$$

$$\mu_{bu} < 0.275 \Rightarrow \text{méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 13.5(1 - (0.6 \times 0.068)) = 12.94\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z_b f_{ed}} = \frac{19.27 \times 10^6}{12.94 \times 348} = 4.27\text{cm}^2$$

On adopte : $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$ soit : **5HA12/ml** avec $St = 20 \text{ cm}$

- **En appuis :**

$$M_a = 6.8 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.024 < \mu_{lu} = 0.292 \Rightarrow A' = 0 \text{ (section simplement armée -SSA-)}$$

$$\mu_{bu} < 0.275 \Rightarrow \text{méthode simplifiée}$$

$$Z_b = 13.3 \text{ cm} \text{ et } A_a = 1.34 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA12/ml** $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$ Avec $St = 20 \text{ cm}$

b) Armatures de répartitions

- **En travée**

$$A_{rt} = A_s / 4 = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10 = 4.27 cm²** Avec $St = 20 \text{ cm}$

- **En appuis :**

$$A_{ra} = A_a / 4 = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10 = 4.27 cm²** Avec $St = 20 \text{ cm}$

❖ Les Vérifications

• A l'ELU

1) Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 b d (f_{t28} / f_e) \Rightarrow A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$A_a = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} \dots\dots\dots \text{CV}$$

2) Vérification de la disposition des armatures :(Art824BAEL91)

Armatures longitudinales :

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

$$St = 20\text{cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Armatures de répartitions :

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

$$St = 20\text{cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

3) Vérification de la longueur d'ancrage

$$L_s = \frac{\phi}{4\tau_{su}} f_e$$

Avec : L_s : longueur de scellement droit des barres

$$\tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} \quad \Psi = 1,5 \text{ pour FeE400}$$

$$\tau_{su} = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25\text{cm}$$

$$L_s = 42,25\text{cm}$$

Pour des raisons pratiques, on adoptera un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après le BAEL est fixée parfaitement pour les aciers à haute adhérence à :

$$L_r = 0,4 L_s \quad (L_r : \text{longueur d'ancrage})$$

$$D'où : \quad L_r = 0,4 \times 42,25 = 16,9\text{cm}$$

$$\text{Soit :} \quad L_r = 20\text{cm}$$

4) Vérification de l'effort tranchant

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira le cas le plus défavorable ($T_u \max = 17,6 \text{ KN}$). Donc il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{24,93 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,18 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5MPa) = 3,25MPa \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = 0,18MPa \leq \bar{\tau}_u = 3,25MPa \quad \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

5) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

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

$$V_u \leq 0.4b0.9d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.4 \times 1 \times 0.135 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 90KN$$

$$V_u = 24.93KN \leq 90KN \quad \dots\dots\dots CV$$

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

- **Influence sur les armatures longitudinales inférieures**

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

$$A \geq \frac{1.15 \times 10}{400} \left[24.93 + \frac{6.8}{0.135} \right]$$

$$A = 5.65cm^2 > 2.16 cm^2 \quad C.V$$

6) Vérification de la condition d'adhérence (BAEL 91 Art A 6,13) :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{24.93 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 78.53} = 2.61MPa$$

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

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

❖ Vérification à l'ELS

1) Contrainte de compression dans le béton

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

On a :

$$\sigma_{bc} = y_1 \cdot k \quad ; \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa$$

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

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

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

• **En travée**

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

$Y=4.01\text{cm}^2$

$$I = \frac{100 \times 4.01^3}{3} + 15 \times 5.65(13.5 - 4.01)^2 = 9781.96\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{6.8 \times 10^3 \times 10^3}{9781.96 \times 10^4} \times 4.01 \times 10 = 2.78\text{Mpa}$$

$\overline{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc} \dots \dots \text{CV}$

• **Aux appuis**

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

$Y=4.01\text{cm}^2$

$$I = \frac{100 \times 4.01^3}{3} + 15 \times 5.65(13.5 - 4.01)^2 = 9781.96\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{4.83 \times 10^3 \times 10^3}{9781.96 \times 10^4} \times 4.01 \times 10 = 1.98\text{Mpa}$$

$\overline{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc} \dots \dots \text{CV}$

2) Vérification de la contrainte d'acier

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

❖ **Vérification de la flèche**

• **Vérifications des conditions**

• $\frac{h}{l} > \frac{1}{16} = 0.042 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{C. V}$

• $\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 0.0041 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{C.V}$

• $\frac{h}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10 \cdot M_{0 \text{ ser}}} \quad 0.084 > 0.08 \dots \dots \dots \text{C.V}$

Toute les Conditions sont vérifiées, donc le dimensionnement est adoptable.

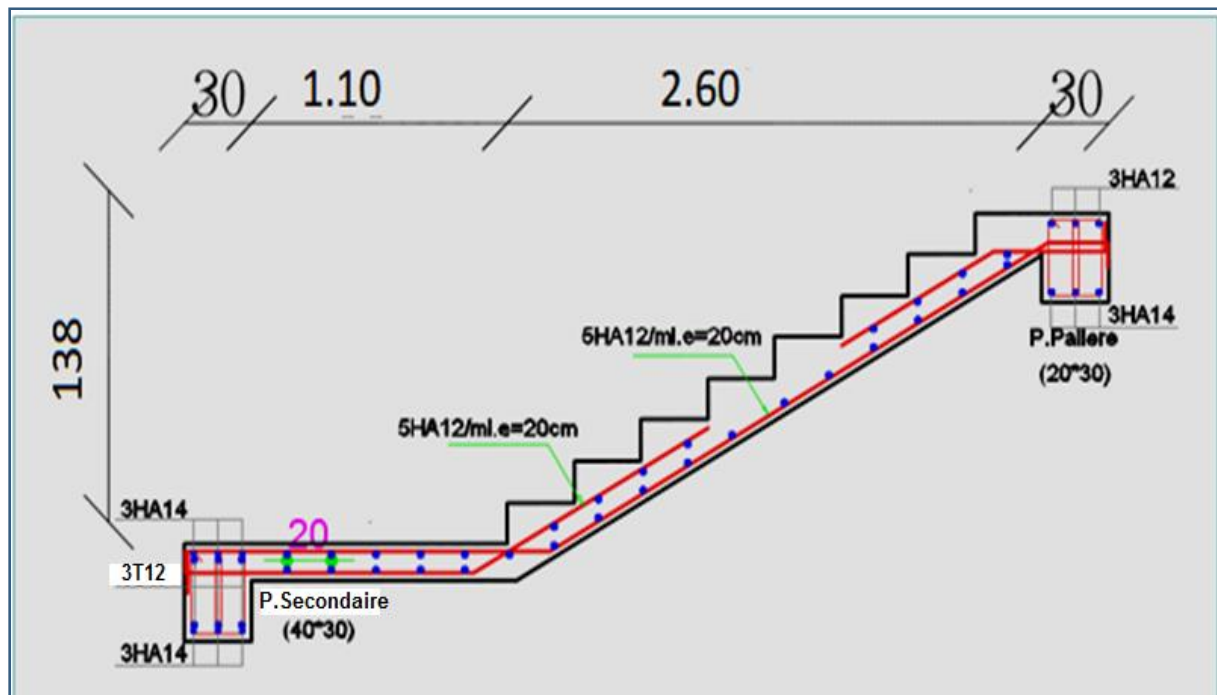


Figure III.07. Schéma du ferrailage

III.1.5.LA POUTRE PALIERE

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.
- ❖ Poids propre de la maçonnerie.
- ❖ Charges et sur charges de l'escalier.

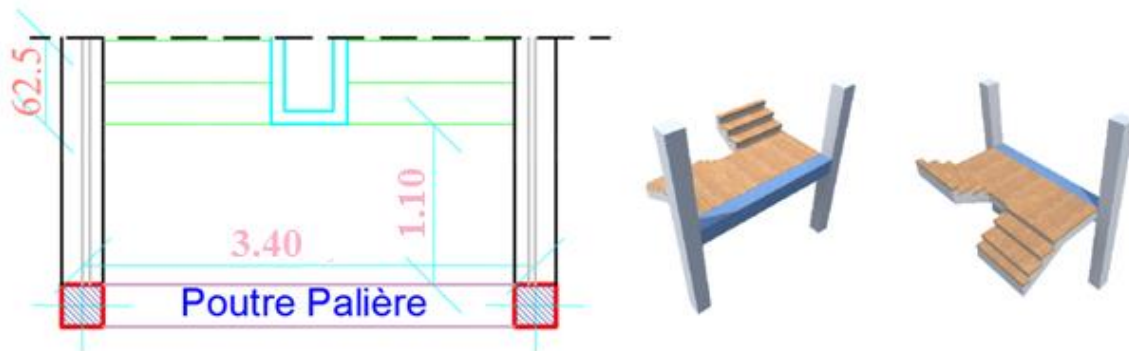


Figure III.8. Schéma de la poutre palière.

III.1.5.1. Pré-dimensionnement de la poutre palière

L : la distance entre les axes des poteaux.

b : la largeur de la poutre.

h : la hauteur de la poutre.

Selon BAEL/91 (Critère de rigidité)

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,4h < b \leq 0,7h \end{cases}$$

$$L = 340\text{cm} \Rightarrow \begin{cases} 22.66 \leq h \leq 34 \rightarrow h = 30\text{ cm.} \\ 12 < b \leq 21 \rightarrow b = 20\text{ cm.} \end{cases}$$

Condition du R.P.A 99

$$\begin{cases} h \geq 25\text{ cm} \\ b \geq 20\text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 30 \geq 25\text{ cm.....CV} \\ b = 20 \geq 20\text{ cm.....CV} \\ (30/20) = 1,5 \leq 4\text{...CV} \end{cases}$$

Soit :

$$\mathbf{b \times h \text{ (20 \times 30) cm}^2}$$

III.1.5.2. Evaluation des charges

- le poids propre : $25 \times 0.3 \times 0.2 = 1.5 \text{ KN/m}$.
- Maçonnerie : $2.4 \times (3.06 - 0.30) / 2 = 3.31 \text{ KN/m}$.
- Réaction due à l'escalier :
- La paillasse : $G_{\text{PAILLASSE}} = 7.37 \times 0.625 = 4.61 \text{ KN/m}$
- Le palier : $G_{\text{palier}} = 5.49 \times 1.10 = 6.04 \text{ KN/m}$
- Sur charges : $Q = 1.775 \times 2.5 = 4.43 \text{ KN/m}$

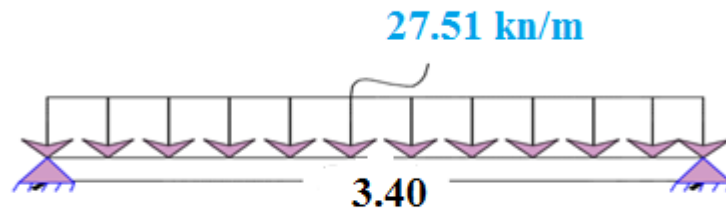
III.1.5.3. Sollicitations

- ELU

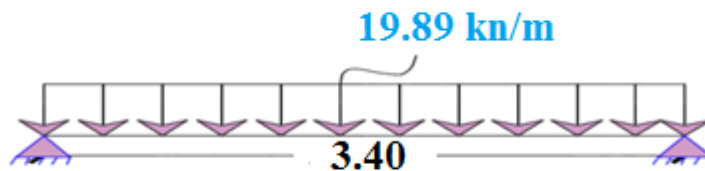
- $q_u = 1.35G + P_u$
- $p_u = 1.35(4.61 + 6.04) + 1.5(4.43) = 21.02 \text{ KN/m}$
- $q_u = 1.35(1.5 + 3.31) + 21.02 = 27.51 \text{ KN/m}$

- ELS

- $q_s = G + P_s$
- $p_s = (4.61 + 6.04) + (4.43) = 15.08 \text{ KN/m}$
- $q_s = (1.5 + 3.31) + 15.08 = 19.89 \text{ KN/m}$



- Figure III.9. Schéma statique a ELU.



- Figure III.10. Schéma statique à ELS

III.1.5.4. Les réactions et le moment

ELU

$$R_a = R_b = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{27.51 \times 3.40}{2} = 46.77 \text{ KN}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{27.51(3.40)^2}{8} = 39.75 \text{ KN.m}$$

ELS

$$R_a = R_b = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{19.89 \times 3.40}{2} = 33.70 \text{ KN}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{19.89(3.40)^2}{8} = 28.74 \text{ KN.m}$$

❖ **Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant**

ELU

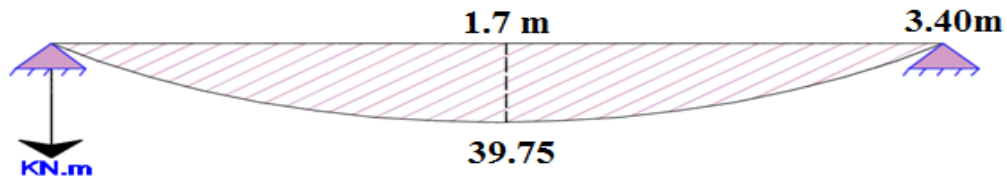


Figure III.11. Diagrammes des moments.

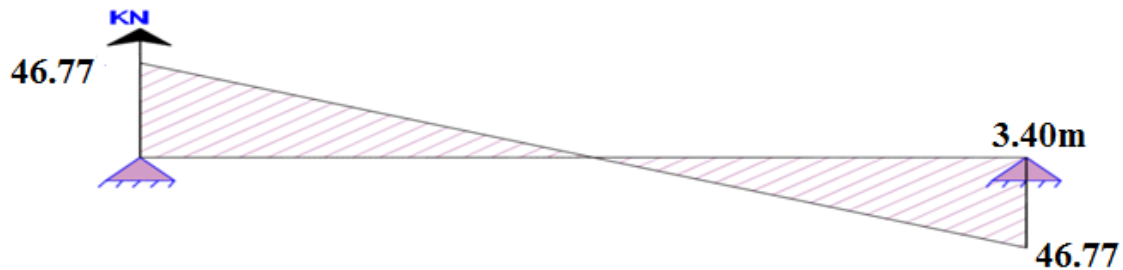


Figure III.12. Diagrammes des efforts tranchants.

ELS

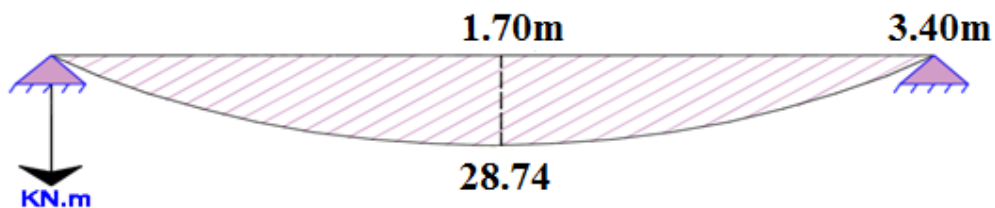


Figure III.13. Diagrammes des moments.

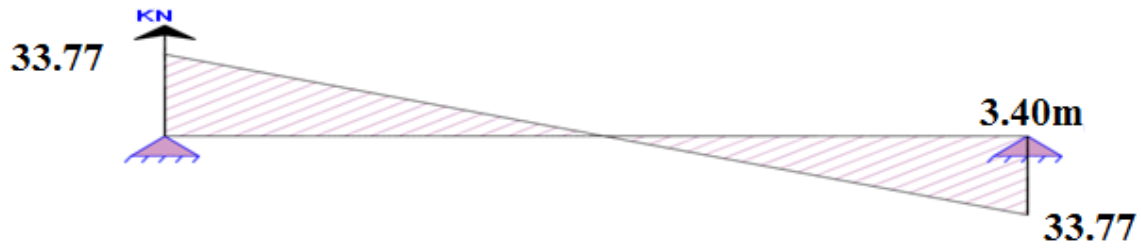


Figure III.14. Diagrammes des efforts tranchants.

En tenant compte du semi encastrement au niveau des appuis, nous obtiendrons les résultats suivants :

$$M_{appuis} = -0.3 M_0$$

$$M_{travées} = 0.85 M_0$$

à L'ELU :

$$M_a = -0.3 \times 39.75 = -11.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 0.85 \times 39.75 = 33.79 \text{ KN.m}$$

à L'ELS :

$$M_a = -0.3 \times 28.74 = -8.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts} = 0.85 \times 28.74 = 24.43 \text{ KN.m}$$

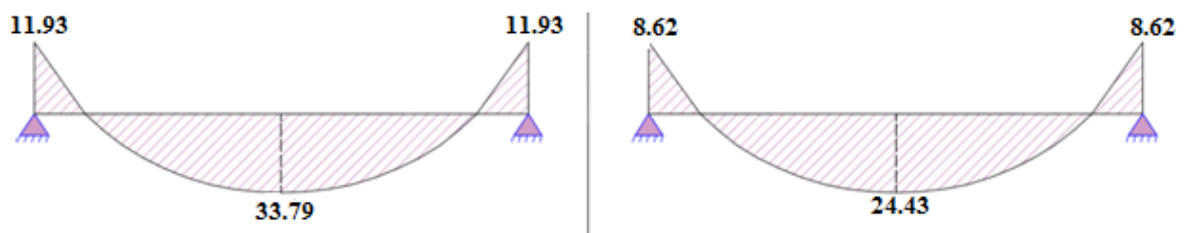


Figure III.15. Diagrammes des moments retenus.

III.1.5.5. Ferrailage à LELU

- *En Travée*

$$M_{tu} = M_u = 33.79 \text{ KNm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \times d^2 \times F_{bu}} = \frac{33.79 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,27^2 \times 14.2} = 0.163$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{33.79}{24.43} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.38) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.292$$

$$\mu_{bu} = 0.151 < \mu_{lu} = 0.292 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.151 < 0.275 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.27[1 - 0.6(0.151)] = 0.24$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{33.79 \times 10^{-3}}{0.24 \times 348} = 4.04 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA 14** avec : **As = 3.62 cm²**

- **Aux appuis**

$$M_{au} = 11.93 \text{ KNm} \quad ; \quad M_{aser} = 8.62 \text{ KNm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \times d^2 \times F_{bu}} = \frac{11.93 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,27^2 \times 14.2} = 0.057$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{11.93}{8.62} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.38) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.292$$

$$\mu_{bu} = 0.053 < \mu_{lu} = 0.292 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.053 < 0.275 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.27[1 - 0.6(0.053)] = 0.26 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{11.93 \times 10^{-3}}{0.26 \times 348} = 1.18 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA 12** avec : **A = 3.39 cm²**

❖ Vérification des Armatures longitudinales selon RPA 99V2003/ Art 7.5.2 .1)

Le **RPA99** exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute la section.

$$4.62+3.39=8.01\text{cm}^2 > \frac{0.5bh}{100} = \frac{0.5*20*30}{100} = 3\text{cm}^2 \quad \text{C.V}$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit 4% en zone courante.

$$8.01\text{ cm}^2 < \frac{4bh}{100} = \frac{4*30*20}{100} = 24\text{cm}^2 \quad \text{C.V}$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit 4% en zone nodale.

$$8.01\text{ cm}^2 < \frac{6bh}{100} = \frac{6*30*20}{100} = 36\text{cm}^2 \quad \text{C.V}$$

Armatures transversales

- Diamètre des armatures [B.A.E.L 91 A.7-4.2.3.]

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l \right\} = \min \{ 8.57\text{mm}, 20\text{mm}, 14\text{mm} \}$$

$$\Phi_t \leq 8.57\text{ mm} \Rightarrow \Phi_t = 8\text{ mm}$$

- Espacement des cadres [B.A.E.L 91 A.7-4.2.5.]

$$\text{L'espace maximal des cadres : } S_t \leq \min \begin{cases} 0,9d = 24.3\text{cm} \\ 40\text{cm} \\ 15\phi'_{lmin} = 18\text{cm} \end{cases}$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \quad S_t = 15\text{cm.} \quad \Rightarrow$$

Espacement des barres : D'après RPA99 Art7.5.2.2 on obtient :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{h_t}{4}, 12\phi_L \right) \text{ en prend : } S_t = 7\text{cm}$$

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \frac{h_t}{2} = 15\text{cm en prend : } S_t = 15\text{cm}$$

III.1.5.6. Vérification à l'ELU :

- Condition de non fragilité

$$A_t \geq A_{min}$$

$$A_a \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{Fe} = \frac{0.23 \times 0.32(0.27)(2.1)}{400} = 1.04 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.62 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.04 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.30 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• **Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 5-1.2)**

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

$$V_u = T_{max} = R_a + R_b = 80.54 \text{ KN (dans notre cas de la charge)}$$

$$\tau_u = \frac{46.77 \times 10^3}{20 \times 27 \times 10^2} = 0.86 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 0.86 < \bar{\tau}_u = 3.33 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

N'Y a pas de risque de cisaillement.

• **Vérification de la condition d'adhérence (BAEL 91 Art A 6,13)**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

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

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times \pi \times 1.4 = 13.18 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{46.77 \times 10^3}{270 \times 0.9 \times 131.8} = 1.4 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$$

• **Contrainte de compression dans le béton**

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

On a:

$$\sigma_{bc} = \gamma_1 \cdot k \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

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

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

En travée

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

$$Y = 9.69 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{20 \times 9.69^3}{3} + 15 \times 3.62(27 - 9.69)^2 = 22335.92 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{24.43 \times 10^3 \times 10^3}{22335.92 \times 10^4} \times 9.69 \times 10 = 10.59 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc} \dots \text{CV}$$

Aux appuis

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

$$Y = 9.44 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{100 \times 9.44^3}{3} + 15 \times 3.39(27 - 9.44)^2 = 21301.31 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{8.62 \times 10^3 \times 10^3}{21301.31 \times 10^4} \times 9.44 \times 10 = 3.35 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc} \dots \text{CV}$$

❖ Vérification de la flèche

Vérifications des conditions

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{16} = 0.0882 > 0.0625 \dots \text{C. V}$
- $\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0067 \leq 0.0105 \dots \text{C.V}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10 \cdot M_{0 \text{ ser}}} = 0.0923 > 0.0889 \dots \text{c.v}$

Toutes les Conditions sont vérifiées, donc le dimensionnement est adoptable.

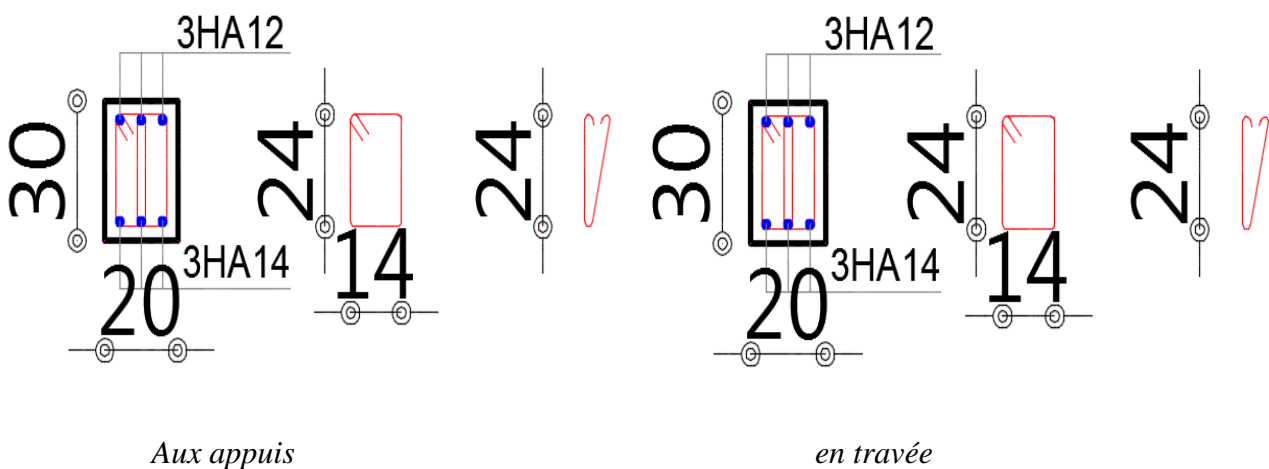


Figure III.16. Schéma du ferrailage de la poutre palière.

III.2. Etude des planchers

❖ Introduction

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

- Transmettre les charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Supporter les charges permanentes et les surcharges d'exploitation.

III.2.1. Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 04 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés).

L'espacement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

III.2.1.1. Calcul des armatures

Lorsque :

$$L1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \quad \text{et} \quad A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \quad \text{en cm}^2 / \text{ml.}$$

Lorsque :

Lorsque

$$50 \text{ cm} \leq L1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot L1}{f_e} \quad \text{et} \quad A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \quad \text{en cm}^2 / \text{ml.}$$

$$\text{On a : } \Rightarrow 50 \text{ cm} < L1 = 60 \text{ cm} < 80 \text{ cm}$$

Avec :

A_{\perp} : La section des armatures perpendiculaires aux nervures.

$A_{//}$: La section des armatures parallèles aux nervures.

$L1$: La distance entre axes des nervures.

f_e : La limite élastique (treillis soudé $\phi \leq 6 \text{ mm}$).

❖ Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot L1}{f_e} = 4 \times \frac{60}{235} = 1,02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\perp} = 1,02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit } A_{\perp} = 5 \phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit } A_{//} = 5 \phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc en optant pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TS) de dimension (15x15) cm².

III.2.2. Calcul des poutrelles

Notre structure présente des planchers à chargements identiques. Le calcul de poutrelles se fera en deux étapes :

- 1^{ère} étape : avant coulage de la dalle de compression.
- 2^{ème} étape : Après coulage de la dalle de compression.

1^{ère} étape : avant coulage de la dalle de compression

On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :

- Son poids propre.
- Poids du corps creux.
- Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN} / \text{m}^2$

❖ Evaluation des charges et surcharges

➤ Charges permanentes

- Poids propre de poutrelle : $0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- Poids de corps creux d'épaisseur : $0,60 \times 0,95 = 0,57 \text{ KN/ml}$

$$G = 0,69 \text{ KN/ml}$$

➤ Surcharge d'exploitation

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

❖ Combinaisons des charges

- ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,5 \times 0,69 + 1,5 \times 1 = 2,53 \text{ KN/ml}$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2,53 \times (5,20)^2}{8} = 8,55 \text{ KN.m}$$

❖ L'effort tranchant

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2,53 \times 5,20}{2} = 6,57 \text{ KN}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}, \quad d = 0,9 \times h = 3,6 \text{ cm},$$

$$h=4\text{cm}, \quad F_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$U_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8.55 \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.036)^2 \times 14.2} = 3.87$$

$$U_{bu} > U_l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad A_s \neq 0$$

NB

Les aciers comprimés sont nécessaires afin d'équilibrer le moment de la section d'armatures, mais on est limité par la section du béton (12x4). Il faut donc soulager la poutrelle par des étalements verticaux pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

2^{ème} étape : Après coulage de la dalle de compression

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

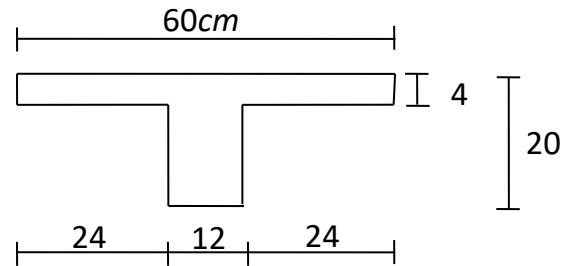


Figure III.17. Dimensions des poutrelles.

$$b=60 \text{ cm}, h_0=4 \text{ cm},$$

$$b_0=12\text{cm}, h=20 \text{ cm}$$

❖ Evaluation des charges ets surcharges

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b(m)	0.6q _u (KN/m)	0.6q _s (KN/m)
Terrasse inaccessible	7.61	1	0.6	7.06	5.16
(6, 5, 4, 3, 2,1)^{ème} étages	5.74	1.5	0.6	6	4.34
RDC	5.3	2.5	0.6	6.54	4.68

Tableau III. 3. Evaluation des charges de la poutrelle.

III.2.2.1. Les types des poutrelles

Pour RDC :

On a (6) types des poutrelles tel que :

- a) -(3) travées avec une longueur de : $L = (13.80m)$.
- b) - (6) travées avec une longueur de : $L = (24.5m)$.
- c)-(2) travées avec une longueur de : $L = (10.40m)$.
- d)-(3) travées avec une longueur de : $L = (10.40m)$.
- e) -(3) travées avec une longueur de : $L = (10.20m)$.
- f) - (6) travées avec une longueur de : $L = (20.60m)$

$$q_u = 6.54 \text{ KN /m}^2$$

$$q_s = 4.68$$

Pour les étages courant :

On a (5) types des poutrelles tel que :

- a) -(2) travées avec une longueur de : $L = (10.40m)$.
- b) - (6) travées avec une longueur de : $L = (24.50m)$.
- c)-(3) travées avec une longueur de : $L = (10.20m)$.
- d)-(3) travées avec une longueur de : $L = (10.40m)$.
- e) -(6) travées avec une longueur de : $L = (20.60m)$.

$$q_u = 6 \text{ KN /m}^2$$

$$q_s = 4.34 \text{ KN/m}$$

Pour la terrasse (inaccessible) :

- a) -(2) travées avec une longueur de : $L = (10.40m)$.
- b) - (6) travées avec une longueur de : $L = (24.50m)$.
- c)-(3) travées avec une longueur de : $L = (10.20m)$.
- d)-(3) travées avec une longueur de : $L = (10.40m)$.
- e) -(6) travées avec une longueur de : $L = (20.60m)$.

$$q_u = 7.06 \text{ KN /}$$

$$q_s = 5.16 \text{ KN/m}$$

Remarque :

En calcul le cas le plus défavorable (ce lui qui a le plus grand chargement), pour les types qui ont la même longueur et en on généralisé le ferrailage pour toutes la structure pour un but de facilité les tache.

Les cas les plus défavorables :

Types	L(m)	q _u (KN/m)	q _s (KN/m)
6 travées	24.5	7.06	5.16
6travées	20.6	7.06	5.16
3travées	13.80	6.54	4.68
3travées	10.40	6.54	4.68
2travées	10.40	6	4.34
3travées	10.20	6	4.34

Tableau III.4. Charges des poutrelles

III.2.2.2. 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.

❖ Méthode forfaitaire**a) Principe de la méthode forfaitaire**

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximums sur appuis et en travées ; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M_0 dans la travée.

b) Condition d'application

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

- 1- $Q \leq \text{Max} (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- 2- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- 3- Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :
 - $0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$.
 - $0.8 \leq L_i / L_{i-1} \leq 1.25$.

4- Fissuration peu nuisible.

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

❖ Vérification des conditions d'application

Pour le type de (6) travées :

$$❖ Q \leq \text{Max}(2G ; 5 \text{ KN/m}^2) \Rightarrow 1 \leq \text{Max}(15.22 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 15.22 \text{ KN/m}^2 \dots \text{cv.}$$

$$❖ 0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25 \Rightarrow \dots \text{cv.}$$

$$❖ 0.8 \leq L_i / L_{i-1} \leq 1.25 \Rightarrow \dots \text{cv.}$$

$$❖ \text{Fissuration peu nuisible} \dots \text{cv.}$$

$$❖ \text{Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées} \dots \text{cv.}$$

❖ Conclusion

Les conditions sont vérifiées \Rightarrow Alors cette méthode est applicable.

❖ Exposé de la méthode

- Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanente et

$$\text{d'exploitation, en valeurs non pondérées } \alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

- M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

Avec :

- (L) longueurs entre nus des appuis,
- M_W : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche,
- M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite,
- M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs M_W , M_e , M_t , doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t \geq \max\{1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_W + M_e}{2}$.
- $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$ pour une travée intermédiaire.
- $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$ pour une travée de rive.

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Remarque

Les moments aux niveaux des appuis de rive sont nuls cependant le **BAEL**, exige de prévoir une quantité d'acier (au niveau de l'appui) équilibrant un moment de **(-0.15M₀)**

Nous avons (6) types à étudier

III.2.2.3. Calcul des moments

Type 1

6 travées d'une longueur (24.5m) :

a) à ELU : $\implies q_u = 7.06 \text{ KN/m}$.

Moment isostatique :

$$M_{01} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7.06(5.40)^2}{8} = 25.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7.06(5)^2}{8} = 22.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7.06(3.40)^2}{8} = 10.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7.06(3.4)^2}{8} = 10.2 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7.06(3.4)^2}{8} = 10.2 \text{ KN.m}$$

$$M_{06} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7.06(3.4)^2}{8} = 10.2 \text{ KN.m}$$

Moment en appui :

$$M_A = -0.15 M_{01} = -3.85 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0.5 \max(M_{01}, M_{02}) = -0.5 M_{01} = -12.86 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.6 \max(M_{02}, M_{03}) = -0.6 M_{02} = -13.23 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0.6 \max(M_{03}, M_{04}) = -6.12 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -0.6 \max(M_{04}, M_{05}) = -6.12 \text{ KN.m}$$

$$M_F = -0.5 \max(M_{05}, M_{06}) = -5.1 \text{ KN.m}$$

$$M_G = -0.15 M_{06} = -1.53 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

Travée de rive :(l=5.40m)

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 7.61} = 0.116$$

$$M_{t1} = (0.6 + 0.15\alpha)M_{01} = 15.88 \text{KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{01}, (1 + 0.3 \alpha)M_{01} \} - \frac{|M_A + M_B|}{2} = 18.66 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 18.66 \text{KN.m}$$

Travée intermédiaire : (l=5m)

$$M_{t1} = (0.5 + 0.15\alpha)M_{02} = 11.41 \text{KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{02}, (1 + 0.3 \alpha)M_{02} \} - \frac{|M_B + M_C|}{2} = 10.12 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 11.41 \text{KN.m}$$

Travée intermédiaire : (l=3.40m)

$$M_{t1} = (0.5 + 0.15\alpha)M_{03} = 5.28 \text{KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{03}, (1 + 0.3 \alpha)M_{03} \} - \frac{|M_C + M_D|}{2} = 1.04 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 5.28 \text{KN.m}$$

Travée intermédiaire : (l=3.40m)

$$M_{t1} = (0.5 + 0.15\alpha)M_{04} = 5.28 \text{KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{04}, (1 + 0.3 \alpha)M_{04} \} - \frac{|M_D + M_E|}{2} = 4.58 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 5.28 \text{KN.m}$$

Travée intermédiaire : (l=3.40m)

$$M_{t1} = (0.5 + 0.15\alpha)M_{05} = 5.28 \text{KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{05}, (1 + 0.3 \alpha)M_{05} \} - \frac{|M_E + M_F|}{2} = 5.1 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 5.28 \text{KN.m}$$

Travée de rive :(l=3.4m)

$$M_{t1} = (0.6 + 0.15\alpha)M_{06} = 6.29 \text{KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{06}, (1 + 0.3 \alpha)M_{06} \} - \frac{|M_F + M_G|}{2} = 7.4 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 7.4 \text{KN.m}$$

III.2.2.4. Calcul d'effort tranchant**Type 1**

(6) travées d'une longueur de (24.50m) :

a) à ELU : $\Rightarrow q_u = 7.06 \text{ KN/m}$.

Travée de rive : (l=5.40m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{5.40}{1 + \sqrt{\frac{12.86 + 18.66}{3.85 + 18.66}}} = 2.48 \text{ m} ,$$

$$b = L - a = 5.40 - 2.48 = 2.92 \text{ m}$$

Avec : (a) : la distance entre l'appui et le point où l'effort tranchant est nul.

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{3.85 + 18.66}{2.48} = -18.15 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{12.86 + 18.66}{2.92} = 21.59 \text{ KN}$$

Travée intermédiaire : (l=5m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{5}{1 + \sqrt{\frac{13.23 + 11.41}{12.86 + 11.41}}} = 2.49 \text{ m}$$

$$b = L - a = 5 - 2.49 = 2.51 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{12.86 + 11.41}{2.49} = -19.49 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{13.23 + 11.41}{2.51} = 19.63 \text{ KN}$$

Travée intermédiaire : (l=3.40m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.40}{1 + \sqrt{\frac{6.12 + 5.28}{13.23 + 5.28}}} = 1.9 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3.40 - 1.9 = 1.5 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{13.23 + 5.28}{1.9} = -19.48 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{6.12 + 5.28}{1.5} = 15.2 \text{ KN}$$

Travée intermédiaire : (l=3.40m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.40}{1 + \sqrt{\frac{6.12 + 5.28}{6.12 + 5.28}}} = 1.7 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3.40 - 1.7 = 1.7 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{6.12 + 5.28}{1.7} = -13.41 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{6.12 + 5.28}{1.7} = 13.41 \text{ KN}$$

Travée intermédiaire : (l=3.40m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.40}{1 + \sqrt{\frac{5.1 + 5.28}{6.12 + 5.28}}} = 1.73 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3.40 - 1.73 = 1.67 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{6.12 + 5.28}{1.73} = -15.2 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{5.1 + 5.28}{1.67} = 12.43 \text{ KN}$$

Travée de rive : (l=3.40m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.40}{1 + \sqrt{\frac{1.53 + 7.4}{5.1 + 7.4}}} = 1.84 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3.40 - 1.84 = 1.56 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{5.1 + 7.4}{1.84} = -13.5 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{1.53 + 7.4}{1.56} = 11.45 \text{ KN}$$

Tableau III.5. des sollicitations a ELU.

Travée	1	2	3	4	5	6
l (m)	5.40	5	3.40	3.40	3.40	3.40
M₀ (KN.m)	25.73	22.06	10.20	10.20	10.20	10.20
N° d'appuis	1	2	3	4	5	6
Coeff forfaitaire	0.15	0.5	0.6	0.6	0.6	0.5
Ma (KN.m)	-3.85	-12.86	-13.23	-6.12	-6.12	-5.1
M_{t1} (kn. m)	15.88	11.41	5.28	5.28	5.28	6.29
M_{t2} (kn. m)	18.66	10.12	1.04	4.58	5.1	7.4
M_t = max(M_{t1}, M_{t2}) (kn. m)	18.66	11.41	5.28	5.28	5.28	7.4
V_w (KN)	-18.15	-19.49	-19.48	-13.41	-15.2	-13.5
V_e (KN)	21.59	19.63	15.2	13.41	12.43	11.45
a (m)	2.48	2.49	1.9	1.7	1.73	1.84
b (m)	2.92	2.51	1.5	1.7	1.67	1.56

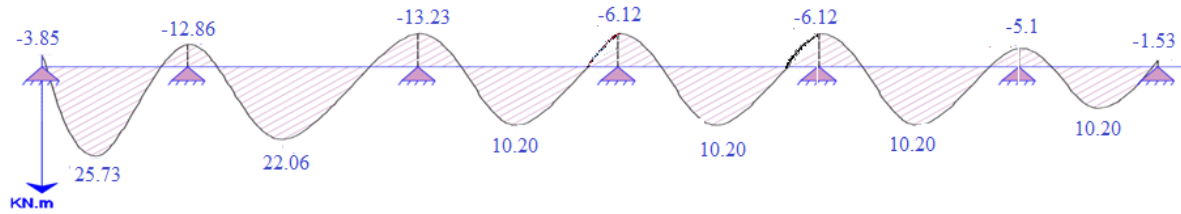


Figure III.18. Diagramme des moments à l'ELU

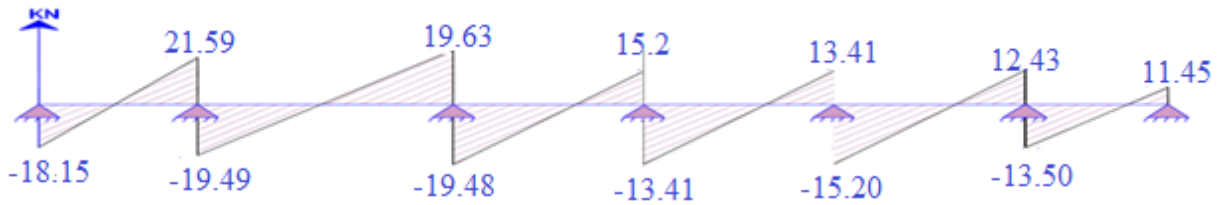


Figure III.19. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

Travée	1	2	3	4	5	6	
l (m)	5.40	5	3.40	3.40	3.40	3.40	
M ₀ (KN.m)	18.80	16.12	7.45	7.45	7.45	7.45	
N° d'appuis	1	2	3	4	5	6	7
Coeff forfaitaire	0.15	0.5	0.6	0.6	0.6	0.5	0.15
Ma (KN.m)	-2.82	-9.4	-9.72	-4.47	-4.47	-3.72	-1.12
M _{t1} (kn. m)	11.6	8.38	3.85	3.85	3.85	4.6	
M _{t2} (kn. m)	13.63	7.45	0.73	3.35	3.73	5.4	
M _t = max(M _{t1} ,M _{t2})(kn. m)	13.63	8.38	3.85	3.85	3.85	5.4	
V _w (KN)	-13.3	-14.28	-14.28	-9.79	-4.81	-9.91	
V _e (KN)	15.77	14.42	11.09	9.79	9.07	8.36	
a (m)	2.48	2.49	1.9	1.7	1.73	1.84	
b (m)	2.92	2.51	1.5	1.7	1.67	1.56	

Tableau III.6. des sollicitations à ELS.

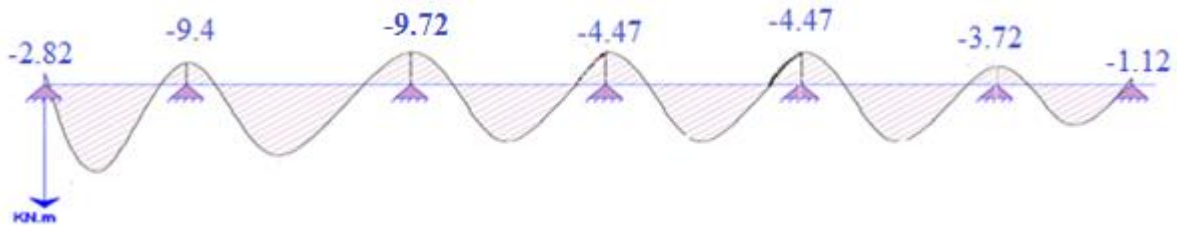


Figure III.20. Diagramme des moments a l'ELS



Figure III.21. Diagramme des efforts tranchants a l'ELS

Type 2

(6) travées d'une longueur (20.6m) :

Les résultats sont représentés dans le tableau :

Travée	1	2	3	4	5	6	
l (m)	5.40	5	3.40	3.40	3.40	3.40	
M ₀ (KN.m)	12.08	10.2	10.2	10.2	10.2	10.2	
N° d'appuis	1	2	3	4	5	6	7
Coeff forfaitaire	0.15	0.5	0.6	0.6	0.6	0.5	0.15
Ma (KN.m)	-1.81	-6.04	-6.12	-6.12	-6.12	-5.1	-1.53
M _{t1} (kn. m)	7.49	5.28	5.28	5.28	5.28	6.3	
M _{t2} (kn. m)	8.76	4.63	4.59	4.59	5.1	7.4	
M _t = max(M _{t1} ,M _{t2})(kn. m)	8.76	5.28	5.28	5.28	5.28	7.4	
V _w (KN)	-12.44	-13.32	-13.41	-13.41	-15.2	-13.5	
V _e (KN)	14.8	13.41	13.41	13.41	12.43	11.45	
a (m)	1.7	1.7	1.7	1.7	1.73	1.84	
b (m)	2	1.7	1.7	1.7	1.67	1.56	

Tableau III.7.des sollicitations a l'ELU.

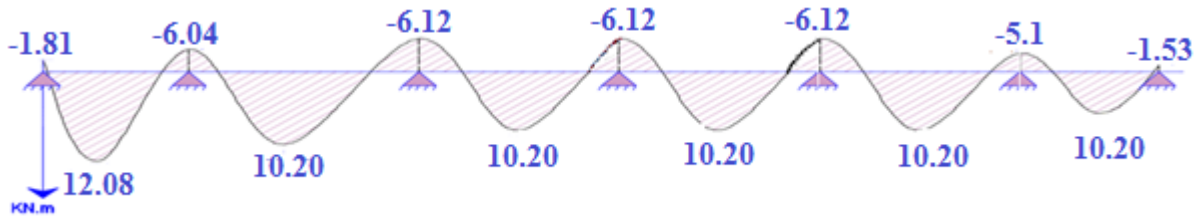


Figure III.22. *Diagramme des moments à l'ELU*

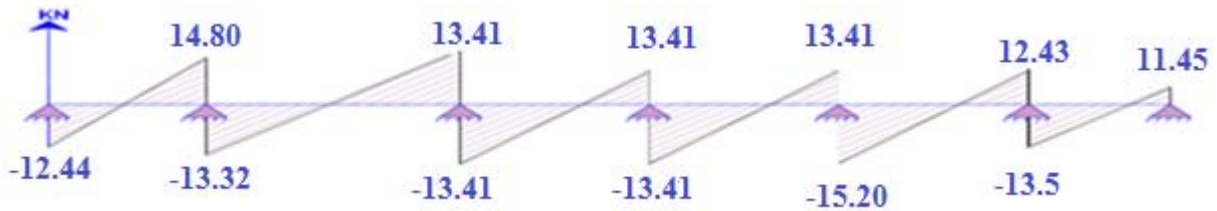


Figure III.23. *Diagramme des efforts tranchants à l'ELU*

Travée	1	2	3	4	5	6	
l (m)	5.40	5	3.40	3.40	3.40	3.40	
M ₀ (KN.m)	8.83	7.45	7.45	7.45	7.45	7.45	
N° d'appuis	1	2	3	4	5	6	7
Coeff forfaitaire	0.15	0.5	0.6	0.6	0.6	0.5	0.15
Ma (KN.m)	-1.32	-4.42	-4.47	-4.47	-4.47	-373	-1.12
M _{t1} (kn. m)	5.48	3.85	3.85	3.85	3.85	4.6	
M _{t2} (kn. m)	6.4	3.38	3.35	3.35	3.72	5.4	
M _t = max(M _{t1} ,M _{t2})(kn. m)	6.4	3.85	3.85	3.85	3.85	5.4	
V _w (KN)	-9.08	-9.73	-9.79	-9.79	-9.61	-9.92	
V _e (KN)	10.82	9.79	9.79	9.79	9.08	8.36	
a (m)	1.7	1.7	1.7	1.7	1.73	1.84	
b (m)	2	1.7	1.7	1.7	1.67	1.56	

Tableau III.8. *des sollicitations à ELS.*

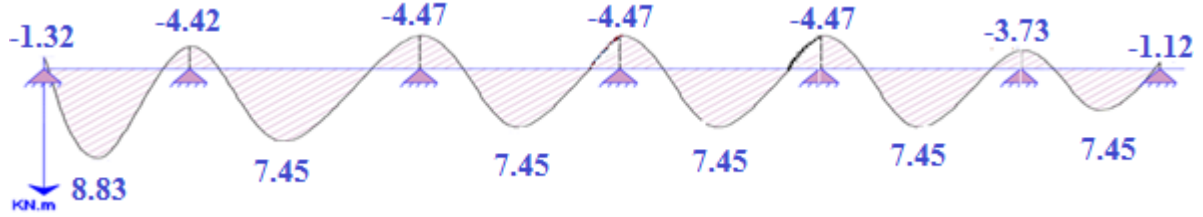


Figure III.24. Diagramme des moments à l'ELS

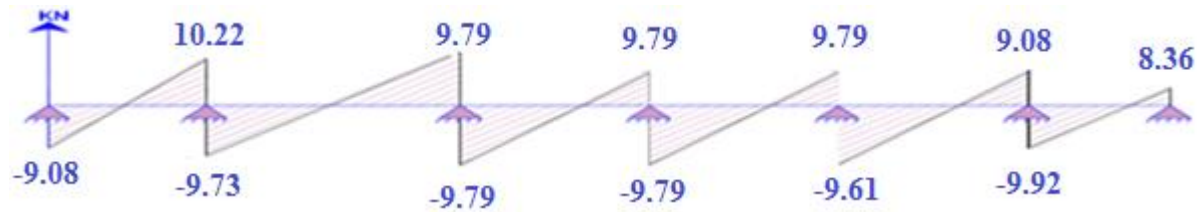


Figure III.25. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Type 3

(3) travées d'une longueur (13.80m) :

Les résultats sont représentés dans le tableau :

Tableau III.9.des sollicitations à ELU.

Travée	1	2		3	
l (m)	5.40	5		3.40	
M ₀ (KN.m)	23.84	20.44		9.45	
N° d'appuis	1	2	3		4
Coeff forfaitaire	0.15	0.5	0.5		0.15
Ma (KN.m)	-3.58	-11.92	-10.22		-1.42
M _{t1} (kn. m)	14.72	10.58		5.83	
M _{t2} (kn. m)	17.82	10.39		4.10	
M _t = max(M _{t1} ,M _{t2})(kn. m)	17.82	10.58		5.83	
V _w (KN)	-17.26	-17.65		-15.81	
V _e (KN)	20.37	16.98		10.58	
a (m)	2.48	2.55		2.03	
b (m)	2.92	2.45		1.37	

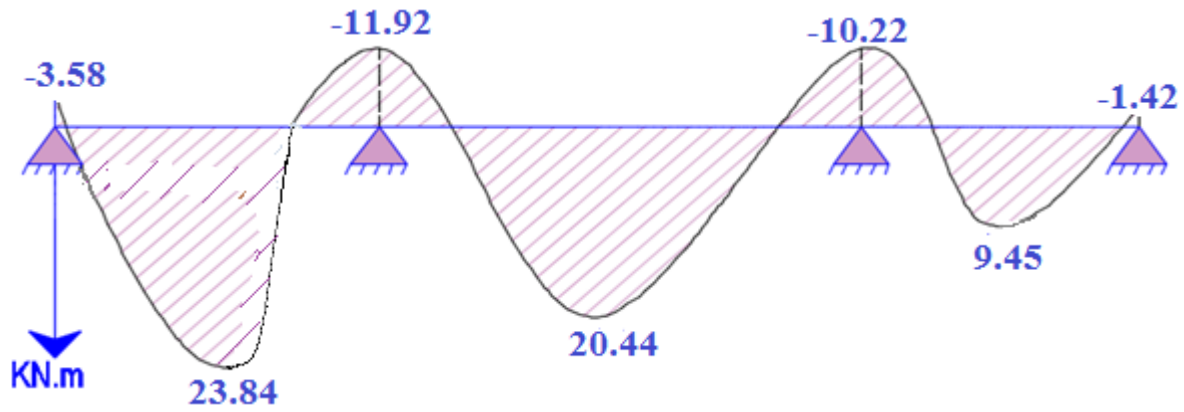


Figure III.26. Diagramme des moments à l'ELU

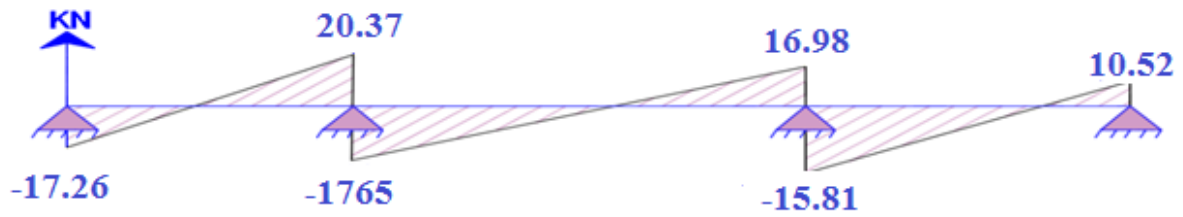


Figure III.27. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

➤ A L'ELS :

Tableau III.10. des sollicitations à ELS.

Travée	1	2		3
l (m)	5.40	5		3.40
M ₀ (KN.m)	17.06	14.63		6.76
N° d'appuis	1	2	3	4
Coeff forfaitaire	0.15	0.5	0.5	0.15
Ma (KN.m)	-2.56	-8.53	-7.32	-1.01
M _{t1} (kn. m)	10.53	7.57		4.17
M _{t2} (kn. m)	11.52	7.44		2.93
M _t = max(M _{t1} ,M _{t2})(kn. m)	11.52	7.57		4.17
V _w (KN)	-11.35	-12.63		-11.32
V _e (KN)	13.73	12.16		7.56
a (m)	2.48	2.55		2.03
b (m)	2.92	2.45		1.37

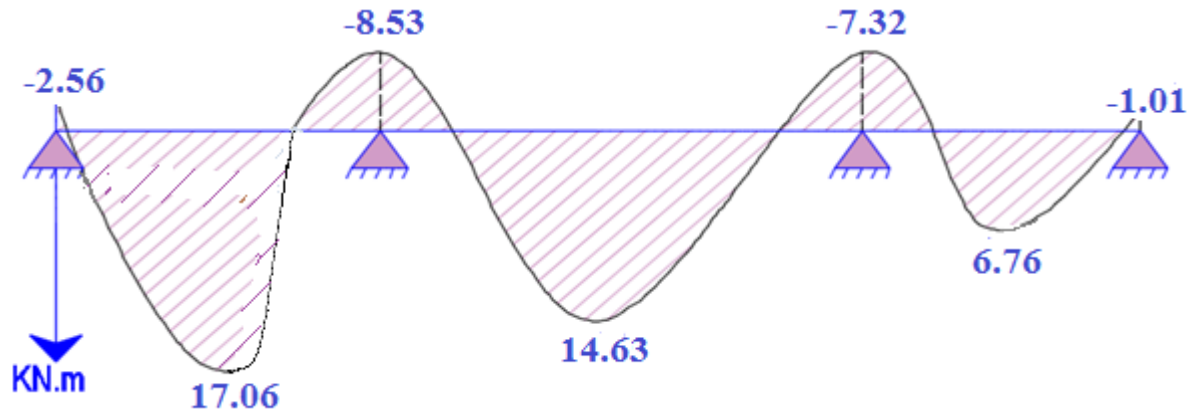


Figure III.28. Diagramme des moments à l'ELS

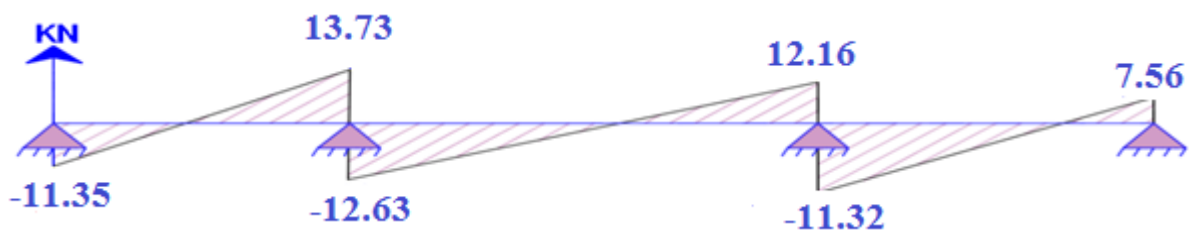


Figure III.29. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Type 4 : (3) travées d'une longueur (10.40m) :

Les résultats sont représentés dans le tableau :

➤ À ELU

Tableau III.11. des sollicitations à ELU.

Travée	1	2		3	
l (m)	3.70	3.40		3.40	
M ₀ (KN.m)	11.19	9.45		9.45	
N° d'appuis	1	2	3		4
Coeff forfaitaire	0.15	0.5	0.5		0.15
Ma (KN.m)	-1.68	-5.60	-4.73		-1.42
M _{t1} (kn. m)	6.91	4.89		5.83	
M _{t2} (kn. m)	8.11	4.76		6.85	
M _t = max(M _{t1} , M _{t2}) (kn. m)	8.11	4.89		6.85	
V _w (KN)	-11.59	-12.06		-12.59	
V _e (KN)	27.15	11.59		10.60	
a (m)	1.69	1.74		1.84	
b (m)	1.01	1.66		1.56	

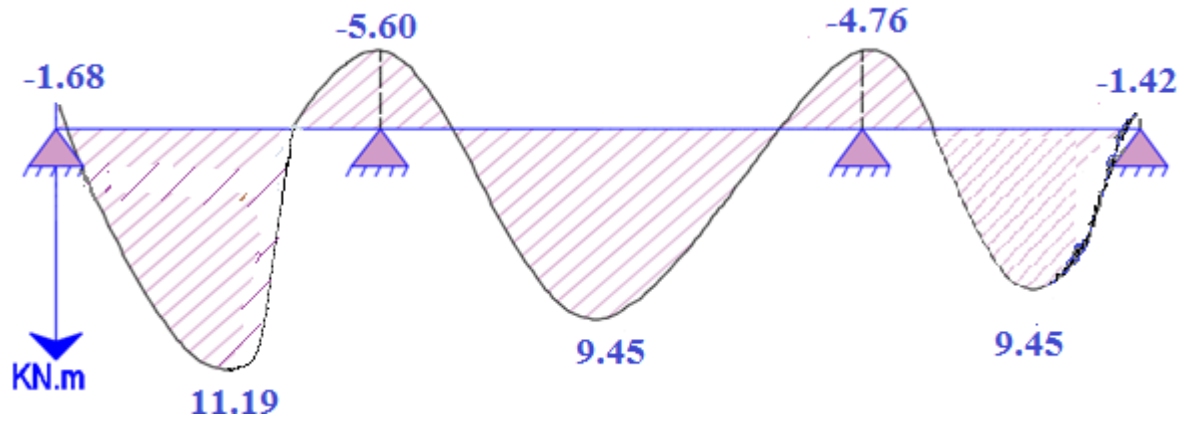


Figure III.30. Diagramme des moments à l'ELU.

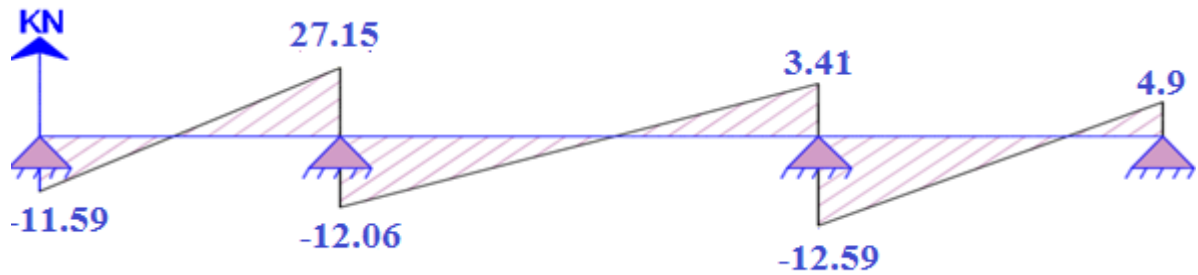


Figure III.31. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

➤ A ELS

Tableau III.12. des sollicitations à ELS.

Travée	1	2		3
l (m)	3.70	3.40		3.40
M ₀ (KN.m)	8	6.76		6.76
N° d'appuis	1	2	3	4
Coeff forfaitaire	0.15	0.5	0.5	0.15
Ma (KN.m)	-1.2	-4	-3.38	-1.01
M _{t1} (kn. m)	4.94	3.5		4.17
M _{t2} (kn. m)	5.8	3.41		4.9
M _t = max(M _{t1} ,M _{t2})(kn. m)	5.8	3.5		4.9
V _w (KN)	-8.29	-8.62		-9
V _e (KN)	19.41	8.29		7.58
a (m)	1.69	1.74		1.84
b (m)	1.01	1.66		1.56

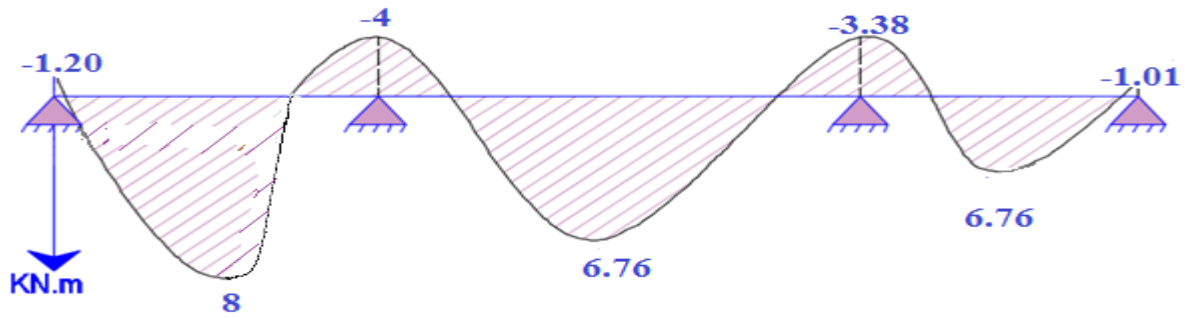


Figure III.32. Diagramme des moments a l'ELS.

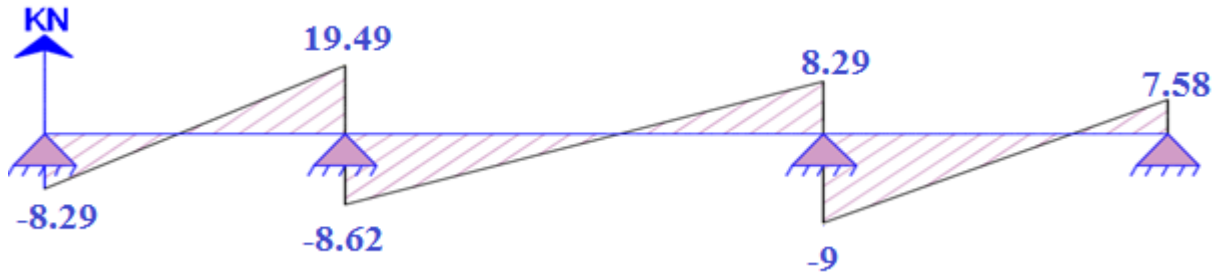


Figure III.33. Diagramme des efforts tranchants a l'ELS.

Type 5 : 3 travées d'une longueur (10.20m) :

Les résultats sont représentés dans le tableau :

Tableau III.13.des sollicitations a ELU.

Travée	1	2	3
l (m)	3.40	3.40	3.40
M ₀ (KN.m)	8.67	8.67	8.67
N° d'appuis	1	2	3
Coeff forfaitaire	0.15	0.5	0.5
Ma (KN.m)	-1.30	-4.34	-4.34
M _{t1} (kn. m)	5.35	4.49	5.35
M _{t2} (kn. m)	6.28	4.76	6.28
M _t = max(M _{t1} , M _{t2}) (kn. m)	6.28	4.76	6.28
V _w (KN)	-9.72	-10.71	-11.54
V _e (KN)	11.54	10.71	9.72
a (m)	1.56	1.7	1.84
b (m)	1.84	1.7	1.56

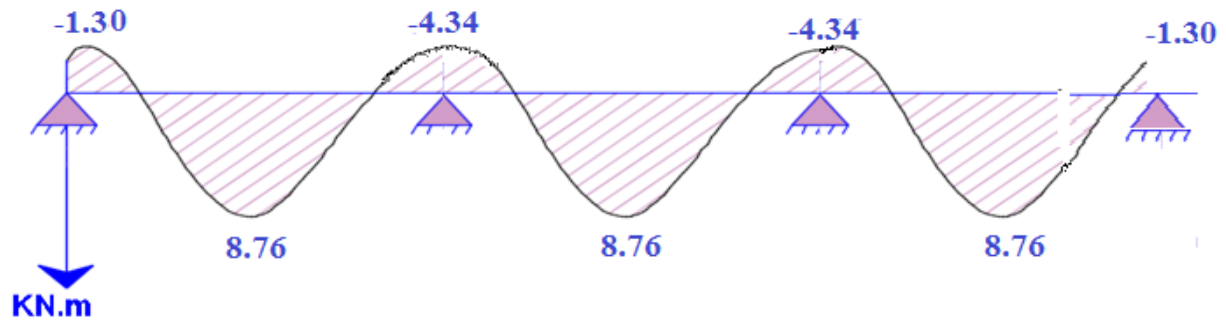


Figure III.34. Diagramme des moments à l'ELU.

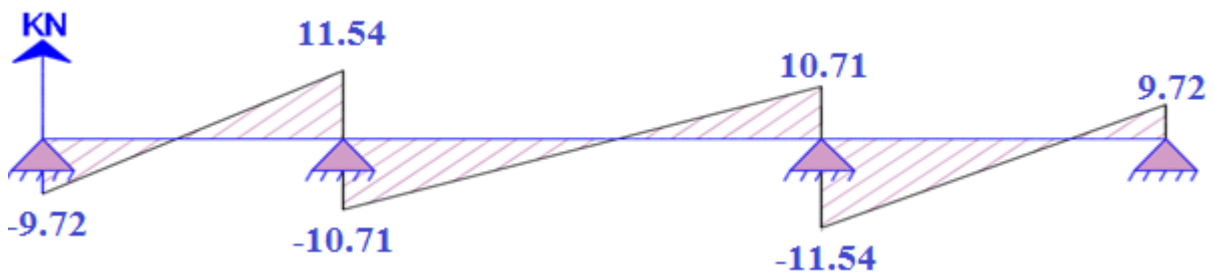


Figure III.35. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

Tableau III.14. des sollicitations à ELS.

Travée	1	2		3
l (m)	3.40	3.40		3.40
M ₀ (KN.m)	6.27	6.27		6.27
N° d'appuis	1	2	3	4
Coeff forfaitaire	0.15	0.5	0.5	0.15
Ma (KN.m)	-0.94	-3.14	-3.14	-0.94
M _{t1} (kn. m)	3.87	3.24		3.87
M _{t2} (kn. m)	4.54	3.44		4.54
M _t = max(M _{t1} , M _{t2}) (kn. m)	4.54	3.44		4.54
V _w (KN)	-7.03	-7.74		-8.34
V _e (KN)	8.34	7.74		7.03
a (m)	1.56	1.7		1.84
b (m)	1.84	1.7		1.56

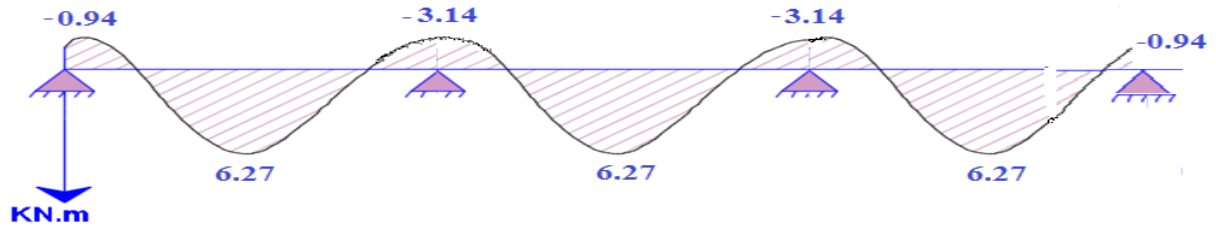


Figure III.36. Diagramme des moments à l'ELS.

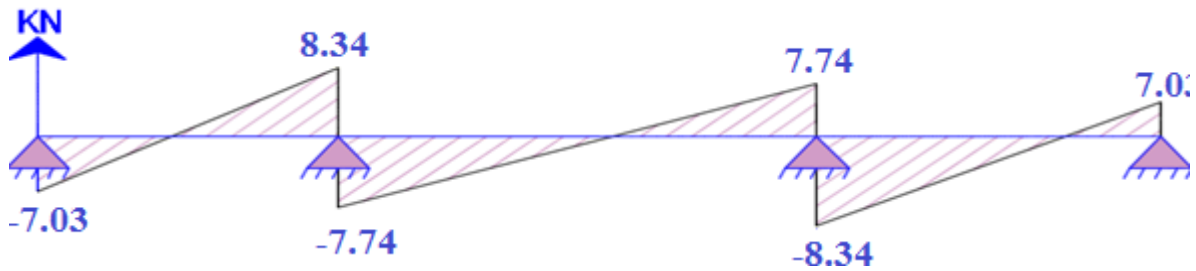


Figure III.37. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Type 6: 2 travée d'une longueur (10.40m) :

Les résultats sont représentés dans le tableau :

➤ **A ELU :**

Tableau III.15. des sollicitations à ELU.

Travée	1	2	
l (m)	5.40	5	
M_0 (KN.m)	21.87	18.75	
N° d'appuis	1	2	3
Coeff forfaitaire	0.15	0.6	0.15
M_a (KN.m)	-3.28	-13.12	-2.81
M_{t1} (kn. m)	13.50	11.57	
M_{t2} (kn. m)	15.85	12.81	
$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2})$ (kn. m)	15.85	12.81	
V_w (KN)	-15.43	-17.21	
V_e (KN)	18.43	13.95	
a (m)	2.48	2.76	
b (m)	2.92	2.24	

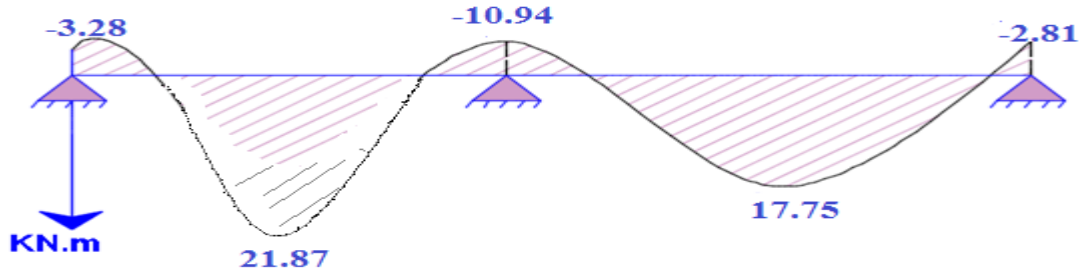


Figure III.38. Diagramme des moments à l'ELU.

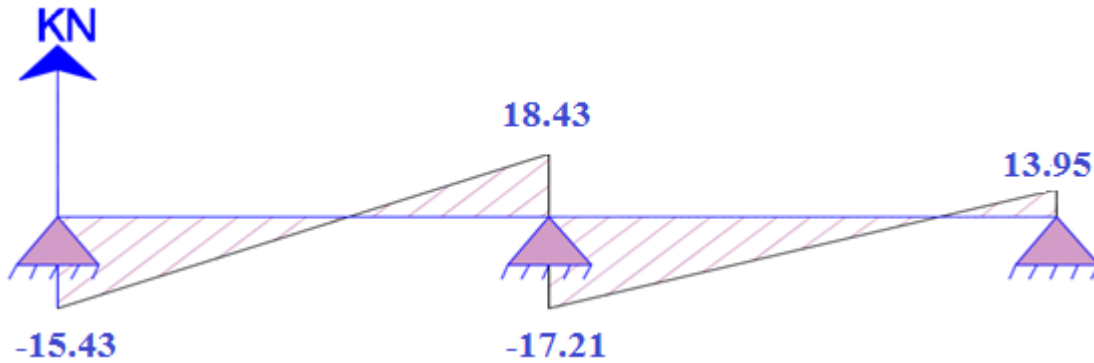


Figure III.39. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

Tableau III.16. des sollicitations à ELS.

Travée	1	2	
l (m)	5.40	5	
M ₀ (KN.m)	15.82	13.56	
N° d'appuis	1	2	3
Coeff forfaitaire	0.15	0.6	0.15
Ma (KN.m)	-2.37	-9.49	-2.03
M _{t1} (kn. m)	9.77	11.47	
M _{t2} (kn. m)	8.37	9.27	
M _t = max(M _{t1} ,M _{t2})(kn. m)	9.77	11.47	
V _w (KN)	-11.16	-12.45	
V _e (KN)	13.27	10.09	
a (m)	2.48	2.76	
b (m)	2.92	2.24	

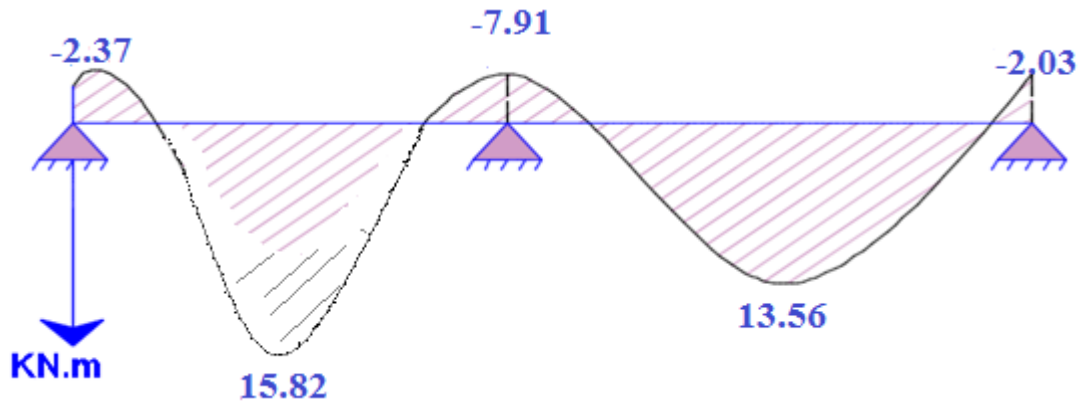


Figure III.40. Diagramme des moments a l'ELS.

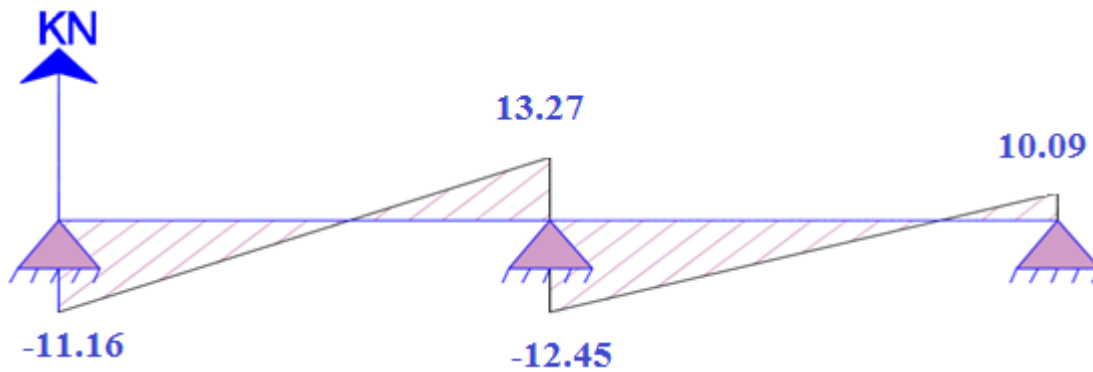


Figure III.41. Diagramme des efforts tranchants a l'ELS.

III.2.2.5.Calcul des armatures longitudinales

➤ à l' E.L.U

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable :

$$M_t = 18.66 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 13.23 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 21.59 \text{ KN}$$

$$b = 0.60 \text{ m}; b_0 = 0.12 \text{ m}; h_0 = 0.04 \text{ m}; h = 0.20 \text{ m}; d = 0.9h = 0.18 \text{ m}$$

D'après l'organigramme de flexion simple nous trouvons les résultats suivants.

➤ En travée

Le calcul des armatures s'effectue comme une poutre de section en T, en considérant le moment en travée max :

$$M_{t \max} = 18.66 \text{ KN.m}$$

✓ Moment de référence

$$M_{Tu} = F_{bc} \times Z_b$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} F_{bc} = b \times h_0 \times f_{bu} = 600 \times 40 \times 14.20 \times 10^{-3} = 341 \\ Z_b = d - \frac{h_0}{2} = 0.18 - \frac{0.04}{2} = 0.16 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_{Tu} = F_{bc} Z_b = 341 \times 0.16 = 54.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{Tu} = 54.56 \text{ KN.m} > 18.66 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre dans la table, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en **T** sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (b*h), b = 60cm et h = 20cm

❖ Calcul A_s

Moments ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{18.66 \cdot 10^{-3}}{0.6 \cdot (0.18)^2 \cdot 14.2} = 0.043$$

$$\mu_l = 0.8 \cdot \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{\xi_s + 3.5}$$

$$\xi_s = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{1.15}{200000} \cdot 1000 \quad \Rightarrow \quad \xi_s = 1.74 \text{ ‰}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{1.74 + 3.5} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 \cdot 0.668 (1 - 0.4 \cdot 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.043 < \mu_l = 0.392$$

Donc la section est simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

• Section d'armature :

$$A_s = \beta_u \times b \times d \times \frac{F_{bc}}{\sigma_{su}}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.043}$$

$$\beta_u = 0,043$$

$$A_s = 0,043 \times 60 \times 18 \times \frac{14,2}{348} = 1,93 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte :  **3T12 = 3.39 cm²**

Type	M ^t _{u(max)} (KN.m)	μ _{bu}	A' _s (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	Choix	A _s adopté (cm ²)
Résulta	18.66	0.043	0	1.93	3T12	3.39

Tableau III. 17. Les armatures longitudinales choisie (en travée)

➤ **Aux appuis**

$$M_a = 13..23 \text{ KN.m}$$

Le béton tendu se trouve dans la partie supérieure, donc le ferrailage se fait en flexion simple à l'état limite ultime pour une section rectangulaire (b×h) = (12×20) cm².

Moments ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{Mu}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{13.23 \cdot 10^{-3}}{0.12 \cdot (0.18)^2 \cdot 14.2} = 0.184$$

$$\mu_l = 0.8 \cdot \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{\xi_s + 3.5}$$

$$\xi_s = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{400}{200000} = 0.002 \quad \Rightarrow \quad \xi_s = 1.74^\circ / \infty$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{1.74 + 3.5} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 \cdot 0.668 (1 - 0.4 \cdot 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.184 < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad A'_s \neq 0$$

Donc la section est simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

• **Section d'armature**

$$A_s = \beta_u \times b \times d \times \frac{F_{bc}}{\sigma_{su}}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.184}$$

$$\beta_u = 0.21$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$A_s = 0.21 \times 12 \times 18 \times \frac{14.2}{348} = 1.85 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte  **2T12 = 2.26 cm²**

Type	M _{ua} (max) (KN.m)	μ _{bu}	A' _s (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	Choix Des barres	A _s adopté (cm ²)
Résultats	13.23	0.184	0	1.85	2T12	2.26

Tableau III.18. Les armatures longitudinales choisie (aux appuis)

III.2.2.6. Calcul des armatures transversales

a) Le diamètre minimal des armatures transversales

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL91/99 Art. A.7.2.12)

$$\phi \leq \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right] \rightarrow \phi \leq \min [0.57; 1.2; 10] = 0.57 \text{ cm}$$

On prend : **Ø_t = 8 mm.**

b) La section d'armatures transversales

On choisira un cadre de Ø8, donc :

$$A_t = 2T8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

c) L'espacement entre les cadres (BAEL91/99. Art. A.5.1.22)

$$S_{t1} \leq \text{Min} \{0.9.d; 40 \text{ cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

On prend : **S_t = 15 cm**

❖ Vérification à l'ELU

1. Vérification de la condition de non fragilité

- Aux appuis

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

• **En travée**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 60 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2 < A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

2. Vérification au cisaillement (BAEL91/99. Art.A.5.1.1)

$$V_{u \max} = 21.59 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{21.59 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.99 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.99 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

3. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{0.9 d \Sigma U_i} \text{ avec: } \Sigma U_i : \text{La somme des perimetres utiles des barres}$$

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{0.9 d \Sigma U_i} = \frac{21.59 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 113.04} = 1.178 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 1.178 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

4). La longueur de scellement

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent un béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisée.

$$L_s = \left(\frac{\phi}{4} \right) \times \left(\frac{f_e}{\tau_{su}} \right)$$

Avec:

τ_{su} : Contrainte limite d'adhérence.

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{tj}$$

ψ_s^2 : Coefficient de scellement des barres égale à 1,5 en général pour les aciers H. A.

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \left(\frac{\phi}{4}\right) \times \left(\frac{f_e}{\tau_{su}}\right) = \left(\frac{1.2}{4}\right) \times \left(\frac{400}{2.83}\right) = 50.42 \text{ cm}$$

$L_s = 50.42 \text{ cm} > L_a = 30 \text{ cm}$ (la largeur de la poutre).

On utilisera donc un ancrage courbe (crochet à 45°).

Les règles de **BAEL91/99 (Art. A.6.1)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $0.4.l_s$ pour les aciers HA.

$L_c = 0.4.l_s = 21.17 \text{ cm} \Rightarrow$ On peut utiliser l'ancrage courbe (crochet à 45°).

❖ Vérification à l'ELS

NB: Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

1) Vérification des contraintes maximales dans le béton

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

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé. ($\sigma_{bc} = K \times Y$)

En travée :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \quad A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser} = 18.80 \text{ KN.m} \quad d = 18 \text{ cm}$$

Avec :

$$\frac{b \cdot y_1^2}{2} + n(A + A') y_1 - n(Ad + A'd) = 0$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + nA(d - y_1)^2 + nA'(y_1 - d')^2$$

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

$$\frac{60y^2}{2} + 15(3.39)y - 15(3.39 \times 18) = 0$$

$$y_1 = 4.74 \text{ cm}$$

$$I = \frac{60}{3} 4.74^3 + 15 \times 3.39 (18 - 4.74)^2 = 11070.76 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{18.80 \times 10^6}{11070.76 \times 10^4} = 0.169 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0.169 \times 4.74 = 0.801 < 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{CV}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Position	M _{ser} KN.m	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Observation
travée	18.80	3.39	4.74	11070.76	0.801	CV
Appui	9.72	2.26	3.98	7924.29	0.488	CV

Tableau III.19. Vérifications de la contrainte de compression dans le béton

2) Vérification de la flèche :

D'après les règles BAEL91/99, nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.048 \geq 0.0625) \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.16 \geq 0.059) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0031 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 20 \text{ cm}; b = 60 \text{ cm}; d = 18 \text{ cm}; L = 540 \text{ cm}; A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 18.80 \text{ KN.m}; M_{0, ser} = 9.72 \text{ KN.m}; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\Delta f \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \quad ; \quad \Delta f = f_v - f_i$$

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10.E_v.I_{fv}} \quad ; \quad f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10.E_i.I_{fi}}$$

$$If_i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i u} \quad ; \quad If_v = \frac{I_0}{1 + \lambda_v u}$$

I_0 (cm ⁴)	ρ	λ_i	λ_v	μ	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)	f_i (cm)	f_v (cm)	OBS
43254.40	0.016	3.18	1.27	0	20941.83	20960.28	1.47	2.25	cv

Tableau III.20. Résultats de calcul de la flèche

$$\Delta F = f_v - f_i = 2.25 - 1.47 = 0.78$$

$$\Delta F = 0.78 < \bar{f} = 1.08 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

III.2.2.7. Étude de la dalle de compression

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm et être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : Pour les armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}).
- 30 cm : Pour les armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$).

La section minimale des armatures doit être :

- Pour l'écartement des axes des nervures L_n inférieure ou égal à 50 cm, on a :

$$; A_{//} \geq \left(\frac{A_{\perp}}{2} \right)$$

- $A_{\perp} \geq 200 f_e$ Pour l'écartement des axes des nervures L_n comprise entre 50 et 80 cm, on a :

$$A_{//} \geq \left(\frac{A_{\perp}}{2} \right)$$

Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures en (cm).

f_e : La limite d'élasticité.

La limite d'élasticité de treillis soudés pour un treillis de diamètre $\phi \leq 6 \text{ mm}$ est :

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

a) Armature perpendiculaire aux nervures :

$$50 \text{ cm} \leq L_n = 60 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

$$\text{Donc on a : } A_{\perp} \geq 4 \cdot \left(\frac{L_n}{f_e} \right) \Rightarrow A_{\perp} \geq 4 \cdot \left(\frac{60}{400} \right) \Rightarrow A_{\perp} \geq 0.60 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{On prend : } 5\phi 6/\text{ml} \Rightarrow A_{\perp} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

b) Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow \frac{1.41}{2} \Rightarrow A_{//} \geq 0.70 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{On prend : } 5\phi 6/\text{ml} \Rightarrow A_{//} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Conclusion :

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens (**20x20**).

• **Schéma de ferrailage**

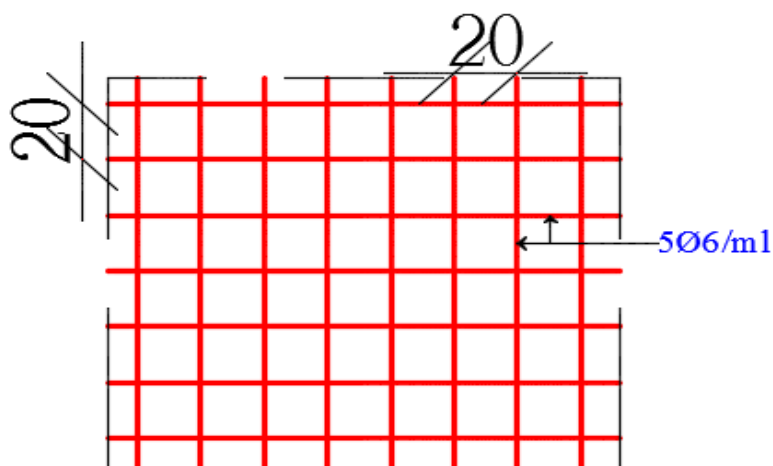


Figure III.42. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

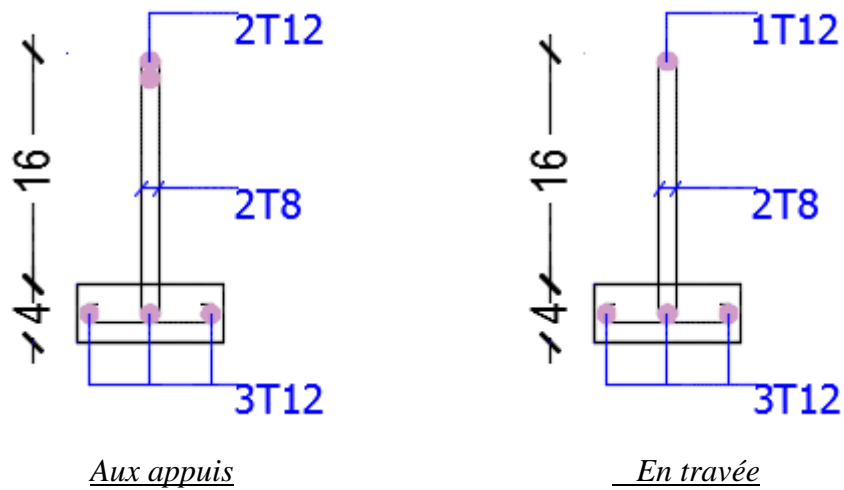


Figure III.43. Schéma de ferrailage des poutrelles (aux appuis et en travée).

III.3. Etude de la salle des machines :

III.3.1. Définition :

Notre bâtiment comprend une seule cage d'ascenseur dont la vitesse d'entraînement $V = 1 \text{ m/s}$. La surface de la cabine est de $(1,90 \times 1,90) \text{ m}^2$ pouvant charger huit (08) personnes. La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de **5,7 tonnes**.

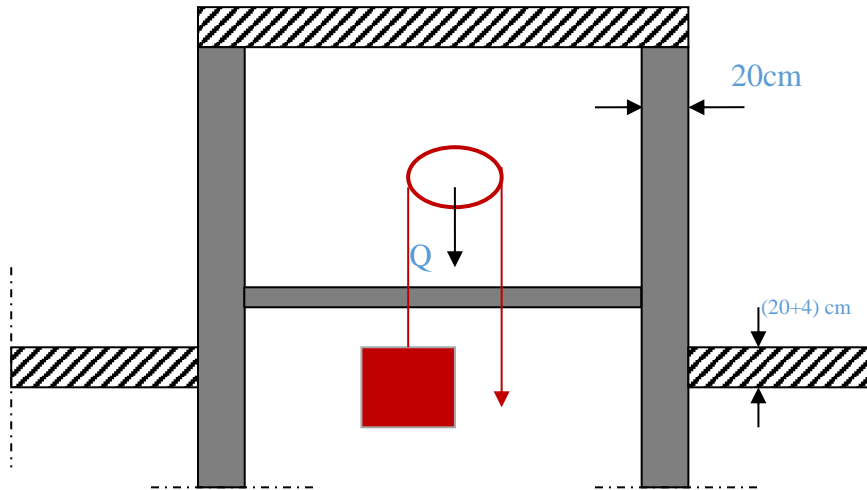


Figure III.44. Schéma d'ascenseur.

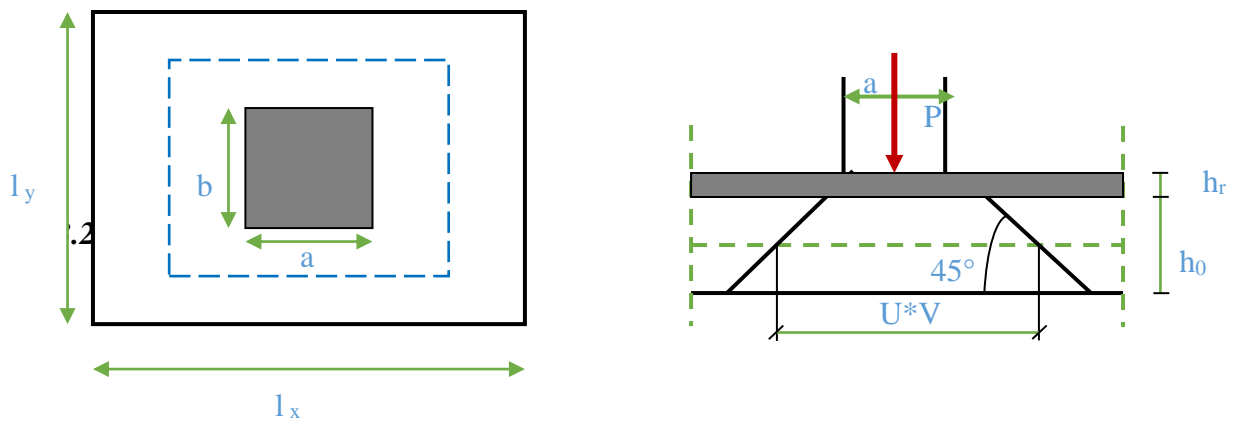


Figure III.45. Répartition de la charge localisée sur la dalle.

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,90}{1,90} = 1 > 0,4$$

La dalle porte sur les deux sens, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD, qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée au milieu du panneau.

❖ **Pour un panneau isolé :**

$$h_0 \geq \frac{L_x}{30} = \frac{190}{30} = 6,33\text{cm}$$

Le R.P.A impose que $h_{\min} = 12 \text{ cm}$, donc on prend : $h_0 = 15 \text{ cm}$

La dalle encastrée sur quatre côtés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée.

Avec :

h_0 : Epaisseur de la dalle ($h_0 = 15 \text{ cm}$)

e : Epaisseur du revêtement ($e=5\text{cm}$)

p : la charge concentrée

$k = 1$, car les revêtements est aussi solide que le béton.

$a = b = 80\text{cm}$

ν : coefficient de poisson

On aura :

$$U = V = 105\text{cm}$$



$$U = a + 2k.e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm}$$

$$V = b + 2k.e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm}$$

III.3.3. Calcule des sollicitations :

❖ **À L'ELU : ($\nu = 0$)**

- Système de levage : $q_u = 1,35 \times 57 = 76,95 \text{ KN}$
- Dalle en béton armé : $G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) = 4,85 \text{ KN/m}$.

$$Q = 1\text{KN}.$$

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

❖ À L'ELS : ($\nu=0,2$)

- Système de levage : $q_{ser} = 57 \text{ KN}$.
- Dalle en béton armé : $q_{ser} = (4,85 + 1) = 5,85 \text{ KN}$.

III.3.4. Principe de calcul :

❖ Calcul des moments dus au système de levage :

M_1, M_2 : coefficients donnés en fonction de $(\alpha, \frac{U}{L_x}, \frac{U}{L_y})$.

$$M_{x1} = q_u \cdot M_1$$

$$M_{y1} = q_u \cdot M_2$$

❖ Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour expression :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

Avec: coefficient de poisson $\begin{cases} \nu = 0,2 \Rightarrow \text{à L'ELS} \\ \nu = 0 \Rightarrow \text{à L'ELU} \end{cases}$

❖ À L'ELU : ($\nu=0$)

a) Calcul de M_{x1} ; M_{y1} : dus au système de levage :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,90}{1,90} = 1,00 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{190} = 0,55 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{190} = 0,55 \end{cases} \quad \text{D'où :} \Rightarrow M_1 = 0,0688 ; M_2 = 0,0688 \text{ (tableau de PIGEAUD)}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1} = q (M_2 + \nu M_1) \end{cases} \Rightarrow \text{Avec : } \nu = 0$$

Donc :

$$M_{x1} = q_u \cdot M_1 = 76,95 \times 0,0688 = 5,29 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_u \cdot M_2 = 76,95 \times 0,0688 = 5,29 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \text{Avec : } \nu=0$$

Pour : $\rho=1,00$ \Rightarrow $\begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,000 \end{cases}$

$$M_{x2} = 0,0368 \times 8,05 \times (1,9)^2 = 1,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1,07 \times 1,00 = 1,07 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5,29 + 1,07 = 6,36 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,29 + 1,07 = 6,36 \text{ KN.m}$$

❖ **Remarque :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront multipliés par le coefficient **0,85** en travée et **0,3** aux appuis.

$$\begin{cases} M_{X \text{ app}} = -0,30 M_x & \Rightarrow & M_{Y \text{ app}} = -0,30 M_y \\ M_{X \text{ tra}} = 0,85 M_x & \Rightarrow & M_{Y \text{ tra}} = 0,85 M_y \end{cases}$$

Les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

	Sens	Zone	Moments (KN.m)
ELU	X-X	Sur appuis	1,9
		En travée	5,4
	Y-Y	Sur appuis	1,9
		En travée	5,4

Tableau III .21. Moments à l'ELU.

❖ À L'ELS : ($\nu=0,2$)

a) Calcul de M_{x1} ; M_{y1} : dus au système de levage :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,90}{1,90} = 1 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{190} = 0,55 \quad \text{D'où : } \Rightarrow M1 = 0,0688 ; M2 = 0,0688 \text{ (tableau de PIGEAUD)} \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{190} = 0,55 \end{array} \right.$$

Donc :

$$M_{x1} = q_s \cdot (M1 + \nu M2) = 57 \times (0,0688 + 0,2 \times 0,0688) = 4,71 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1} = q_s \cdot (M2 + \nu M1) = 57 \times (0,0688 + 0,2 \times 0,0688) = 4,71 \text{ KN.m.}$$

b) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \Rightarrow \nu = 0,2$$

$$\text{Pour : } \rho = 1 \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0441 \\ \mu_y = 1,0000 \end{array} \right.$$

$$M_{x2} = 0,0441 \times 5,85 \times (1,90)^2 = 0,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1,000 \times 0,93 = 0,93 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4,71 + 0,93 = 5,64 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,71 + 0,93 = 5,64 \text{ KN.m}$$

• Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront multipliés par le coefficient **0,85** en travée et **0,3** aux appuis.

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{X \text{ app}} = -0,30 M_x \quad \Rightarrow \quad M_{Y \text{ app}} = -0,30 M_y \\ M_{X \text{ tra}} = 0,85 M_x \quad \Rightarrow \quad M_{Y \text{ tra}} = 0,85 M_y \end{array} \right.$$

Les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

	Sens	Zone	Moments(KN.m)
ELS	X-X	sur appuis	1,69
		En travée	4,79
	Y-Y	sur appuis	1,69
		En travée	4,79

Tableau III .22. Moments à l'ELS

III.3.5. Diagrammes des moments :

❖ À L'ELU :
(M_{TUX} et M_{TUY})

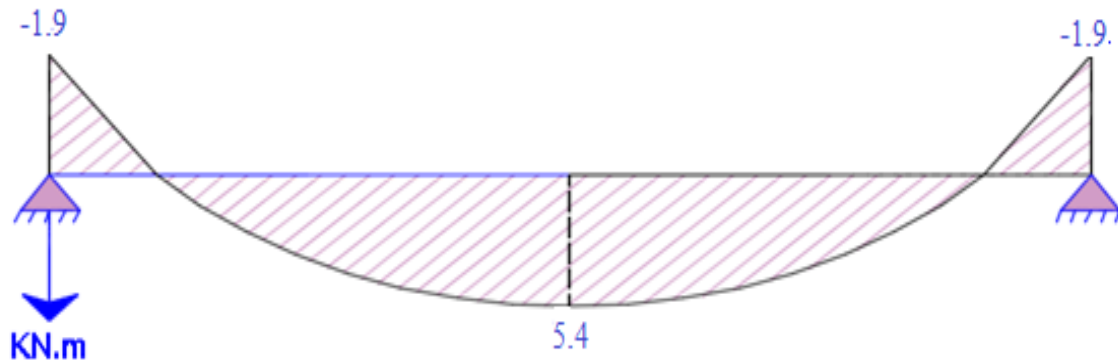


Figure.III.46 : Diagrammes des moments à L'ELU.

❖ À L'ELS :
(M_{TsX} et M_{TsY})

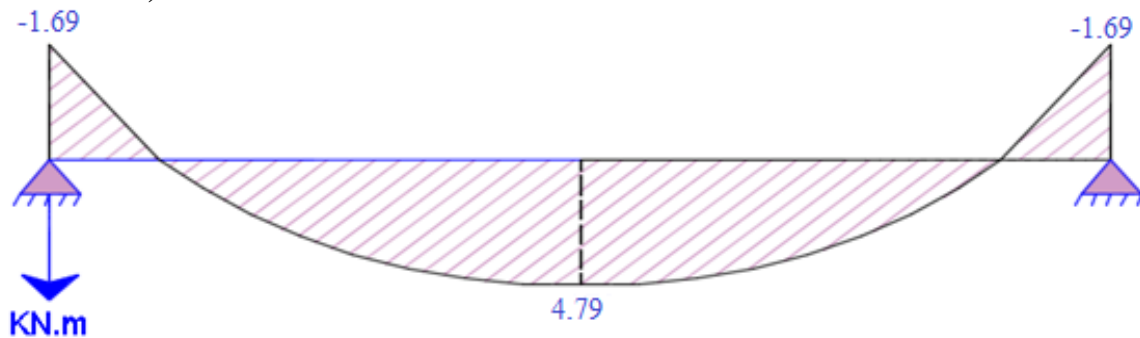


Figure.III.47 : Diagrammes des moments à L'ELS.

III.3.6. Calcul des armatures en flexion simple

Le calcul se fera à **L'ELU** pour une bande de 1m.

$h = 15\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $d = 13,5\text{cm}$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; FeE400. $f_{ed} = 348\text{ MPa}$;

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

a. Ferrailage dans le sens x-x ; y-y : (Fissuration peu préjudiciable).

Aux appuis  $M_a = 1,9\text{ kN.m}$

En travée :  $M_t = 5,4\text{ kN.m}$

Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :

	Sens X-X ; Y-Y						
	M_U (KN.m)	A' (cm ²)	A_S (calculer) (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix	S_t (cm)
Sur appuis	1,9	0	0,39	1,2	2,01	4HA8	25
En travée	5,4	0	0,86	1,2	2,01	4HA8	25

Tableau III.23. Ferrailage a l'ELU.

III.3.7. Vérifications a l'ELU

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :** (Art : A.4.2.1. BAEL91)

$$A_{st} \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \quad \text{avec} \quad \rho_0 : \text{taux d'armatures dans chaque direction ; } \rho_0 = 0,8\%$$

$$A_{st} \geq 0,0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left(3 - \frac{190}{190} \right) = 1,2\text{ cm}^2$$

Aux appuis $A_{up} = 2,01\text{ cm}^2/\text{ml} > A_{st}$

En travée $A_{ut} = 2,01\text{ cm}^2/\text{ml} > A_{st}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_{ua} = 2,01\text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1,2\text{ cm}^2/\text{ml} \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ \text{En travées : } A_{ut} = 2,01\text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1,2\text{ cm}^2/\text{ml} \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

❖ **Vérification des diamètres maximaux des barres**

On doit vérifier que :

$$\phi_{max} \leq \frac{h}{10}$$

$\Phi_{max} = 8\text{ mm} \leq 15\text{ mm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$

❖ Ecartement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

$$S_t = 25\text{cm} \leq (2h = 30\text{cm} ; 25\text{cm}) \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$S_t = 25\text{cm} \leq (3h = 45\text{cm} ; 33\text{cm}) \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

❖ Vérification au poinçonnement : (BAEL91/Art : A.5.2.42)

$$q_u \leq 0,045 \times \mu_i \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : La charge de calcul à L'ELU

h : Epaisseur totale de la dalle

μ_i : Périmètre du rectangle d'impact au niveau de la feuille moyenne de la dalle.

$$\mu_i = 2(U + V) = 2(1,05 + 1,05) = 4,20\text{m}$$

$$q_u = 1,35 \times 57 = 76,95 \leq 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{KN/ml} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

❖ Vérification de la contrainte tangentielle

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge.

On doit vérifier que :

$$U=V \Rightarrow V = \frac{q_u}{2u+v} = \frac{76,95}{2 \times 1,05 + 1,05} = 24,42 \text{KN}$$

$$\tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{24,42 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,181 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) = 2,5 \text{MPa.}$$

On remarque que $\tau < \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$

III.3.8. Vérifications à l'ELS : (La fissuration est peu nuisible)

❖ Vérification de compression dans le béton

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

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

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

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

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

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

Zone	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	I (cm ⁴)	y (cm)	K (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Appui	1,69	2,01	4167,7 0	2,56	40.53	1.04	15	Vérifiée
travée	4,79	2,01	4167,7 0	2,56	114.95	2,94	15	Vérifiée

Tableau. III 24. Vérification à l'ELS selon X-X et Y-Y.

III.3.9. Schéma de ferrailage

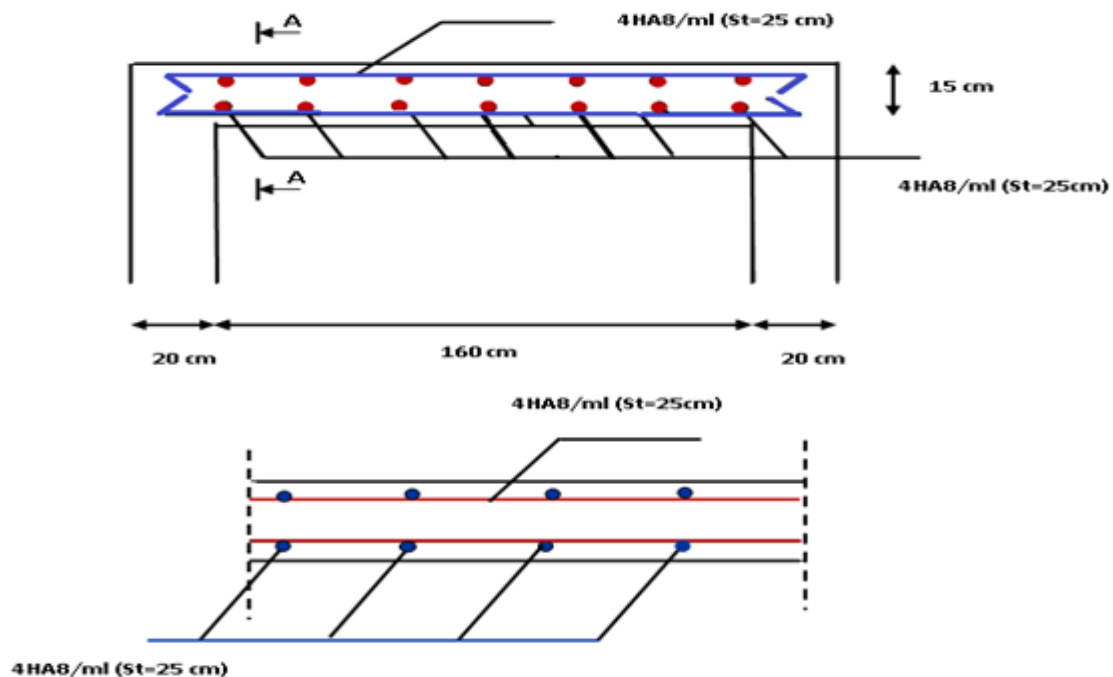


Figure III.48. Schéma de ferrailage de la dalle.

III.4. Etude de l'acrotère

L'acrotère est considéré comme un élément de sécurité, pour protéger les agents d'entretien, d'étanchéité au niveau de la terrasse. il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre (**G**) qui donne un effort normal **N_G** et une charge d'exploitation horizontale (**Q**) due aux actions sismiques non pondérée estimée à (1 Kn/ml) provoquant un moment de renversement **M_Q**.

Les deux sollicitations **N_G** et **M_Q**, provoquant le phénomène de la flexion composée. Donc le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire, et comme l'acrotère est directement au contact avec le milieu extérieur, la fissuration est considérée préjudiciable, et le calcul se fera à l'**ELU**, et à l'**ELS** en flexion composée pour une bande de 1m linéaire.

Schéma statique de l'acrotère :

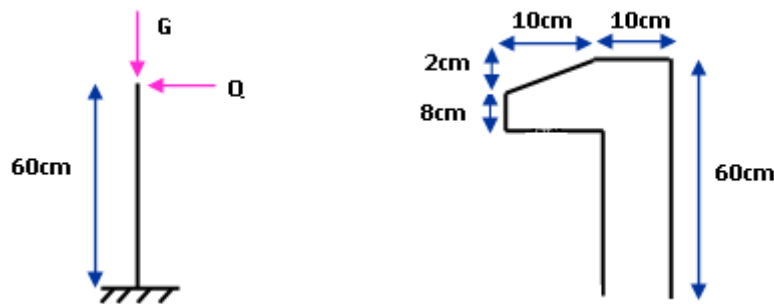


Figure III.49. Schéma statique de l'acrotère.

III.4.1. Calcul des sollicitations :

- Surface de l'acrotère : $S = 60 \times 10 + 10 \times 8 + (2 \times 10) / 2 = 690 \text{ cm}^2 = 0.069 \text{ m}^2$.
- Poids propre de l'acrotère: $G = \rho \times S = 25 \times 0.069 = 1.72 \text{ Kn/ml}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ Kn/ml}$
- Effort tranchant : $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ Kn}$

Effort normal dû au poids propre G :

$$\diamond N = G \times 1 \text{ ml} = 1,72 \text{ Kn}$$

Moment de renversement M_Q dû à la surcharge Q :

$$\diamond M_Q = Q \times H = 1 \times 0,6 \times 1 \text{ ml} = 0,6 \text{ Kn.m}$$

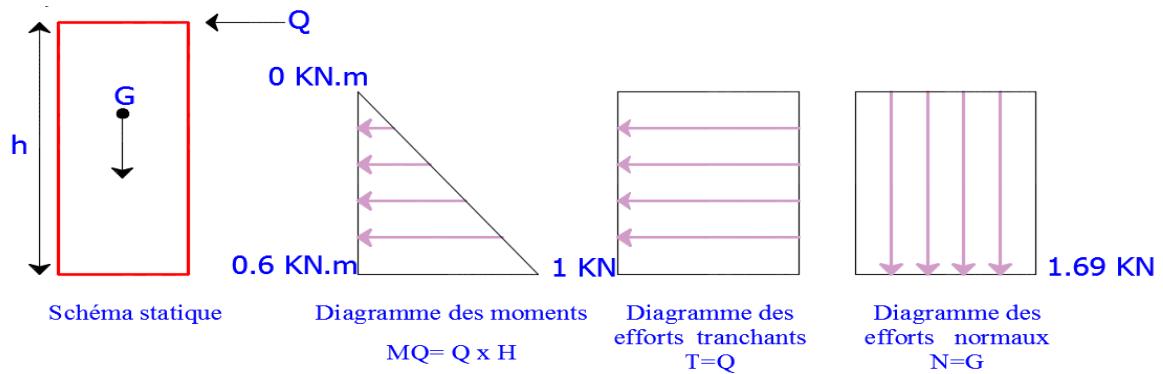


Figure III.50. *Diagramme des efforts retenus dans l'acrotère.*

III.4.2. Combinaison de charge :

ELU :

$$N_U = 1.35G = 1.35 \times 1.72 = 2.32 \text{ KN}$$

$$M_U = 1.5M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$N_{ser} = G = 1.72 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$$

III.4.3. Ferrailage :

Le ferrailage se faire à une section rectangulaire soumise à la flexion composée, avec des caractéristiques :

$$h = 10 \text{ cm.} \quad b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 8 \text{ cm.} \quad d' = 2 \text{ cm.}$$

Avec:

h : Epaisseur de la section.

b : Largeur de la section.

d' : Enrobage.

d : la distance entre les armatures tendue et la fibre la plus comprimé.

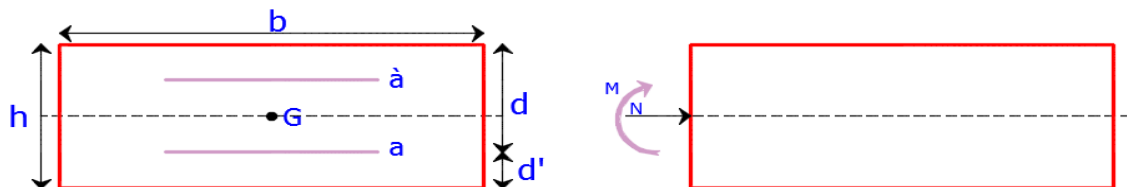


Figure III.51. *Section du calcul de l'acrotère.*

❖ Calcul des armatures à L'E.L. U

Calcul de l'excentricité :

$$e_u = M_u / N_u = 0.9 / 2.32 = 0.38 \text{ m}$$

$$h/2 - d' = 5 - 2 = 3 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad e_u = 38 \text{ cm} > h/2 - d' = 3 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{CV}$$

$$\begin{cases} N_u & : \text{effort de compression} . \\ e_u > \frac{h}{2} & : \text{Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.} \end{cases}$$

Donc la section est partiellement comprimée, et le calcul des armatures se fera en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_{uf} puis on se ramène à la flexion composée.

❖ Calcul en flexion simple

Calcul du moment fictif :

$$M_{uf} = M_u + N_u (h/2 - C) = 0.9 + 2.32 (0.1/2 - 0.01) = 1 \text{ Kn.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1 * 1.15} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uF}}{b * d^2 * f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1 * 10^{-3}}{1 * (0.08)^2 * 14.2} = 0.011$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 * f_{c28} - 3050) * 10^{-4}$$

$$\gamma = \frac{M_{u_f}}{M_s} = \frac{1}{0.60} = 1.66$$

$$\mu_{lu} = (3440 * 1.66 + 49 * 25 - 3050) * 10^{-4} = 0.39$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \quad \Rightarrow \quad (\text{Pas d'armature comprimée})$$

$$\mu_{bu} = 0.011 < 0.39 \quad \Rightarrow \quad \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = 0.08(1 - 0.6 * 0.011) = 0.079 \text{ m}$$

$$\text{Tel que : } Z_b = d(1 - 0.6 * \mu_{bu})$$

$$A_{sf} = \frac{M_{u_f}}{Z_b * f_{ed}} = \frac{1 * 10}{0.079 * 348} = 0.36 \text{ cm}^2$$

Avec :

A_{sf} : Section des armatures tendue.

Z : le bras de levier.

Les armatures en flexion composée :

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.36 - \frac{2.32}{34.8} = 0.29 \text{ cm}^2$$

III.4.3.1. Vérifications à l'E.L. U

Condition de non fragilité :(Art.A.4.2.1/BAEL 91)

$$A_{\min} = 0.23 (b \cdot d) f_{t28} / f_{ed}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 (1 \times 0.08) \times 2.1 / 400 = 0.9 \text{ cm}^2$$

On a :

$$A_s < A_{\min} \Rightarrow A_s = A_{\min} = 0.9 \text{ cm}^2$$

Donc en adopte :

$$A_s = 4\text{HA}10 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec :

$$St = 25 \text{ cm}$$

❖ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$A_r = 4\text{HA}10 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$St = 25 \text{ cm}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant :(BAEL 91 Art A 5.11)**

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

$$V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.019 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.019 < \bar{\tau}_u = 3.33 \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

❖ **Conclusion partiel**

En tant que la condition de l'effort tranchant est vérifiée donc Il n'y a pas de risque de cisaillement alors en a pas besoin des armatures transversales.

Vérification d'adhérence des barres au cisaillement :(BAEL91Art6.1.3)

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

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

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,05 \text{ cm}$$

$$\bar{\Psi}_s \geq 1,5 \text{ on prend : } \bar{\Psi}_s = 1,5$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 100,5} = 0,2 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \text{CV} \Rightarrow$ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

Avec :

$\sum u_i = n\pi\phi$: Somme du périmètre utile des barres.

n: Nombre des barres.

ϕ : Diamètre des barres ($\phi=8\text{mm}$)

III.4.3.2. Vérification à l'ELS

Contrainte de compression dans le béton :

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

On a :

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

Avec : (y) : la distance entre l'axe neutre et la fibre la plus comprimée.

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

Avec : ($\bar{\sigma}_{bc}$) : Contrainte admissible de compression dans le béton

❖ La position de l'axe neutre :

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

❖ Moment d'inertie :

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

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

$$I = \frac{100 \times 1,91^3}{3} + 15 \times 2,01(8 - 1,91)^2 = 415,88 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{0,6 \times 10^5}{415,88} = 144,27 \text{ MN/m}^3$$

$$Y = 1,91 \text{ cm} \quad \text{et} \quad K = 144,27 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 144.27 \times 0.0191 = 2.75 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

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

On doit vérifier que :

On a :

- ❖ Fissuration préjudiciable

- ❖ $\eta = 1.6$ Pour les acier haute adhérence

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = \min \{ 266.66, 201.66 \} = 201.66 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \eta \cdot K (d - y)$$

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

$$K = \frac{0.6 \times 10^5}{415.88} = 144.27 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_s = 15 \times 144.27 \times (0.08 - 0.0191) = 131.8 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_s > \sigma_s \dots \dots \dots \text{C.V}$$

- **Vérification au séisme : (RPA 99. Art 6.2.3)**

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

$$F_P = 4 A C_P W_P$$


A: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) du **RPA** suivant la zone sismique (zone III) et le groupe d'usage du bâtiment (groupe2) $\Rightarrow A = 0.25$

C_P : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 dans le tableau (6.1)

C_P = 0.80 (élément en console)

W_P : poids de l'acrotère :

$$W_P = 1.45 \text{ KN/ml}$$

D'où : $F_P = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.45 = 1.16$ donc :  $F_P = 1.16 \text{ KN/ml}$

- **Calcul d'ancrage**

$$L_s = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{F_e}{\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \cdot \phi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0.8}{4} \cdot \frac{400}{2.83} = 28.27 \text{ cm}$$

Donc : La section et le nombre d'armature choisie sont acceptables.

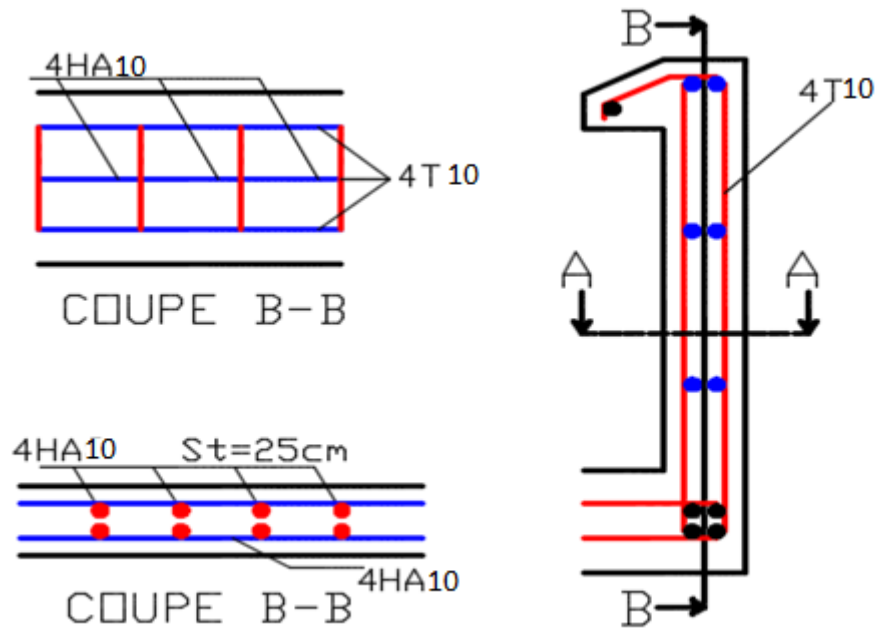


Figure III.52. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.5. Etude de balcon :

Le balcon est assimilé à une console en béton armée de portée $L=1.2\text{m}$ et d'épaisseur $e=15\text{cm}$, encastré à son extrémité.

III.5.1. Evaluation des charges

Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :

-Charge permanentes : $G_1 = 5.21 \text{ KN/m}^2$.

-Surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3.5 \text{ KN/m}^2$.

-Charge de garde-corps : $G_2 = 1\text{KN/ml}$.

III.5.2. Calcule des sollicitations :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m linéaire.

Combinaison fondamentale

a) L'ELU :

$$q_u = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1 = 1.35 \times 5.21 + 1.5 \times 3.5 = 12.28 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 12.28 \text{ KN/ml.}$$

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

$$P_u = 1.35 \text{ KN/ml.}$$

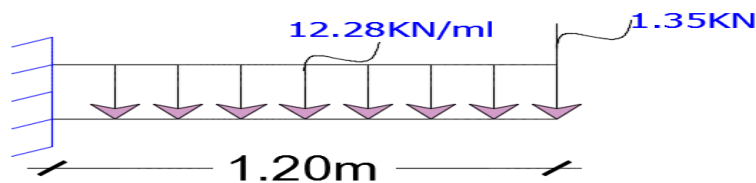


Figure III.53. Schéma statique de la dalle pleine à l'ELU du balcon.

b) L'ELS :

$$q_s = G + Q = 5.21 + 3.5 = 8.71 \text{ KN/ml.} \quad q_s = 8.71 \text{ KN/ml.}$$

$$P_s = G_2 = 1 \text{ KN/ml.} \quad P_s = 1 \text{ KN/ml.}$$

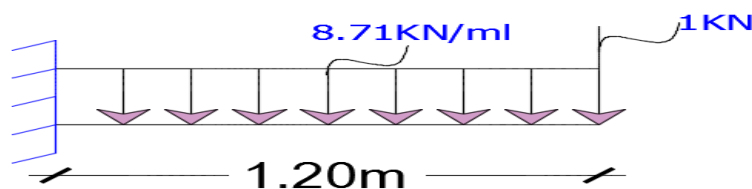


Figure III.54 Schéma statique de la dalle pleine à l'ELS du balcon.

➤ Moment d'encastrement

$$M_u = \frac{qu \times l^2}{2} + pu \cdot l = \frac{12.28 \times 1.2^2}{2} + 1.35 \times 1.2 = 10.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{qs \times l^2}{2} + ps \cdot l = \frac{8.71 \times 1.2^2}{2} + 1 \times 1.2 = 7.47 \text{ KN.m}$$

III.5.3. Calcul des armatures longitudinales à L'ELU

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple avec :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm}$; $d' = c' = 2 \text{ cm}$

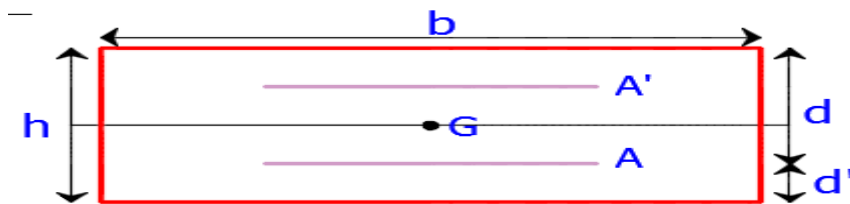


Figure III.55. Section de balcon

Moments ultime réduit

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10.46 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0.135)^2 \cdot 14.2} = 0.040$$

$$\mu_l = 0.8 \cdot \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{\xi_s + 3.5}$$

$$\xi_s = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{1.15}{200000} \cdot 1000 \quad \xi_s = 1.74 \text{ ‰}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{1.74 + 3.5} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 \cdot 0.668 (1 - 0.4 \cdot 0.668) = 0.392$$

$\mu_{bu} = 0.058 < \mu_l = 0.392$, Donc la section est simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

a) Section d'armature

$$A_s = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \text{ tel que : } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.040)}) = 0.051$$

$$\alpha = 0.051$$

$$\text{Donc : } \beta = 0.979$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{10.46 \cdot 10^6}{0.97 \cdot 135 \cdot 348} = 227.28 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2.27 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$, avec espacement de 20 cm

b) Condition de non fragilité :

La section minimale est :

$$A_{\min} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_s = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec espacement de 20 cm.

III.5.4. Vérification à l'ELU

a) Contrainte de cisaillement

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Telle que le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{ct28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_u = \frac{V_u}{b d}$$

V_u : L'effort tranchant à l'ELU

$$V_u = q_u l + p_u = 16.08 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{16.08 \cdot 10^3}{100 \cdot 135} = 1.19 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 1.19 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

b) Contrainte d'adhérence :

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

$$\text{On a : } \bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

$$\bar{\Psi}_s \geq 1.5 \text{ on prend } \bar{\Psi}_s = 1.5$$

$$\text{D'où : } \bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\text{et on a : } \tau_{su} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i}$$

Avec :

$\sum u_i = n\pi\phi$: Somme du périmètre utile des barres

n: Nombre des barres.

Ø : Diamètre des barres (Ø=12mm)

$$\sum u_i = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

D'où : $\tau_u = 0.7 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

❖ Calcul de l'ancrage

$$L_s = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_e}{\tau_{su}} \Rightarrow \tau_{su} = 0.6 \cdot \phi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 \Rightarrow \tau_{su} = \mathbf{2.83 \text{ MPa}}$$

$$L_s = \frac{1}{4} \cdot \frac{400}{2.83} = \mathbf{35.33 \text{ cm}} > b = 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{donc il est nécessaire de prévoir des crochets à la fin de chaque armature longitudinale.}$$

III.5.5. Calcul des armatures de répartition

D'après les vérifications à l'ELU les armatures de répartition ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

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

Donc on adopte **A = 5T10 = 3.93 cm²/ml**, avec espacement de 20 cm.

III.5.6. Vérification des espacements des barres

a) Armature principale

$$S_p = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$$
 Condition vérifiée

b) Armature transversal :

$$S_s = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots$$
 Condition vérifiée

III.5.7. Vérifications à ELS

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

La contrainte dans l'acier : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ (Choisie en fonction de la fissuration)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (MPa/m)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	Observation
10.88	3.93	4.01	9781.96	0.076	3.06	15	108.3	202	C.V

Tableau. III 25. Vérification de la contrainte de compression dans le béton du balcon.

III.5.8. Vérification de la flèche

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.125 > 0.0625) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{\text{ser, travée}}}{10 M_{0, \text{ser}}}\right) \Rightarrow (0.125 \geq 0.10) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0042 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

III.5.9. Schéma de Ferrailage

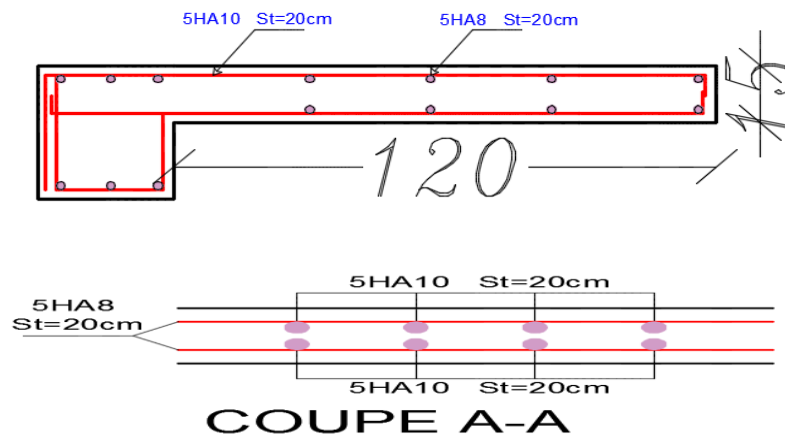


Figure III.56. Schéma de ferrailage de balcon

CHAPITRE IV

IV. Introduction

Le dimensionnement ou la vérification des structures au séisme a généralement pour but d'assurer la protection des vies humaines et de limiter l'étendu des dommages aux ouvrages et aux biens. La réponse d'une structure aux sollicitations dynamiques engendrées par un séisme est un phénomène très complexe qui dépend de nombreux facteurs, tels que l'intensité et la durée des secousses.

Ainsi pour un chargement dynamique on a recours à une étude dynamique de la structure, qui nous permet d'évaluer les résultats les plus défavorables de la réponse et de prendre en considération dans le calcul de l'ouvrage. Pour cela on peut utiliser plusieurs logiciels tels qu'ETABS, le logiciel utilisé dans ce travail.

IV.1. Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.

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.2. Modélisation de la structure

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan.

Par ailleurs, vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique par élément finis et de connu sur le nom ETABS.

IV.2.1. Présentation du logiciel ETABS

ETABS « Extended 3D Analysis of Building Systems » est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement, et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique, il est basé sur la méthode des éléments finis.

Ce dernier est utilisé pour un but de déterminée :

- Les périodes propres.
- Les coefficients de participation.
- Les déplacements du plancher.

IV.2.2. Modélisation des éléments structuraux

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- ❶ Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté par nœud.
- ❷ Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « *Shell* » à quatre nœuds.
- ❸ Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

IV.2.3. Modélisation de la masse

La masse de la structure est calculée de manière à inclure la quantité βQ RPA/ version 2003 (dans notre cas $\beta=0,2$) correspondant de la surcharge d'exploitation, La masse volumique attribuée au matériau constituant les éléments modélisée est prise égale à celle du béton armé à savoir 25KN/m^3 .

- La masse des éléments non structuraux (l'acrotère et des murs extérieurs ...) a été répartie sur les poutres concernées.

IV.2.4. La disposition des voiles

La disposition des voiles doit satisfaire un certaines conditions:

- Le nombre doit etre sufaisament inportant pour assurer une rigidité tout en restant dans le domaine économique .
- Assurer une excentricité minimale.
- En respectant l'architecture et en suivant les critères ci-dessus on a opté pour la distribution suivante.

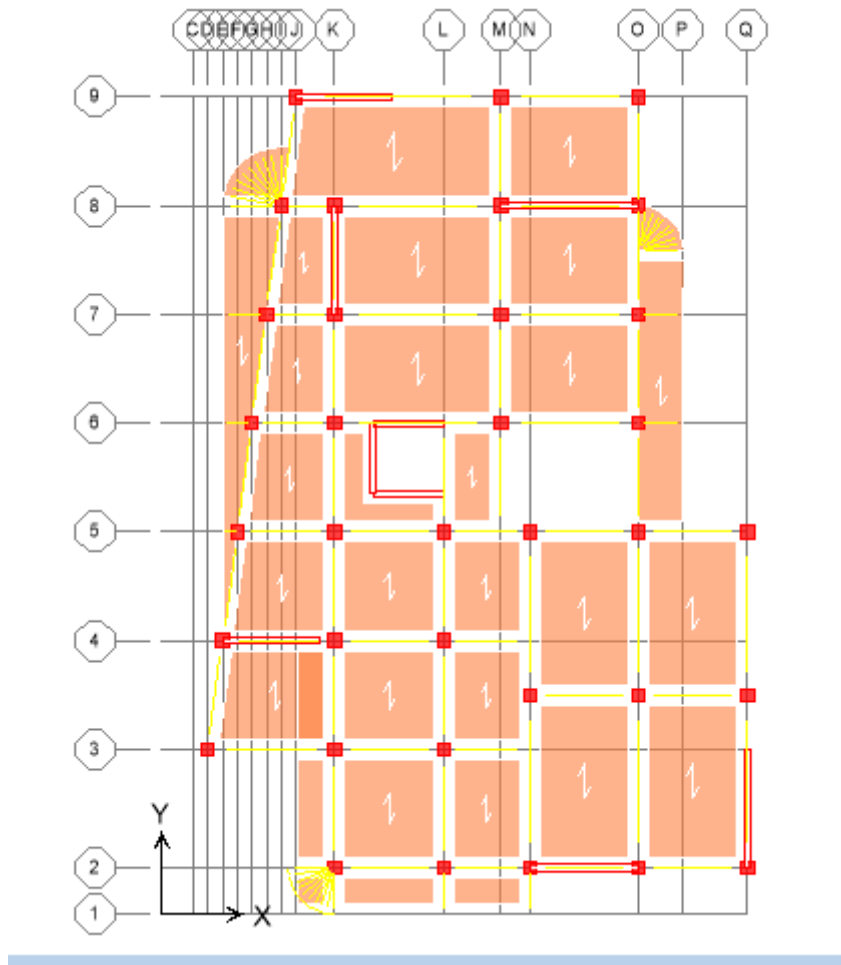


Figure IV.1. Disposition des voiles

IV.3. Présentation des différentes méthodes de calcul

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- La méthode d'analyse push over

IV.3.1. La méthode statique équivalente

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales

équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

IV.3.1.1. Les avantages de la méthode statique équivalente

- L'avantage principal de la méthode statique équivalente c'est qu'elle est la seule méthode « élastique linéaire » qui a gagné l'approbation expérimentale.
- L'expérience a montré que la période empirique de la méthode statique équivalente représente une limite inférieure et par conséquent l'effort tranchant à la base calculée avec cette méthode représente une limite supérieure de toutes les valeurs des périodes mesurées dans le domaine élastique.

IV.3.1.2. Les inconvénients de la méthode statique équivalente

- Elle ne représente pas l'effet des caractéristiques dynamiques des éléments structuraux sur la répartition verticale de l'effort tranchant totale.
- Elle ne représente pas l'effet des caractéristiques dynamiques des éléments structuraux sur la répartition horizontale de l'effort tranchant de chaque étage.
- Elle ne représente que forfaitairement les effets locaux des modes supérieurs.

IV3.2. La méthode modale spectrale

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

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

IV.3.2.1 Les avantages de la méthode modale spectrale

- La méthode modale spectrale, représente une bonne répartition verticale et horizontale des forces sismique.
- Elle est applicable aux structure de grandes hauteur, et ce qui on une forme irrégulière.

IV.3.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (exemple : centrales nucléaires).

❖ Remarque

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

IV.4. Choix de la méthode du calcul

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chaque une :

IV.4.1. Les conditions d'application la méthode statique équivalente

Cette méthode ne s'applique que si :

- La structure satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous les groupes d'usages.

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2..... $H_T \leq 7$ niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

Zone III : Groupe d'usage 2 et 3..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

NB :

Notre structure est implantée en Zone III et de groupe d'usage 2 mais elle dépasse **23 m**. Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003.

IV.5. Classification de l'ouvrage

- Zone sismique : Zone III « BOUDOUAOU BOMERDES »
- Groupe d'usage : groupe 2 « bâtiment d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m »
- Site : « MEUBLE S3 »
- Système structurel : voiles-portiques.

IV.6. Application la méthode dynamique modale spectrale

IV.6.1. Spectre de réponse de calcul

L'intérêt du spectre de réponse vient de ce que la réponse linéaire d'une structure complexe peut être obtenue en combinant les réponses de ses modes propres de vibration.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 s \end{cases} \quad \text{Avec :}$$

R : Coefficient de comportement de la structure.

g : accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone (RPA 99. Tableau 4.1).

η : Facteur de correction d'amortissement qui dépend du pourcentage d'amortissement critique (Quand l'amortissement est différent de 5%) égale à :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

ξ : Est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, (**Article 4.2 R.P. A V2003**)

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

❖ **Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen (D)**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_1 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.00s \end{cases}$$

T₂, T₁ : période caractéristique dépendant du site : pour un **site ferme (S₃)**.

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ = 0.50 \text{ s} \end{cases} \quad \text{..... } \textbf{Tableau 4.7 du RPA99/ version2003).} \quad T_2$$

❖ **Coefficient de correction d'amortissement η**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0.816... (\xi = 8.5\%)$$

❖ **Estimation de la période fondamentale**

D'après l'article (**4.2.4 du RPA99/version2003**), la formule empirique égale :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4.6 du RPA99/version2003).

$$\Rightarrow C_T = 0.05.$$

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique de la structure.

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$\Rightarrow h_N = 25.07 \text{ m.}$$

$$\text{D'où : } T = 0.05(25.07)^{\frac{3}{4}} = 0.56 \text{ sec.}$$

Dans le cas où la structure est contreventée par des voiles en béton armé, on peut également

utiliser la formule suivante: $T = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}}$

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction du calcul.

a) Sens longitudinale : $D_x = 25.70 \text{ m.}$

b) Sens transversale : $D_y = 16.91 \text{ m.}$

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur

Obtenue par les formules (4-6 et 4-7 du RPA99/ version2003), Donc :

$$T = \text{Min} \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}} \right\}$$

Pour le sens longitudinal :

$$T_x = \text{Min} (0.56 \text{ sec}, 0.445 \text{ sec}).$$

$$\text{Donc : } T_x = 0.445 \text{ sec.}$$

Pour le sens transversal :

$$T_y = \text{Min} (0.56 \text{ sec}, 0.548 \text{ sec}).$$

$$\text{Donc : } T_y = 0.548 \text{ sec.}$$

$$\text{On a : } T_2 = 0.50 \text{ sec.}$$

$$0 < T_x < T_2 = 0.50 \text{ sec} \quad \text{donc : } D_x = 2.5\eta$$

$$T_2 = 0.50 \text{ sec} < T_y < 3.0 \text{ sec} \quad \text{donc: } D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

D'où:

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.816 \Rightarrow D_x = \mathbf{2.04} \\ D_y = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.50}{0.548} \right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_y = \mathbf{1.92} \end{cases}$$

❖ **Coefficient d'accélération de zone « A » :**

Il est donné par le tableau (4.1 du RPA99/version2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Pour la **zone III** et groupe d'usage **2** $\Rightarrow A = \mathbf{0.25}$.

❖ **Coefficient de comportement global de la structure R**

La valeur de coefficient de comportement globale de la structure est donnée par le tableau (4.3) RPA99/version2003 en fonction du système de contreventement de la structure, on suppose que notre structure est contreventée par des voiles porteurs et après l'étude de la structure on fait la vérification de la part des efforts verticaux repris par les voiles,

Donc **R = 3.5**

❖ **Facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- Conditions minimal sur les files de contreventement.
- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle et l'exécution de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4 RPA99/ version2003).

❖ **Conditions minimal sur les files de contreventement :**

D'après le RPA99/version2003, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est < 1.5

Sens longitudinal : (5 travées)

$$\left. \begin{array}{l} 3.51/3.40 = 1.03 < 1.5 \\ 3.40/2.70 = 1.25 < 1.5 \\ 2.70/3.40 = 0.79 < 1.5 \\ 3.40/3.40 = 1 < 1.5 \end{array} \right\} \text{Critère observé } p_q = 0$$

Sens transversal : (6 travées)

$$\left. \begin{array}{l} 5.40/5.00 = 1.08 < 1.5 \\ 5.00/3.40 = 1.47 < 1.5 \\ 3.40/3.40 = 1 < 1.5 \\ 3.40/3.40 = 1 < 1.5 \\ 3.40/3.40 = 1 < 1.5 \end{array} \right\} \text{Critère observé } p_q = 0$$

❖ Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir en plan au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1.5.

Sens longitudinal : (6 files)

$$L_{\max}/L_{\min} = 3.51/2.70 = 1.3 < 1.5 \quad \text{Critère non/observé } p_q = 0.05$$

Sens transversal : (7 files)

$$L_{\max}/L_{\min} = 5.40/3.40 = 1.58 > 1.5 \quad \text{observé } p_q = 0$$

❖ Régularité en plan et en élévation

D'après l'article (3.5.b du RPA99/version2003), la structure n'est pas classée régulièrement en plan et élévation, donc : $p_q = 0.05$

❖ Contrôle de la qualité des matériaux

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc : $p_q = 0$

❖ Contrôle de la qualité d'exécution

Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux, on considère que ce critère est non observé : $p_q = 0.10$

Critère	P _q (S. long)	
	Observé	N/Observé
1. Condition minimale sur les files de contreventement	0	/
2. Redondance en plan	/	0.05
3. Régularité en plan	/	0.05
4. Régularité en élévation	0	/
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	/
6. Contrôle de la qualité d'exécution	/	0.10
Q (totale)	1.20	

Tableau IV.1. *Pénalités en fonction de critère de qualité.*

❖ **Poids total de la structure W :**

Pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{gi} + 0.2W_{Qi}$

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/version2003)** : ($\beta = 0.20$)

W_{gi} : Poids dû aux charges permanentes.

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

A	D _x	D _y	Q	R	T(s)	W(KN)
0.25	2.04	1.92	1.2	3.5	0.56	26945.51

Tableau IV.2. *Les valeurs obtenues.*

IV.7. Détermination de l'effort sismique à la base de la structure par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le RPA99/version2003 par la formule suivante :

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} . W = 4711.61kN$$

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} . W = 4434.46kN$$

IV.7.1. Caractéristiques Géométriques :

❖ 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 :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} = 9.17 \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = 13.24$$

Avec :

M_i : La masse de l'élément i .

X_i , Y_i : Coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global.

❖ Centre de torsion :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux. En général deux cas se 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 une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

❖ Calcul de l'excentricité :

L'excentricité C est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

- a) Excentricité théorique.
- b) Excentricité accidentelle.

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique de la structure.

- **Excentricité théorique :**

$$\begin{cases} e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \\ e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

- **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par la RPA (**art4.2.7**) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_{ac} = \max \begin{cases} 5\%L_{x\max} = 0.05 \times 25.70 = 1.28\text{m} \\ 5\%L_{y\max} = 0.05 \times 16.91 = 0.84\text{m} \end{cases}$$

Donc : $e_{ac} = 1.28\text{m}$

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
STORY1	8.84	12.826	10.21	14.253	-1.37	-1.427
STORY2	9.217	13.288	9.696	13.984	-0.479	-0.696
STORY3	9.213	13.295	9.626	13.731	-0.413	-0.436
STORY4	9.209	13.30	9.907	13.505	-0.698	-0.205
STORY5	9.206	13.306	9.898	13.301	-0.692	-0.005
STORY6	9.197	13.327	9.898	13.141	-0.701	0.186
STORY7	9.301	13.321	9.896	13.034	-0.595	0.287

Tableau IV.3. Centre de masse et Centre de rigidité

❖ Mode des vibrations et taux de participation des masses

Après l'analyse automatique par le logiciel ETABS, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Mode	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	RZ	NATURE
1	0.59965	0.0287	71.8162	0	0.0287	71.8162	0.299	trans-Y-
2	0.46637	71.3201	0.0165	0	71.3488	71.8327	0.5166	trans-X-
3	0.42273	0.5533	0.3646	0	71.9022	72.1973	70.608	rotation
4	0.15190	0.0116	18.4179	0	71.9138	90.6152	0.1315	rotation
5	0.11925	16.8596	0.0309	0	88.7734	90.6461	1.4629	rotation
6	0.10414	1.7377	0.0705	0	90.511	90.7165	17.3118	rotation
7	0.06807	0.0065	6.1025	0	90.5175	96.8191	0.0746	rotation
8	0.05361	5.2381	0.0198	0	95.7556	96.8389	1.0617	rotation
9	0.04571	0.9223	0.007	0	96.6779	96.8458	5.393	rotation

Tableau IV.4. Périodes, modes et facteurs de participation massique.

❖ Nombre de modes à considérer

Le nombre de modes à considérer doit être tel que la somme des coefficients de participation massique 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 soit pris en compte, le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée (Art 4.3.4 RPA 2003).

❖ Constatation

1°/ Ce modèle présente une période fondamentale **T = 0.59965s.**

2°/ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation.

3°/ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

4°/ On doit retenir les 12 premiers modes, pour que le coefficient de participation massique atteigne les 90% (selon le RPA99).

5° / La période donnée par ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique de plus de 30%, **T_{dyn} < 1.3T_{RPA}**

T_{dyn} = 0.59965s. < 1.3 (0.56) = 0.728 sec..... Condition vérifiée.

❖ Justification de coefficient de comportement

Il faut déterminer le pourcentage de répartition des charges soit verticales ou horizontales entre les portiques et les voiles pour choisir la valeur du coefficient de comportement.

Les tableaux si-dessous représentent la répartition des charge entre les voiles et les portiques à la base :

✓ Charge horizontale

NIVEAU	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE		VOILE	
(1)	F₁	F₂	F₁	F₂	F₁	F₂	F₁	F₂
	474.48	205.24	1478.26	1810.3	24.29	10.18	75.7	89.81

Tableau IV.5. Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques.

✓ Charge verticale

NIVEAU	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
	F₃	F₃	F₃	F₃
(1)	29293.93	11117.68	72.84	27.51

Tableau IV.6. Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques.

Avec :

F3 : La charge verticale reprise par l'élément.

F1 : La charge horizontale suivant X.

F2 : La charge horizontale suivant Y.

❖ Conclusion

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles (d'après RPA99). Ce qui implique que la structure a un coefficient de comportement $R=3.5$

❖ Calcul de l'effort tranchant à la base

L'effort tranchant pour chaque mode est donnée par la formule suivant :

$$V_T = \frac{S_a}{g} \times \alpha_i \times W$$

Mode	Période	$\alpha_{ix}(\%)$	$\alpha_{iy}(\%)$	Wt(KN)	sa/g	Vx(KN)	Vy(KN)
1	0,59965	0.0287	71.8162	26945.51	0.193	1.49	3734.78
2	0,46637	71.3201	0.0165	26945.51	0.218	4189.42	0.96
3	0,42273	0.5533	0,3646	26945.51	0.218	32.50	21.41
4	0,15190	0.0116	18.4179	26945.51	0.218	0.68	1081.88
5	0,11925	16.8596	0.0309	26945.51	0.237	1076.66	1.97
6	0,10414	1.7377	0.0705	26945.51	0.247	115.65	4.69
7	0,06807	0,0065	6.1025	26945.51	0.270	0.41	443.97
8	0,05361	5.2381	0,0198	26945.51	0.278	392.37	1.48
9	0,04571	0.9223	0,007	26945.51	0.284	70.57	0.53

Tableau IV.7. L'effort tranchant (Sens longitudinal et transversal)

❖ Combinaison des réponses modales (Art 4.3.5 ; RPA 99) :

- Les réponses de deux modes de vibration « i » et « j » des périodes T_i et T_j et d'amortissement

$\varepsilon_i, \varepsilon_j$ Sont considérées indépendantes si le rapport $r = \frac{T_i}{T_j}$ (avec $T_i \leq T_j$) vérifie la relation suivante :

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j}); \text{ avec } \varepsilon_i = \varepsilon_j = 8,5 \%$$

- Dans le cas où toutes 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 : l'effet de l'action sismique considéré.

E_i : valeur modale de E selon le mode i .

K : nombre de mode retenue.

- Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes : E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

Mode	Période	r	$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j})$	vérification
1	0,59965	0.777	0.991	CV
2	0,46637	0.906	0.991	CV
3	0,42273	0.359	0.991	CV
4	0,15190	0.785	0.991	CV
5	0,11925	0.873	0.991	CV
6	0,10414	0.653	0.991	CV
7	0,06807	0.787	0.991	CV
8	0,05361	0.852	0.991	CV
9	0,04571	0.973	0.991	CV

Tableau IV.8. Valeurs des rapports T_i/T_j

❖ Remarque

- Toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$$

$$E_x = 3878.16 \text{ KN.}$$

$$E_y = 3623.19 \text{ KN.}$$

❖ Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

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 : $r = \frac{0.8V}{V_t}$

	V_{stat} (KN)	V_{dyn} (KN)	$0.8 V_{\text{stat}}$	$0.8 V_{\text{stat}} < V_{\text{dyn}}$
Sens X-X	4711.61	3878.16	3769.28	CV
Sens Y-Y	4434.46	3623.19	3547.56	CV

Tableau IV.9. Vérification de la force sismique (statique et dynamique).

❖ Commentaire :

La résultante des forces sismiques à la base V_T obtenue par la méthode dynamique modale spectre est supérieure à 80 % de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

❖ Vérification des déplacements latéraux inter-étage :

Le **RPA99/v.2003** exige de vérifier que les déplacements entre niveaux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau " k " de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \quad (\text{Art 4 - 19 - RPA99/v.2003}).$$

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique de la structure.

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau " k " par rapport au niveau " k-1 " est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{Art 4 – 20 RPA99/v.2003}).$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$(\delta_k - \delta_{k-1}) \leq \bar{\Delta} = 0,01h_j \quad \text{Avec : } h_j : \text{ hauteur d'étage (j)}$$

Niv	δ_{eK}		R	$\delta_k = R\delta_{eK}$		$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$		$0.01h_j$ (cm)	Observation
	$\delta x(cm)$	$\delta y(cm)$		R δx	R δy	$\Delta_x(cm)$	$\Delta_y(cm)$		
6	1,39	1,94	3.5	4,865	6,79	0,770	1,85	3,06	CV
5	1,17	1,63	3.5	4,095	5,705	0,840	1,12	3,06	CV
4	0,93	1,31	3.5	3,255	4,585	0,805	1,12	3,06	CV
3	0,7	0,99	3.5	2,45	3,465	0,770	1,12	3,06	CV
2	0,48	0,67	3.5	1,68	2,345	0,735	0,98	3,06	CV
1	0,27	0,39	3.5	0,945	1,365	0,560	0,805	3,06	CV
RDC	0,11	0,16	3.5	0,385	0,56	0,385	0,56	4,25	CV

Tableau IV.10. Déplacement inter-étage

❖ Conclusion :

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismique sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le RPA, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée.

❖ Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (**Art 4, 2,5 RPA99/V2003**).

$$V = F_t + \sum F_i \quad \text{Avec :} \quad F_t = \begin{cases} 0.07VT & SI \quad T > 0.7S \\ 0 & SI \quad T < 0.7S \end{cases}$$
$$T = 0.599 < 0.7s \quad F_t = 0$$

Vérification par RPA2003 :

Il faut que :

$F_t < 0.25 V$ soit vérifiée. (**Art 4, 2,5**)

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par l'expression :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

F_i : force horizontale au niveau i .

h_i : niveau du plancher.

F_t : force concentrée au sommet de la structure.

Les efforts sismiques obtenus pour chaque niveau et dans les deux sens sont :

Niveaux	Effort tranchant(KN)		Poids W (KN)	h(m)	W×h (KN.m)	Effort sismique(KN)	
	V_X	V_Y				F_{ix}	F_{iy}
6	3878.16	3623.19	4306.19	22.61	97362.95	1030.66	962.90
5	3878.16	3623.19	3831.04	19.55	74896.83	792.84	739.11
4	3878.16	3623.19	3775.75	16.49	62262.11	657.67	614.43
3	3878.16	3623.19	3730.72	13.43	50103.56	529.24	494.44
2	3878.16	3623.19	3681.94	10.37	38181.71	403.31	376.79
1	3878.16	3623.19	3648.10	7.31	26667.61	281.68	263.16
RDC	3878.16	3623.19	3971.73	4.25	16879.85	178.30	166.57

Tableau IV.11. *La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur*

❖ **Justification de l'effet (P-Δ) [Art 5.9] :**

Selon l'article 5.9 du RPA99/version2003, les effets du 2^{ème} ordre ou (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

P_K : Le poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (K).

Tel que :
$$P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

V_K : L'effort tranchant d'étage au niveau K.

Δ_K : Déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K-1).

h_K : Hauteur d'étage K.

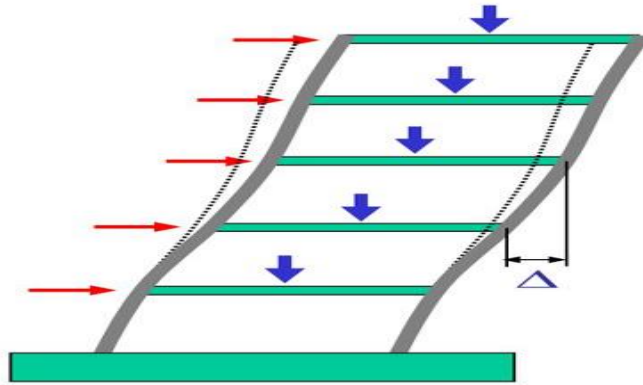


Figure IV.2. Présentation de l'effet $P-\Delta$ sur la structure

- Si $0.10 < \theta \leq 0.20$ les effets $P-\Delta$ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta)$.
- Si $\theta > 0.20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique de la structure.

Niv	P _k (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)	h _k (m)	Δ _{kx} (cm)	Δ _{ky} (cm)	θ _{kx}	θ _{ky}	< 0.1
6	4306.19	1030.66	962.90	3.06	0,770	1,85	0,01051	0,02703	C.V
5	3831.04	792.84	739.11	3.06	0,840	1,12	0,01326	0,01897	C.V
4	3775.75	657.67	614.43	3.06	0,805	1,12	0.01510	0,02249	C.V
3	3730.72	529.24	494.44	3.06	0,770	1,12	0,01773	0,02761	C.V
2	3681.94	403.31	376.79	3.06	0,735	0,98	0,02192	0,03129	C.V
1	3648.10	281.68	263.16	3.06	0,560	0,805	0,02370	0,03646	C.V
RDC	3971.73	178.30	166.57	4.25	0,385	0,56	0,02017	0,03141	C.V

Tableau IV.12. Justification de l'effet (P-Δ)

❖ Conclusion :

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieurs à 0.1, donc l'effet P-Δ est négligeable

❖ Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble :

❖ Vérification au renversement :

D'après l'article 5.5 du RPA99/version2003, le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact du sol fondation.

Le moment de stabilisation sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$).

Avec :

M_s : Moment stabilisant.

M_r : Moment de renversement.

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.

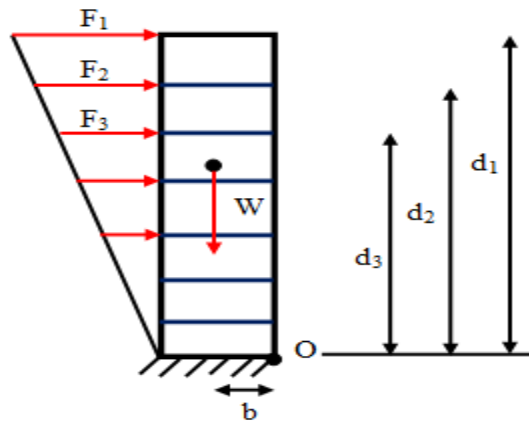


Figure IV.3. Moment de renversement.

$$M_{Re} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$M_{stab} = M_{W/O} = W \times b$$

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

	W(KN)	b(m)	M_s (KN.m)	M_r (KN.m)	M_s/M_r	Verification
Sens XX	26945.51	16.13	434631.07	63755.09	6.81	CV
Sens YY	26945.51	3.37	90806.36	59531.98	1.53	CV

Tableau IV.13. Vérification de renversement.

$$b_x = L_x - X_G \quad ; \quad b_x = 25.30 - 9.17 = 16.13 \text{ m.}$$

$$b_y = L_y - Y_G \quad ; \quad b_y = 16.61 - 13.24 = 3.37 \text{ m.}$$

❖ Conclusion

L'ouvrage est donc stable au renversement, de plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

❖ Vérification de l'effort normal réduit

L'article (7.4.3.1) du RPA99/version 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.

niveaux	Sections (cm ²)	N(KN)	N_{rd}	observations
6 ^{ème} , 5 ^{ème}	35x35	435.33	0.0142	C.V
4 ^{ème} , 3 ^{ème}	40x40	840.84	0.0210	C.V
2 ^{ème} , 1 ^{er}	45x45	1275.88	0.0252	C.V
E-sols, RDC	50X50	1525.08	0.0244	C.V

Tableau IV.14. Vérification de l'effort normal réduit

❖ Conclusion

L'effort normal réduit est vérifié donc les dimensionnements des poteaux est acceptable.

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX :

V. Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé (**CBA 93, BAEL et RPA 99/ V.2003**)

Les règles **CBA 93** « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont venues afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'action qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité les quelles les actions entaient leurs valeurs.

Les règles **RPA 99/V.2003** « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des structures en béton armé en zone sismique.

Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des dimensionnement appropriés.

- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant, et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

V.1. Ferrailage des poteaux :

➤ Armatures longitudinales :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

- **Situation durable**

Béton :

$$\gamma_b = 1.5 \qquad f_{c28} = 25Mpa \qquad f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.2Mpa$$

θ = Est en fonction de durée T d'application de combinaison d'action :

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

Acier :

$$\gamma_s = 1.15 \qquad f_e = 400Mpa \qquad \sigma_s = 348Mpa$$

- **Situation accidentelle**

Béton :

$$\gamma_b = 1.15 \qquad f_{c28} = 25Mpa \qquad f_{bu} = 18.48Mpa$$

Acier :

$$\gamma_s = 1 \qquad f_e = 400Mpa \qquad \sigma_s = 400Mpa$$

❖ **Combinaison des charges :**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

➤ Selon **BAEL 91** (situation durable)

ELU : $1,35G + 1,5Q$

ELS : $G + Q$

➤ Selon **RPA 99** (situation accidentelle)

$G + Q \pm E$

$0,8G \pm E$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

N_{\max} ; $M_{\text{correspondant}}$

N_{\min} ; $M_{\text{correspondant}}$

M_{\max} ; $N_{\text{correspondant}}$

❖ Recommandations du « BAEL91 » :

Ferraillage minimum est donné par la formule suivante :

$$A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{F_{t28}}{F_e}.\frac{es-0,45.d}{es-0,185.d} \quad \text{Avec: } e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

❖ Recommandations du « RPA 99/v.2003 » :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
 - Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de **0.9%** (zone III).
 - Ferraillage maximum sera de :
 - 4%** en zone courante.
 - 6%** en zone de recouvrement.
 - La longueur minimale de recouvrement est de **50Φ** (zone III)
 - La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser **20cm** (zone III).
 - Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- $$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$
- Le diamètre minimum est de **12 mm**

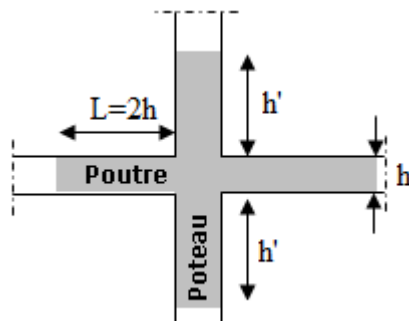


Figure V.1.Zone nodale des poteaux

➤ Armatures transversales :

Selon **RPA 99** les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

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'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

- $\rho_a = 3.75$ si l'élancement 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 : $t \leq 10cm$ en zone III

Dans la zone courante : $t \leq \min (b/2, h/2, 10 \phi)$ en zone III

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t \times b_1}$ 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'élancement 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_t

- **Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 7-4-3-1) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{MPa} \end{array} \right. = 3.33 \text{MPa}$$

V_u : l'effort tranchant maximum

B : Largeur de la section de la poutre

d : Hauteur utile

- ❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement (RPA2003 Art 7-4-3-2) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u < \tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 1.875 \text{MPa} \quad \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{dans le cas contraire} \end{cases}$$

- ❖ **Vérification des contraintes à L'ELS**

- **Vérification d'une section partiellement comprimée :**

Le calcul et s'effectue comme suit :

On calcule :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_{ser}}{I} \times Y_{ser}$$
$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - d')^2 \right]$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton

Y₂ : distance entre le centre de pression et l'axe neutre

y_{ser} : nouvelle position de l'axe neutre

Sachant que : $y_{ser} = y_2 + c$

y_2 est la solution d'équation : $y_2 + p y_2 + q = 0 \dots\dots\dots 1$

$$\text{Avec : } \begin{cases} p = -3c^2 - 90A'_s \frac{(c-d')}{b} + 90A_s \frac{(d-c)}{b} \\ q = -2c^3 - 90A'_s \frac{(c-d')^2}{b} + 90A_s \frac{(d-c)^2}{b} \end{cases}$$

La solution de l'équation 1 : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

1^{er} cas : $\Delta \geq 0 \Rightarrow \text{une seule solution}$; $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

Avec : $u = \sqrt[3]{t}$; $t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$

- **Vérification d'une Section entièrement comprimée :**

La section est effectivement entièrement comprimée si ces deux contraintes sont positives ; sinon on recommence le calcul avec une section partiellement comprimée

L'excentricité : $e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$

- Si $e < h/6$: il y a fortes chance que la section soit entièrement comprimée.
- Si $e > h/6$: il y a fortes chance que la section soit partiellement comprimée.

La section est entièrement comprimée, il n'y a à vérifier que la condition de compression du béton.

Le calcul et s'effectue comme suit :

On calcule :

- L'aire de la section homogène totale :

$$S = b \times h + 15(A_s + A'_s)$$

- La position du centre de gravité résistant qui est située à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique.

$$X_G = 15 \times \frac{A_s' \left(\frac{h}{2} - d' \right) - A_s \left(d - \frac{h}{2} \right)}{b \times h + 15 \times (A_s + A_s')}$$

- L'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \times X_G^2 + 15 \left[A_s' \left(\frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]$$

- **Calcul des contraintes :**

Les contraintes dans le béton valent σ_{sup} sur la fibre supérieure et σ_{inf} sur la fibre inférieure :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}} (e_{\text{ser}} - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}} (e_{\text{ser}} - X_G) \times \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

V.1.1. 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.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants, Le calcul sera effectué par zone, elles seront définies comme suit :

- ✓ **Zone 01 : entre/Sol, RDC (50x50).**
- ✓ **Zone 02 : 1^{ère}, 2^{ème} étages (45x45).**
- ✓ **Zone 03 : 3^{ème}, 4^{ème} étages (40x40).**
- ✓ **Zone 4 : 5^{ème} et 6^{ème} étages (35x35).**

Niveau	Combinaisons						
	0.8GEYMAX		ELU			GQEXMAX	
	N_{min} (KN)	M_{CORR} (KN.m)	N_{max} (KN)	M_{CORR} (KN.m)	V_u (KN)	M_{max} (KN.m)	N_{corr} (KN)
Zone(1)	669.07	50.428	1525.08	1.69	1.23	80.556	127.63
Zone(2)	566.34	46.09	1275.88	4.986	3.72	115.095	535.6
Zone(3)	378.1	42.602	840.84	7.984	5.63	106.534	326.94
Zone(4)	194.89	33.189	435.33	8.408	5.74	78.093	130.5

Tableau V.1.Tableaux récapitulatif des sollicitations.

Exemple de calcul :

Zone 01 : poteau (50x50)

➤ **Ferraillage longitudinal :**

$$\begin{cases} M_{u \text{ corr}} = 1.69 \text{ KN.m} \\ N_{u \text{ max}} = 1525.08 \text{ KN} \\ M_{ser} = 1.229 \text{ KN.m} \\ N_{ser} = 1112 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{Avec : la hauteur d'etage égale a } 4.25 \text{ m}$$

Les pièces étant comprimées, il apparait un risque de flambement, ce qui impose de majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliquée

❖ **Calcul de l'excentricité :**

Centre de pression entre les armatures

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.001 \text{ lm} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.22 \text{ m}$$

❖ **Vérification du flambement :**

$$L_f \leq \max \begin{cases} 15 \\ 20 \frac{e_1}{h} \end{cases} \Rightarrow 2.975 \leq \max \begin{cases} 15 \\ 0.0051 \end{cases}$$

Le calcul sera mené en flexion composée en considérant une excentricité totale :

$$e_T = e_1 + e_a + e_2$$

- Excentricité du 1er ordre : $e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.0065m$
- Excentricité additionnelle : $e_a = \max\left(2cm : \frac{L}{250}\right) = 0.02m$
- Excentricité du 2eme ordre : $e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \times \phi)$

Avec : $L_f = 0.7$, $L = 2.975$ m.

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \times M_{ser}}\right) = 0.833$$

ϕ : Le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous charge

Considère ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times 2.975^2}{10000 \times 0.50} (2 + 0.833 \times 2) = 0.019m$$

❖ **L'excentricité totale :**

$$e_T = e_1 + e_a + e_2 = 0.0065 + 0.02 + 0.019 = 0.0455m$$

❖ Le moment de calcul devient ainsi :

$$M_t = e_T \times N_u = 0.0455 \times 1525.08 = 69.39 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul le moment fictif au centre de gravité des armatures tendues :

$$M_{fec} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 335.53 \text{ KN.m}$$

Il faut que cette condition vérifie pour dire que c'est une section partiellement comprimée :

$$N_u \times (d - c') - M_{fec} \leq (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times \sigma_{bu}$$

$$360 \leq 1088.74 \dots \dots \dots 1$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \dots \dots \dots 2$$

On a :

D'après 1 et 2 la section est partiellement comprimée.

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment M_f puis sera ramené en flexion composée.

❖ Calcul en flexion simple :

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{335.53 \times 10^{-3}}{0.50 \times 0.47^2 \times 18.48} = 0.164 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{donc : } A'_1 = 0$$

N'existe pas

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.465$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,813$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_1 = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A = \frac{335.53 \times 10^6}{0,813 \times 470 \times 348} = 25.23 \text{ cm}^2$$

❖ Calcul en flexion composée :

$$A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s} = 2523 - \frac{1525.08 \times 10^3}{348} = -18.59 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_s = A'_1 = 0$$

❖ Selon le BAEL :

$$\begin{cases} A_{\min} = \max(0.2\% B ; 4 \text{ cm}^2 \times \mu_{(m)}) \\ A_{\max} = 5\% B \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min} = 5 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 125 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

❖ Selon le RPA

$$A_{\min} = 0.9\% B = 22.5 \text{ cm}^2$$

❖ Conclusion :

$$A_{\text{adopte}} = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{BAEL}}, A_{\text{RPA}}) = 22.5 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : **12T16 = 24.12 cm²**

Niveau	Section (cm ²)	<i>CBA93</i>	<i>RPA99/V2003</i>
		<i>A_{cnf}</i> (cm ²)	<i>A_{min}</i> (cm ²)
Zone(1)	50x50	2.84	22.5
Zone(2)	45x45	2.2	18.225
Zone(3)	40x40	1.74	14.4
Zone(4)	35x35	1.35	11.025

Tableau V.2. Armatures maximales et minimales pour chaque zone.

Niveau	Poteau	Combi	<i>A_{cal}</i> (cm ²)	<i>A_{cnf}</i> (cm ²)	<i>A_{RPA}</i> (cm ²)	<i>A_{s adp}</i>	N.des barres
Zone (1)	50X50 cm ²	0.8GEYMAX	0.00	2.84	22.5	24.12	12T16
		ELU	0.00				
		GQEXMAX	2.73				
Zone (2)	45X45 cm ²	0.8GEYMAX	0.00	2.2	18.225	20.63	4T16+8T14
		ELU	0.00				
		GQEXMAX	0.00				
Zone(3)	40X40 cm ²	0.8GEYMAX	0.00	1.74	14.4	16.08	8T16
		ELU	0.00				
		GQEXMAX	1.71				
Zone(4)	35X35 cm ²	0.8GEYMAX	0.00	1.35	11.025	12.32	8T14
		ELU	0.00				
		GQEXMAX	3.05				

Tableau V.3. Ferrailage longitudinal

➤ Armatures transversal :

On a : $V_u=1.23 \text{ KN}$

Selon **RPA 99** les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi, 15cm)$ en zone III
 $t = 8cm$
- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi$ en zone III
 $t' = 12cm$

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 $\frac{A_t}{t \times b_1}$ 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'élancement 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 10ϕ

a- Zone courante :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 \times 4.25}{0.50} = 5.95 > 5 \quad \text{donc : } \rho_a = 2.5$$

$$A'_t = \frac{t \times \rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e} = \frac{12 \times 2.5 \times 1.23 \times 10}{50 \times 400} = 0.018 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : **4Φ8 = 2.84 cm²**

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 5.95 > 3 \Rightarrow \frac{A_t}{t \times b_1} > 0.3\%$$

$$\frac{5.02}{50 \times 12} = 0.83\% > 0.3\% \quad \text{Vérifiée.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_t$

a- Zone nodale :

$$\lambda_g = 5.95 > 5 \quad \text{Donc } \rho_a = 2.5$$

$$A'_t = \frac{t \times \rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e} = \frac{8 \times 2.5 \times 1.23 \times 10}{50 \times 400} = 0.0123 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : **10T8 = 5.02 cm²**

$$\lambda_g = 5.95 > 3 \Rightarrow \frac{A_t}{t \times b_1} > 0.3\% \quad (RPA99/V2003).$$

$$\frac{5.02}{50 \times 8} = 1.25\% > 0.3\% \quad \text{Vérifiée.}$$

zone	V (KN)	S _t (cm)	λ_g	ρ_a	A _t (cm ²)	A _{ado} (cm ²)	Choix	% cal	% min
1	1.23	8	5.95	2.5	0.012	5.02	10HA8	1.25	0.3
2	3.72	8	4.76	3.75	0.062	4.52	9HA8	1.25	0.3
3	5.63	8	5.35	2.5	0.070	4.02	8HA8	1.25	0.3
4	5.74	8	6.12	2.5	0.082	3.52	7HA8	1.25	0.3

Tableau V.4. Armatures transversales en zone nodale

Zone	V (KN)	S _t (cm)	λ_g	ρ_a	A _t (cm ²)	A _{ado} (cm ²)	Choix	% cal	% min
1	1.23	15	5.95	2.5	0.023	7.53	15HA8	1.01	0.3
2	3.72	15	4.76	3.75	0.116	4.02	8HA8	0.59	0.3
3	5.63	15	5.35	2.5	0.131	4.52	9HA8	0.75	0.3
4	5.74	15	6.12	2.5	0.153	6.03	11HA8	1.14	0.3

Tableau V.5. Armatures transversales en zone courante.

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_t$.

❖ Vérification a ELU

- Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 Art 7-4-3-1)

On a : $V_{u\max} = 1.23 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.23 \times 10^3}{600 \times 47} = 0.0043 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPA} \end{array} \right. = 3.33 \text{ MPA}$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement : (RPA99/2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u = 0.043 \text{ MPA} < \tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 1.875 \text{ MPA} \quad \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{dans le cas contraire} \end{cases}$$

- Vérification de la contrainte d'adhérence

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = \frac{1.23 \times 10^3}{0.9 \times 470 \times (12 \times 3.14 \times 16)} = 0.0048 < 3.15 \text{ MPa}$$

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

zone	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	$V_u (kN)$	$\tau_u (MPa)$	$\bar{\tau}_u (MPa)$	OBS	$\sum U_i (mm)$	$\tau_{su} (MPa)$	$\bar{\tau}_{su} (MPa)$	OBS
1	1.23	0.043	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	602.88	0.0048	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
2	3.72	0.14	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	602.88	0.016	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
3	5.63	0.25	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	401.92	0.042	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
4	5.74	0.29	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	351.68	0.056	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

Tableau V.6. Vérification des poteaux à l'ELU

• **Vérification au flambement**

L'effort maximal repris par le poteau est : $N_{max} = 1525.08KN$

$$l_f = 2.975m$$

$$I_{XX} = I_{YY} = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.5^4}{12} = 0.005 m^4$$

$$B = 0.5 * 0.5 = 0.25m^2$$

$$\text{Soit : } \lambda = \frac{l_f}{i} ; \text{ avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0.005}{0.25}} = 0.141m$$

$$i_{XX} = i_{YY} = 0.141m ; \quad \lambda_{XX} = \lambda_{YY} = \frac{2.975}{0.141} = 21.1$$

$$\Delta = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{si} \quad \lambda \leq 50$$

$$\Delta = \frac{1500}{\lambda^2} \quad \text{si} \quad 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$0 < \lambda = 21.1 < 50 \quad \text{donc} \quad \Delta = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{21.1}{35}\right)^2} = 0.79$$

On doit vérifier que :

$$B_r \geq R = \frac{N_{max}}{\Delta \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)}$$

$$B_r = (50 - 2) * (50 - 2) = 2304cm^2$$

$$B_r \geq \frac{1525.08 * 1000}{0.79 \left(\frac{25}{0.9 * 1.15} + \frac{400}{100 * 1} \right)} = 685.73cm^2$$

$$B_r = 2304cm^2 > 685.73cm^2 \quad CV$$

Zone	L(m)	$l_f(m)$	B (m ²)	i(m)	λ	Δ	$B_r(cm^2)$	R (cm ²)
1	4.25	2.975	0.25	0.141	21.1	0.79	2304	685.73
2	3.06	2.142	0.2025	0.121	17.7	0.81	1849	668.74
3	3.06	2.142	0.16	0.111	19.3	0.80	1444	667.10
4	3.06	2.142	0.1225	0.090	23.8	0.77	1089	703.48

Tableau V.7. Vérification de flambement des poteaux

❖ Vérification de l'effort normal ultime

D'après CBA93 (Art.8.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

$$N_{ultime} = \Delta \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

Δ : Coefficient en fonction de l'élancement λ .

B_r : Section réduite du béton.

A : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$N_{ultime} = 0.79 \left(\frac{2304 * 100 * 25}{0.9 * 1.15} + 24.12 * 100 * \frac{400}{1} \right)$$

$$N_{ultime} = 5158.713 \text{ KN} > N_{max} = 1525.08 \text{ KN} \text{ donc la condition est vérifiée.}$$

Zone	L ₀ (m)	l _f (m)	λ	A (cm ²)	N _{max} (kN)	N _{ultime} (KN)	Vérification
1	4.25	3.108	5.95	24.12	1525.08	5158.713	CV
2	3.06	2.142	4.76	20.63	1275.88	4286.020	CV
3	3.06	2.142	5.35	16.08	840.84	3304.898	CV
4	3.06	2.142	6.12	12.32	435.33	2404.890	CV

Tableau V.8. Vérification de l'effort normale ultime

❖ Vérification des contraintes à L'ELS

Les résultats des vérifications des contraintes sont présentés dans le tableau suivant : par le logiciel SECOTEC

Zone	M _{ser} (KN.m)	As (cm ²)	N _{ser} (KN)	$\sigma_{bc \text{ inf}}$ (Mpa)	$\sigma_{bc \text{ sup}}$ (Mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	OBS
1	1.229	24.12	1112	2.88	5.21	15	CV
2	3.628	20.63	930.34	2.74	5.55	15	CV
3	5.809	16.08	613.49	2.07	4.91	15	CV
4	6.119	12.32	318.26	1.06	3.74	15	CV

Tableau V.9. Vérification des contraintes de béton

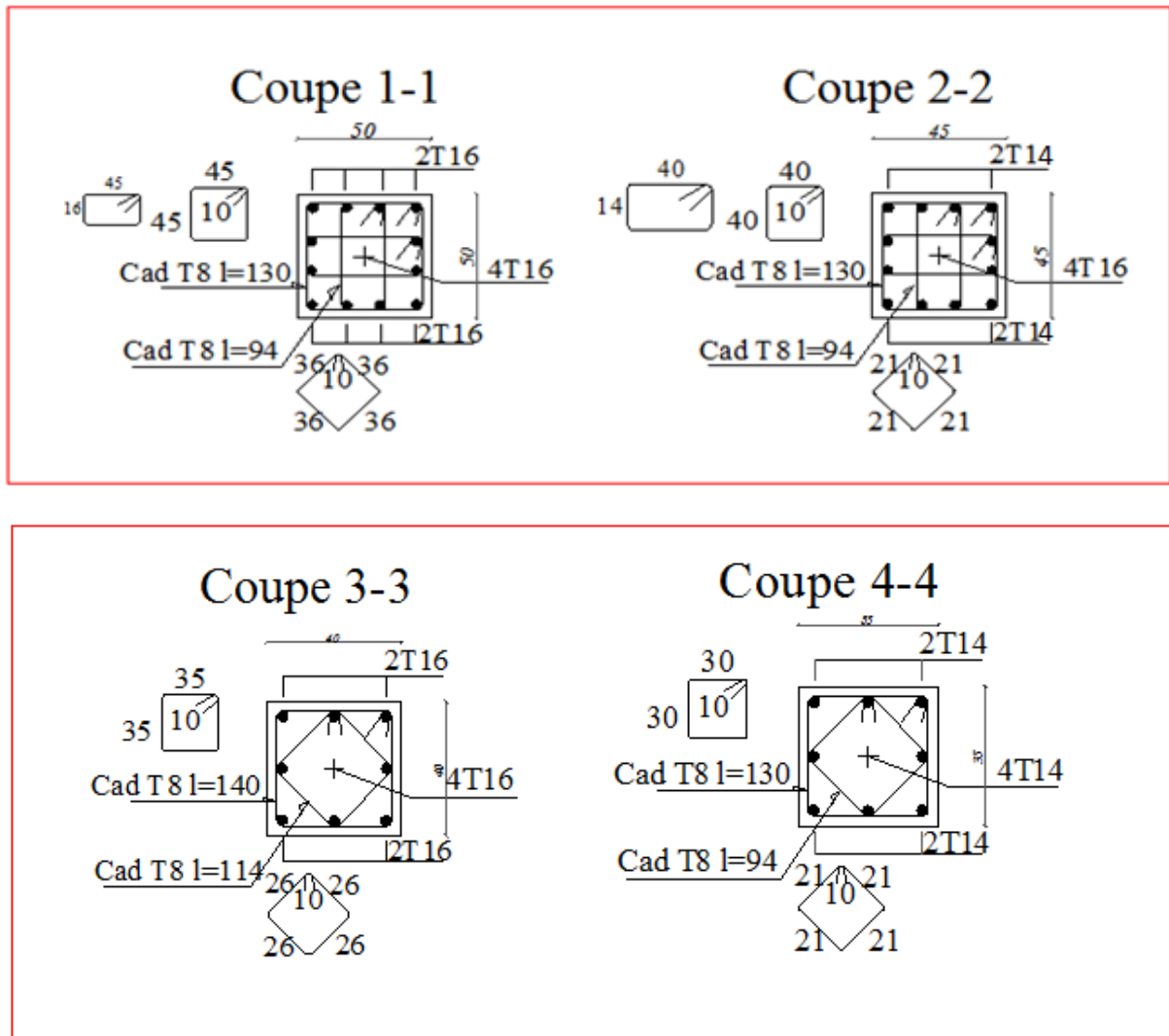


Figure V.2. schéma de ferrailage des poteaux.

V.2. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant. Leur ferrailage donc sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS), suivant les recommandations du **RPA 99/version 2003**.

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par l'**ETABS**, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présenté par le **RPA** et le **BAEL 91** :

❖ Etat limite ultime :

Situation durable et transitoire : $1,35 G + 1,5 Q$

Situation accidentelle : $G + Q \pm E, 0,8G \pm E$

❖ Etat limite de service : $G + Q$

V.2.1. Recommandation du RPA 99(V2003) :

V.2.1.1. Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en Zone courante.
 - 6% en Zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - 40φ : En zone I et IIa.
 - 50φ : En zone IIb et III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.
- La section d'armatures finales : $A = \max (A_{cal} ; A_{CNF} ; A_{RPA})$

$$\begin{cases} A_{CAL} \rightarrow \text{flexion simple} \\ A_{CNF} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \\ A_{RPA} = 0.5\% B \end{cases}$$

V.2.1.2. Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right) & \dots\dots\dots \text{ Dans la zone nodale.} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \dots\dots\dots \text{ En dehors de la zone nodale.} \end{cases}$$

- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Les moments max au niveau des appuis sont donnés par les combinaisons sismiques donc le calcul des armatures se fera en situation accidentelle, par contre ceux de travées sont donnés par les combinaisons statiques donc le calcul des armatures se fera en situation durable.

❖ Condition de non fragilité (BAEL91) :

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,3 \times 0,47 \times 2,1}{400} = 1,70 \text{ cm}^2$$

❖ Pourcentage exigé par RPA99/v.2003

• Poutres principales :

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0,005 \times 30 \times 50 = 7.5 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0,04 \times 30 \times 50 = 60 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0,06 \times 30 \times 50 = 90 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

• Poutres secondaires :

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

❖ Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de :

$$L_r = 50\Phi = 50 \times 2 = 100 \text{ cm}$$

V.2.3. Ferrailage longitudinal des poutres :

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose notre bâtiment en (05) zones :

- Les niveaux (S /sol-RDC) Zone 1.
- Les niveaux (1-2) Zone 2.
- Les niveaux (3-4) Zone 3.
- Les niveaux (5-6) Zone 4.

Le ferrailage des poutres principales et secondaires est résumé dans les tableaux suivants :

V.2.3.1. Ferrailage des poutres principales :

Poutre			M (KN.m)	As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des barres
Zone 1	PP (30×50)	Sur appuis	74.758	4.78	7.5	60	8.01	3T14+3T12
		En travée	138.496	9.24			10.65	3T14+3T16
Zone 2	PP (30×50)	Sur appuis	80.093	5.14	7.5	60	8.01	3T14+3T12
		En travée	178.527	12.27			14.04	3T14+3T20
Zone 3	PP (30×50)	Sur appuis	71.187	4.24	7.5	60	8.01	3T14+3T12
		En travée	153.776	10.37			10.65	3T14+3T16
Zone 4	PP (30×50)	Sur appuis	49.222	3.10	7.5	60	8.01	3T14+3T12
		En travée	92.697	5.99			8.01	3T14+3T12

Tableau V.10: Ferrailage des poutres principales.

V.2.3.2. Ferrailage des poutres secondaires :

Poutre		M (KN.m)		As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des barres
Zone 1	PS (30×40)	Sur appuis	81.883	6.90	6	48	8.01	3T14+3T12
		En travée	122	10.81			10.9	3T14+2T20
Zone 2	PS (30×40)	Sur appuis	124.579	11.08	6	48	12.31	3T16+2T20
		En travée	165.508	15.64			15.75	3T16+3T20
Zone 3	PS (30×40)	Sur appuis	124.609	11.08	6	48	12.31	3T16+2T20
		En travée	154.68	14.37			15.75	3T16+3T20
Zone 4	PS (30×40)	Sur appuis	113.67	9.96	6	48	10.9	3T14+2T20
		En travée	112.01	9.79			10.9	3T14+2T20

Tableau V.11: Ferrailage des poutres secondaires.

Dispositions constructives :

D'après l'article 7.5.2.2 du RPA99/VERSION2003 concernant les dispositions constructives pour les portiques, l'armature supérieure filante A'_{sup} doit avoir pour section :

$$A'_{sup} \geq \max\left(\frac{A_{appui}}{4}, \frac{A_{appui2}}{4}, 3 \text{ cm}^2\right)$$

En ce qui concerne l'armature inférieure filante A'_{inf} :

$$A'_{inf} \geq \max\left(\frac{A_{appui}}{2}, \frac{A_{travée}}{4}, 3 \text{ cm}^2\right)$$

- Poutre principale :

$$\rightarrow \text{on prend } 3T14 \quad A'_{sup} = 4.62 \text{ cm}^2 \quad A'_{sup} \geq 3 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{on prend } 3T14 \quad A'_{inf} = 4.62 \text{ cm}^2 \quad A'_{inf} \geq 3.44 \text{ cm}^2$$

- Poutre secondaire :

$$\rightarrow \text{on prend } 3\text{T14 } A'_{\text{sup}} = 4.62\text{cm}^2 A'_{\text{sup}} \geq 3 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{on prend } 3\text{T14 } A'_{\text{inf}} = 4.62\text{cm}^2 A'_{\text{inf}} \geq 3 \text{ cm}^2$$

V.2.4. Calcul des armatures transversales :

Le ferrailage transversal se fait avec l'effort tranchant qui provoque des contraintes de traction et de compression dans le béton, ces armatures transversales reprennent les efforts de traction.

a- Selon le BAEL91 :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{0,4b \times S_t}{f_e}$

Avec :

b : largeur de la poutre ;

S_t : l'espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}).$$

Donc :

$$\begin{cases} S_t \leq \min (42.3 ; 40\text{cm}) = 40 & \text{on adopt } S_t = 15 \text{ cm} \\ A_t \geq A_t \geq \frac{0,5 \times 0,3 \times 15}{400} \Rightarrow A_t \geq 0.56 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

- Diamètre des armatures d'âme (BAEL Art 7-4-2-3) :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t_{\min}} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \left\{ \frac{50}{35}; \frac{30}{10}; 1,4 \right\} = 1,4$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

b- Selon le RPA99/version 2003 :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$

L'espacement maximal :

- En zone nodale : $S_t \leq \min (h/4 ; 12 \Phi_L) = 12,5\text{cm}$
- En zone courante : $S_t \leq h/2 = 15\text{cm}$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : $S_t = 10\text{cm}$
- En zone courante : $S_t = 15\text{cm}$

On aura alors :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2 > 0.5 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant : **4Φ8** $A_t = 2.01\text{cm}^2$

$$S_t (\text{adopté}) = \text{Min} \{S_{tB.A.E.L.}, S_{tR.P.A.}\} \dots\dots\dots S_t = 15\text{cm}$$

On aura un cadre et un étrier de diamètre « Φ8 ».

Remarque : les armatures transversales sont les mêmes dans les poutres principales et les poutres secondaires : **4Φ8**

V.2.5. Vérification :

V.2.5.1. Vérification du cisaillement du béton :

On doit vérifier la condition ci-après :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} < \bar{\tau}$$

La contrainte tangente conventionnelle : $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

La contrainte tangente admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ Mpa} \\ 5 \text{ Mpa} \end{array} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{situation durable}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ Mpa}) = 4.35 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{situation accidentelle}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Zone	les poutres	V _u (KN	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
1	PP	14.49	0.102	4,35	CV
	PS	23.15	0.208		
2	PP	8.09	0.057	4,35	CV
	PS	24.48	0.220		
3	PP	10.81	0.076	4,35	CV
	PS	26.49	0.238		
4	PP	10.09	0.071	4,35	CV
	PS	30.30	0.272		

Tableau V.12 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

V.2.5.2. Vérification des Contraintes de compression dans le béton :

Pour les vérifications des contraintes. 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 dans la travée et appuis.

La vérification des poutres à l'ELS est effectuée comme suit :

- **Calcul de la position de l'axe neutre :**

$$b \times \frac{y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15(A_s \times d + A'_s \times d') = 0$$

- **Calcul du moment d'inertie :**

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

Où : A_s : section d'armatures tendues.

A'_s : section d'armatures comprimées.

$\eta = 15$: coefficient d'équivalence.

- **Vérification des contraintes :**

Il faut que les contraintes compression du béton vérifiées :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bdA_s + bdA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Chapitre V : Etude des éléments résistants.

Avec : $\left[\begin{array}{l} \eta = 15 \text{ (c'est le coefficient d'équivalence acier - béton).} \\ A_s' = 0 \end{array} \right.$

Les résultats de calculs sont indiqués dans les tableaux suivants :

a- Poutres principales :

Les poutres	Zone de vérification	M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	σ_{bc} (MPa)
Zone 1	Sur appuis	9.14	8.01	0.92
	En travée	10.52	10.65	1.13
Zone 2	Sur appuis	5.00	8.01	0.51
	En travée	5.89	14.04	0.49
Zone 3	Sur appuis	7.83	8.01	0.79
	En travée	5.79	10.65	1.09
Zone 4	Sur appuis	7.32	8.01	0.74
	En travée	6.34	8.01	0.64

Tableau V.13 : vérification de Contrainte de compression dans le béton(PP).

b- Poutres secondaires :

Les poutres	Zone de vérification	M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	σ_{bc} (MPa)
Zone 1	Sur appuis	4.62	8.01	0.69
	En travée	1.68	10.9	0.22
Zone 2	Sur appuis	13.08	12.31	1.71
	En travée	1.66	15.75	0.20
Zone 3	Sur appuis	18.14	12.31	2.37
	En travée	1.64	15.75	0.20
Zone 4	Sur appuis	20.28	10.9	2.75
	En travée	1.65	10.9	0.22

Tableau V.14 : vérification de Contrainte de compression dans le béton(PS).

Conclusion :

On constate que tous les valeurs de la contrainte dans le béton sont inférieures à la valeur admissible.

V.2.6. Vérification de l'état limite de déformation (la flèche) :

On doit vérifier que :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ Mpa}$$

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée

Avec :

L : la portée entre nus d'appuis.

M_t : moment maximum en travée.

M₀ : moment isostatique.

A_s : section d'armature tendue correspondante.

a- Poutre principale :

$$\frac{h}{L} = \frac{50}{642} = 0.077$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} = 0.062$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{10} * \frac{M_t}{M_0} = 0.022$$

$$A = 6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \frac{A}{b*d} = 0.0053 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile.

b- Poutre secondaire :

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{540} = 0.074$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} = 0.062$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{10} * \frac{M_t}{M_0} = 0.032$$

$$A = 6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \frac{A}{b*d} = 0.0054 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile.

V.2.7. Schéma de ferrailage des poutres (zone 1) :

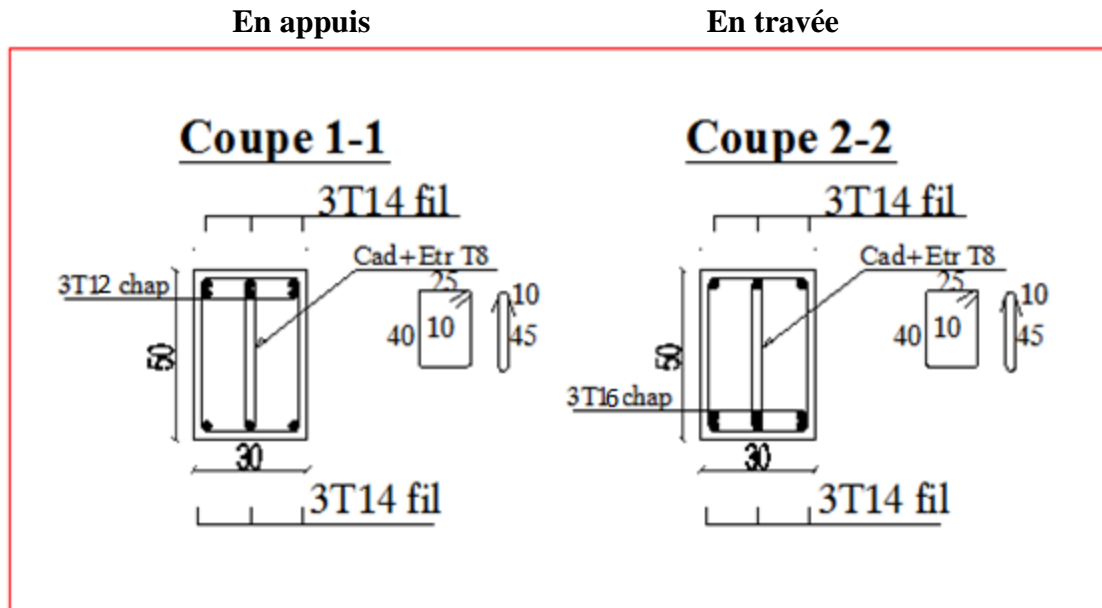


Figure V.3 : Ferrailage des poutres principales (30x50).

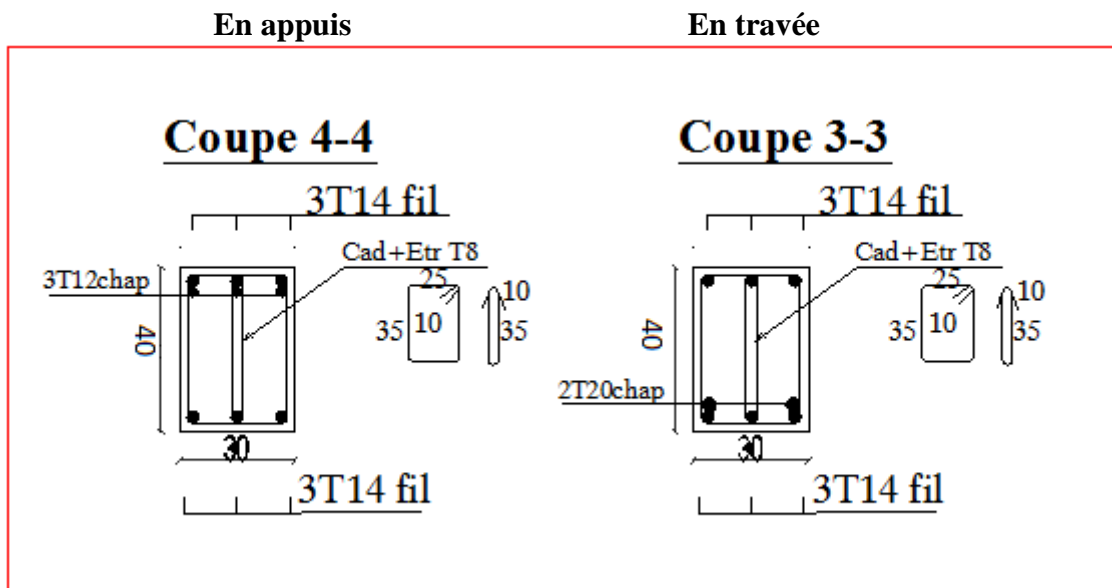


Figure V.4 : Ferrailage des poutres secondaires (30x40).

V.3. Calcul des voiles :

Introduction

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes(**G**), d'exploitation (**Q**), et une charge horizontale due à l'action du vent ou d'un séisme.

Donc les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques.

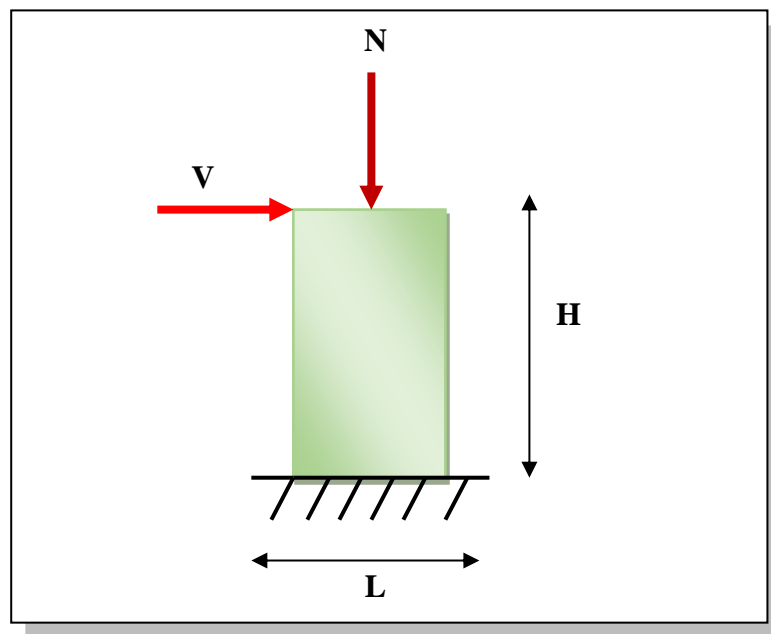


Figure V.5. *Sollicitations des voiles*

Ainsi les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement avec effort tranchant sous les combinaisons des efforts dus aux charges verticales et horizontales.

Pour faire face à ses sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales

V.3.1. Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types de structures en béton armé :

- Structures auto-stable.
- Structures contreventées par des voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par un système de contreventement mixte dont le but est d'assurer la stabilité et la rigidité de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

V.3.2. 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 :

	Selon BAEL (situation durable)		Selon RPA (situation accidentelle)
Combinaisons	ELU	$1.35G+1.5Q$	$G+Q\pm E$
	ELS	$G+Q$	$0.8G\pm E$

Tableau V.15. Combinaisons des charges

V.3.4. Prescriptions imposées par le RPA99/V2003

- **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 :

$$S \leq 1.5 e$$

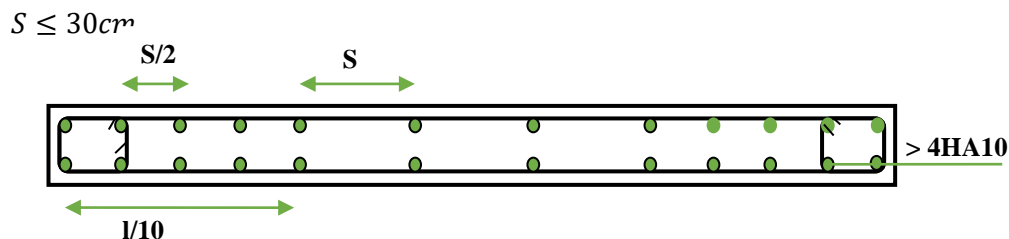


Figure V.6. *Espacement minimum des barres*

❖ 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.

❖ Aciers transversaux

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur des deux valeurs suivantes.

$$\left. \begin{array}{l} S \leq 1.5 e \\ S \leq 30cm \end{array} \right\} \text{Article 7.7.4.3 RPA}$$

Avec :

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

❖ **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.

❖ **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 six (06) types de voiles, résumés dans le tableau suivant :

Voile	L(m)	e(m)	Sens
Type 1	4.30	0.2	XX
Type 2	3.00	0.2	XX- YY
Type 3	3.40	0.2	YY
Type 4	3.70	0.2	YY
Type 5	3.40	0.2	XX
Type 6	2.20	0.2	YY- XX

Tableau V.16.*Type des voiles*

Pour le calcul de ferrailage on a partagé l'ouvrage en quatre (04) zones.

- Zone 1 : entre sol, RDC.
- Zone2 : 1^{ère} niveau, 2^{ème} niveau.
- Zone 3 : 3^{ème} et 4^{ème} niveau.
- Zone 4 : 5^{ème} et 6^{ème} niveau.

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

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.

NB

L'ETABS donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit inverser les signes des efforts.

On distingue 3 cas

1^{er} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c e$$

L_c : Longueur de la section comprimée.

$$L_c = L$$

$$A_v = \frac{F - B f_{bc}}{f_e}$$

F : volume de contrainte.

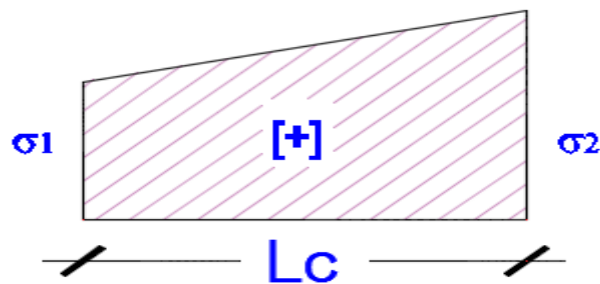


Figure V.7. Section entièrement comprimée

2^{ème} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T \times e$$

L_T : longueur de la section tendue.

$$L_T = L$$

$$A_v = F/f_e$$

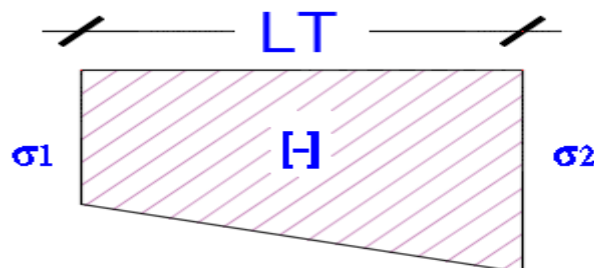


Figure V.8. Section entièrement tendue

3^{em} 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.

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T$$

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

$$A_V = F/f_e$$

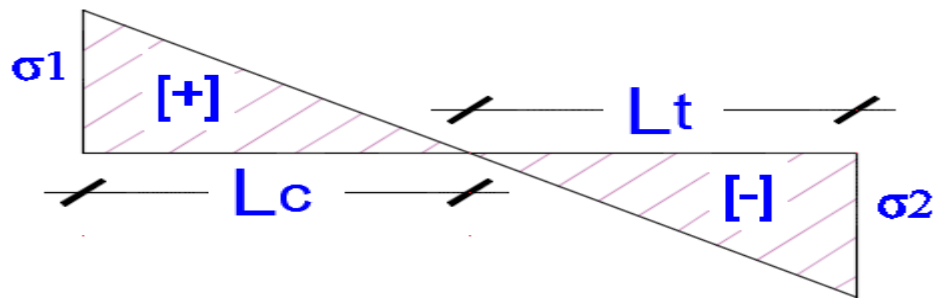


Figure V.9. *Section partiellement comprimée*

- ✓ Si $A_V < A_{min}$ on ferraille avec la section minimale A_{min} .
- ✓ Si $A_V > A_{min}$ on ferraille avec A_V .

➤ Ferrailage des voiles V1 :

Chapitre V : Etude des éléments résistants.

VOILES	zone I		zone II		zone III		zone IV	
DONNEES								
N(t) : Effort Normal	292,105		265,867		192,570		105,397	
M(t,m) : Moment de flexion	531,716		391,264		195,775		60,288	
A m2	0,860		0,860		0,860		0,860	
I(m4) : Inertie du voile	1,325117		1,325117		1,325117		1,325117	
Y(m) : Bras de levier	2,150		2,150		2,150		2,150	
L(m) : Longueur du voile	4,300		4,300		4,300		4,300	
e(m) : Epaisseur du voile	0,200		0,200		0,200		0,200	
T(t) : Effort tranchant	0,025		0,014		0,049		0,059	
RESULTATS								
Sigma1(t/m2)	1202,3660		943,9722		541,5638		220,3725	
Sigma2(t/m2)	-523,0520		-325,6768		-93,7266		24,7368	
Longueur de la zone tendue " Lt(m) 1- Sig2/Sig1	2,9965		3,1970		3,6656		3,8660	
2- Sig1/Sig2		1,3035		1,1030		0,6344		0,4340
Effort de traction " Nt " (t) 1- Sig1 traction	156,7313		104,1192		34,3565		-9,5633	
2- Sig2 traction		-68,1811		-35,9218		-5,9460		1,0735
Section d'armature "As" 1- Sig1 traction	39,1828		26,0298		8,5891		-2,3908	
(cm2) 2- Sig2 traction		17,0453		8,9805		1,4865		0,2684
Section de reprise de betonage "Avj"(cm2)		0,0069		0,0038		0,0134		0,0162
Section d'armature minimale "Amin" 1-	11,9859		12,7880		14,6624		15,4641	
Amin =0,002xLtxe 2-		5,2141		4,4120		2,5376		1,7359
Max {As, Amin}				17.05		8.98	2.54	1.74
A adoptée (cm²)				34		26.62	26.62	16.042
CHOIX DES BARRES/LT	Zone courante			8T10		8T10	8T10	8T10
	Extrémité de voiles			18T14		18T12	18T12	18T10
Espacement (cm)	Zone courante			20		20	20	20
	Extrémité de voiles			10		10	10	10
Section d armature horizontale A (cm²)				9.79		6.50	2.15	0.59
Section min RPA Amin (cm²)				3		3	3	3
Ah adoptée				15.01		10.27	10.27	10.27
Choix des barres				19T10		13T10	13T10	13T10
Espacement (cm)				20		20	20	20
Section d armature transversale	A transversale		5 épingles de HA8/ml					

Tableau V.17 : Ferrailage des voiles V1

Chapitre V : Etude des éléments résistants.

➤ Ferrailage des voiles V2 :

VOILES	zone I		zone II		zone III		zone IV	
DONNEES								
N(t) : Effort Normal	385,990		283,091		225,722		130,535	
M(t,m) : Moment de flexion	549,836		88,729		224,172		102,799	
A m2	0,600		0,600		0,600		0,600	
I(m4) : Inertie du voile	0,450000		0,450000		0,450000		0,450000	
Y(m) : Bras de levier	1,500		1,500		1,500		1,500	
L(m) : Longueur du voile	3,000		3,000		3,000		3,000	
e(m) : Epaisseur du voile	0,200		0,200		0,200		0,200	
T(t) : Effort tranchant	155,034		56,708		132,945		85,117	
RESULTATS								
Sigma1(t/m2)	2476,1033		767,5817		1123,4440		560,2210	
Sigma2(t/m2)	-1189,4700		176,0550		-371,0373		-125,1043	
Longueur de la zone tendue " Lt(m) 1- Sig2/Sig1	2,0265		2,4403		2,2552		2,4524	
2- Sig1/Sig2	0,9735		0,5597		0,7448		0,5476	
Effort de traction " Nt " (t) 1- Sig1 traction	241,0469		-42,9625		83,6758		30,6801	
2- Sig2 traction	-115,7941		9,8540		-27,6354		-6,8512	
Section d'armature "As" 1- Sig1 traction	60,2617		-10,7406		20,9189		7,6700	
(cm2) 2- Sig2 traction	28,9485		2,4635		6,9089		1,7128	
Section de reprise de bétonnage "Avj"(cm2)	42,6343		15,5948		36,5597		23,4072	
Section d'armature minimale "Amin" 1-	8,1060		9,7612		9,0207		9,8094	
Amin =0,002xLtxe 2-	3,8940		2,2388		2,9793		2,1906	
Max {As, Amin}			28.94		2.46		6.90	2.19
A adoptée (cm²)			30.32		18.18		18.18	13.43
CHOIX DES BARRES/LT	Zone courante		3T10		3T10		3T10	3T10
	Extrémité de voiles		4T20+10T14		14T12		14T12	14T10
Espacement (cm)	Zone courante		20		20		20	20
	Extrémité de voiles		10		10		10	10
Section d'armature horizontale A (cm²)			14.96		2.68		5.27	1.92
Section min RPA Amin (cm²)			3		3		3	3
Ah adoptée			15.01		10.27		10.27	10.27
Choix des barres			19T10		13T10		13T10	13T10
Espacement (cm)			20		20		20	20
Section d'armature transversale	A transversale		4 épingles de HA8/ml					

Tableau V.18 : Ferrailage des voiles V2

Chapitre V : Etude des éléments résistants.

➤ Ferrailage des voiles V3 :

VOILES	zone I		zone II		zone III		zone IV	
DONNEES								
N(t) : Effort Normal	271,911		250,878		183,187		101,117	
M(t,m) : Moment de flexion	493,965		312,049		149,549		54,059	
A m2	0,680		0,680		0,680		0,680	
I(m4) : Inertie du voile	0,655067		0,655067		0,655067		0,655067	
Y(m) : Bras de levier	1,700		1,700		1,700		1,700	
L(m) : Longueur du voile	3,400		3,400		3,400		3,400	
e(m) : Epaisseur du voile	0,200		0,200		0,200		0,200	
T(t) : Effort tranchant	0,024		0,189		0,335		0,406	
RESULTATS								
Sigma1(t/m2)	1681,7849		1178,7537		657,4953		288,9925	
Sigma2(t/m2)	-882,0467		-440,8772		-118,7100		8,4105	
Longueur de la zone tendue " Lt(m) 1- Sig2/Sig1	2,2303		2,4745		2,8800		3,3038	
2- Sig1/Sig2	1,1697		0,9255		0,5200		0,0962	
Effort de traction " Nt " (t) 1- Sig1 traction	196,7213		109,0947		34,1887		-2,7787	
2- Sig2 traction	-103,1745		-40,8036		-6,1727		0,0809	
Section d'armature "As" 1- Sig1 traction	49,1803		27,2737		8,5472		-0,6947	
(cm2) 2- Sig2 traction	25,7936		10,2009		1,5432		0,0202	
Section de reprise de betonage "Avj"(cm2)	0,0065		0,0521		0,0920		0,1117	
Section d'armature minimale "Amin" 1-	8,9211		9,8980		11,5201		13,2154	
Amin =0,002xLtxe 2-	4,6789		3,7020		2,0799		0,3846	
Max {As, Amin}					25.79	10.20	2.08	0.38
A adoptée (cm²)					26.27	20.53	20.53	15.82
CHOIX DES BARRES/LT	Zone courante				6T10	6T10	6T10	6T10
	Extrémité de voiles				14T14	14T12	14T12	14T10
Espacement (cm)	Zone courante				20	20	20	20
	Extrémité de voiles				10	10	10	10
Section d armature horizontale A (cm²)					12.29	6.80	2.14	0.17
Section min RPA Amin (cm²)					3	3	3	3
Ah adoptée					15.01	10.27	10.27	10.27
Choix des barres					19T10	13T10	13T10	13T10
Espacement (cm)					20	20	20	20
Section d armature transversale	A transversale				4 épingles de HA8/ml			

Tableau V.19 : Ferrailage des voiles V3

Chapitre V : Etude des éléments résistants.

➤ Ferrailage des voiles V4 :

VOILES	zone I		zone II		zone III		zone IV	
DONNEES								
N(t) : Effort Normal	226,362		177,133		124,030		71,591	
M(t,m) : Moment de flexion	51,189		11,949		7,740		58,278	
A m2	0,740		0,740		0,740		0,740	
I(m4) : Inertie du voile	0,844217		0,844217		0,844217		0,844217	
Y(m) : Bras de levier	1,850		1,850		1,850		1,850	
L(m) : Longueur du voile	3,700		3,700		3,700		3,700	
e(m) : Epaisseur du voile	0,200		0,200		0,200		0,200	
T(t) : Effort tranchant	0,028		0,604		1,141		0,113	
RESULTATS								
Sigma1(t/m2)	418,0694		265,5544		184,5694		224,4541	
Sigma2(t/m2)	193,7198		213,1835		150,6468		-30,9649	
Longueur de la zone tendue " Lt(m) 1- Sig2/Sig1	2,5284		2,0524		2,0372		3,2514	
2- Sig1/Sig2		1,1716		1,6476		1,6628		0,4486
Effort de traction " Nt " (t) 1- Sig1 traction	-48,9804		-43,7533		-30,6900		10,0681	
2- Sig2 traction		22,6959		35,1246		25,0494		-1,3890
Section d'armature "As" 1- Sig1 traction	-12,2451		-10,9383		-7,6725		2,5170	
(cm2) 2- Sig2 traction		5,6740		8,7811		6,2623		0,3472
Section de reprise de betonnage "Avj"(cm2)		0,0076		0,1662		0,3137		0,0311
Section d'armature minimale "Amin" 1-	10,1137		8,2095		8,1489		13,0058	
Amin =0,002xLtxe 2-		4,6863		6,5905		6,6511		1,7942
Max {As, Amin}			5.67		8.78		6.65	1.79
A adoptée (cm²)			29.32		22.35		22.35	16.59
CHOIX DES BARRES/LT	Zone courante		4T10		4T10		4T10	4T10
	Extrémité de voiles		17T14		17T12		17T12	17T10
Espacement (cm)	Zone courante		20		20		20	20
	Extrémité de voiles		10		101		10	10
Section d armature horizontale A (cm²)			0.35		0.45		0.64	0.03
Section min RPA Amin (cm²)			3		3		3	3
Ah adoptée			15.01		10.27		10.27	10.27
Choix des barres			19T10		13T10		13T10	13T10
Espacement (cm)			20		20		20	20
Section d armature transversale	A transversale		4 épingles de HA8/ml					

Tableau V.20 : Ferrailage des voiles V4

Chapitre V : Etude des éléments résistants.

➤ Ferrailage des voiles V5 :

VOILES	zone I		zone II		zone III		zone IV	
DONNEES								
N(t) : Effort Normal	238,798		220,050		160,267		87,544	
M(t,m) : Moment de flexion	52,898		34,157		15,741		3,421	
A m2	0,680		0,680		0,680		0,680	
I(m4) : Inertie du voile	0,655067		0,655067		0,655067		0,655067	
Y(m) : Bras de levier	1,700		1,700		1,700		1,700	
L(m) : Longueur du voile	3,400		3,400		3,400		3,400	
e(m) : Epaisseur du voile	0,200		0,200		0,200		0,200	
T(t) : Effort tranchant	0,064		0,174		0,267		0,347	
RESULTATS								
Sigma1(t/m2)	488,4508		412,2457		276,5374		137,6197	
Sigma2(t/m2)	213,8963		234,9602		194,8362		119,8626	
Longueur de la zone tendue " Lt(m) 1- Sig2/Sig1	2,3645		2,1657		1,9947		1,8172	
2- Sig1/Sig2	1,0355		1,2343		1,4053		1,5828	
Effort de traction " Nt " (t) 1- Sig1 traction	-50,5768		-50,8847		-38,8631		-21,7819	
2- Sig2 traction	22,1480		29,0018		27,3812		18,9714	
Section d'armature "As" 1- Sig1 traction (cm2)	-12,6442		-12,7212		-9,7158		-5,4455	
2- Sig2 traction	5,5370		7,2505		6,8453		4,7428	
Section de reprise de betonnage "Avj"(cm2)	0,0176		0,0480		0,0734		0,0955	
Section d'armature minimale "Amin" 1- Amin =0,002xLtxe	9,4582		8,6627		7,9786		7,2690	
2-	4,1418		4,9373		5,6214		6,3310	
Max {As, Amin}			5.53		7.25		6.84	6.33
A adoptée (cm²)			24.7		16.7		16.7	14.22
CHOIX DES BARRES/LT	Zone courante		4T10		4T10		4T10	4T10
	Extrémité de voiles		14T14		14T12		14T12	14T10
Espacement (cm)	Zone courante		20		20		20	20
	Extrémité de voiles		10		101		10	10
Section d'armature horizontale A (cm²)			3.15		3.22		2.44	1.36
Section min RPA Amin (cm²)			3		3		3	3
Ah adoptée			15.01		10.27		10.27	10.27
Choix des barres			19T10		13T10		13T10	13T10
Espacement (cm)			20		20		20	20
Section d'armature transversale	A transversale		4 épingles de HA8/ml					

Tableau V.21 : Ferrailage des voiles V5

Chapitre V : Etude des éléments résistants.

➤ Ferrailage des voiles V6 :

VOILES	zone I		zone II		zone III		zone IV	
DONNEES								
N(t) : Effort Normal	349,993		261,784		138,888		62,542	
M(t,m) : Moment de flexion	27,652		40,500		21,799		20,710	
A m2	0,440		0,440		0,440		0,440	
I(m4) : Inertie du voile	0,177467		0,177467		0,177467		0,177467	
Y(m) : Bras de levier	1,100		1,100		1,100		1,100	
L(m) : Longueur du voile	2,200		2,200		2,200		2,200	
e(m) : Epaisseur du voile	0,200		0,200		0,200		0,200	
T(t) : Effort tranchant	15,063		22,714		12,471		12,394	
RESULTATS								
Sigma1(t/m2)	966,8332		845,9967		450,7736		270,5093	
Sigma2(t/m2)	624,0423		343,9306		180,5355		13,7725	
Longueur de la zone tendue " Lt(m) 1- Sig2/Sig1	1,3370		1,5641		1,5709		2,0934	
2- Sig1/Sig2		0,8630		0,6359		0,6291		0,1066
Effort de traction " Nt " (t) 1- Sig1 traction	-83,4357		-53,7950		-28,3597		-2,8832	
2- Sig2 traction		53,8536		21,8698		11,3581		0,1468
Section d'armature "As" 1- Sig1 traction	-20,8589		-13,4487		-7,0899		-0,7208	
(cm2) 2- Sig2 traction		13,4634		5,4674		2,8395		0,0367
Section de reprise de betonnage "Avj"(cm2)		4,1423		6,2464		3,4295		3,4084
Section d'armature minimale "Amin" 1-	5,3481		6,2565		6,2835		8,3737	
Amin =0,002xLtxe 2-		3,4519		2,5435		2,5165		0,4263
Max {As, Amin}				13.46	5.46	2.84	3.41	
A adoptée (cm²)				17.75	13.67	13.67	10.27	
CHOIX DES BARRES/LT	Zone courante			3T10	3T10	3T10	3T10	
	Extrémité de voiles			10T14	10T12	10T12	10T10	
Espacement (cm)	Zone courante			20	20	20	20	
	Extrémité de voiles			10	101	10	10	
Section d armature horizontale A (cm²)				0.053	0.034	0.017	0.02	
Section min RPA Amin (cm²)				3	3	3	3	
Ah adoptée				15.01	10.27	10.27	10.27	

Tableau V.22 : Ferrailage des voiles V6

- **Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré, soit : $4\phi 8$.

- **Vérification de contrainte de cisaillement**

- **Selon le RPA99**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5MPa$$

Selon le BAEL

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right) = \min\left(0.15 \frac{25}{1.5}; 4\right) = \min(2.5; 4) MPa = 2.5MPa$$

$\tau_u = 0.64MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa$ donc la condition est vérifiée.

- **Vérification à ELS**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B + 15A_s} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

Chapitre V : Etude des éléments résistants.

		Vérification de contraintes de cisaillement						
voile	Zone	V(KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
Type1	1	27.01	0.048	5	CV	0.013	2.5	CV
	2	59.97	0.108	5	CV	0.077	2.5	CV
	3	65.31	0.121	5	CV	0.084	2.5	CV
	4	72.58	0.134	5	CV	0.094	2.5	CV
Type2	1	32.84	0.085	5	CV	0.061	2.5	CV
	2	88.01	0.228	5	CV	0.162	2.5	CV
	3	95.43	0.247	5	CV	0.176	2.5	CV
	4	104.75	0.271	5	CV	0.194	2.5	CV
Type3	1	1.78	0.004	5	CV	0.002	2.5	CV
	2	12.05	0.027	5	CV	0.019	2.5	CV
	3	20.66	0.047	5	CV	0.033	2.5	CV
	4	28.98	0.066	5	CV	0.047	2.5	CV
Type4	1	1.42	0.003	5	CV	0.021	2.5	CV
	2	13.01	0.027	5	CV	0.197	2.5	CV
	3	11.78	0.024	5	CV	0.178	2.5	CV
	4	11.83	0.025	5	CV	0.179	2.5	CV
Type5	1	15.95	0.036	5	CV	0.026	2.5	CV
	2	10.96	0.025	5	CV	0.018	2.5	CV
	3	21.56	0.049	5	CV	0.035	2.5	CV
	4	27.6	0.063	5	CV	0.045	2.5	CV
Type6	1	13.43	0.047	5	CV	0.034	2.5	CV
	2	27.68	0.098	5	CV	0.069	2.5	CV
	3	40.1	0.141	5	CV	0.101	2.5	CV
	4	47.46	0.168	5	CV	0.119	2.5	CV

Tableau V.23. Les vérifications de la contrainte de cisaillement

Chapitre V : Etude des éléments résistants.

		Vérification à l'ELS				
voile	zone	Ns(KN)	$A_s(cm^2)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\overline{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
Type 01	I	1561.15	34	1.71	15	C.V
	II	1417.72	26.62	1.57	15	C.V
	III	1022.07	26.62	1.14	15	C.V
	IV	555.08	16.42	0.63	15	C.V
Type 02	I	1762.09	30.32	2.73	15	C.V
	II	1522.66	18.18	2.43	15	C.V
	III	1095.03	18.18	1.75	15	C.V
	IV	585.3	13.43	0.94	15	C.V
Type 03	I	1453.13	26.27	2.02	15	C.V
	II	1336.75	20.53	1.88	15	C.V
	III	972.43	20.53	1.37	15	C.V
	IV	533.14	15.82	0.76	15	C.V
Type 04	I	850	29.32	1.08	15	C.V
	II	748.39	22.35	0.97	15	C.V
	III	533.94	22.35	0.69	15	C.V
	IV	278.76	16.59	0.36	15	C.V
Type 05	I	1209.13	24.7	1.69	15	C.V
	II	1108.38	16.7	1.57	15	C.V
	III	806.22	16.7	1.14	15	C.V
	IV	440.72	14.22	0.63	15	C.V
Type 06	I	2139.21	17.75	4.58	15	C.V
	II	1875.35	13.67	4.07	15	C.V
	III	1282.53	13.67	2.79	15	C.V
	IV	674.11	10.27	1.48	15	C.V

Tableau V.24. Les vérifications de la contrainte de compression de béton à ELS

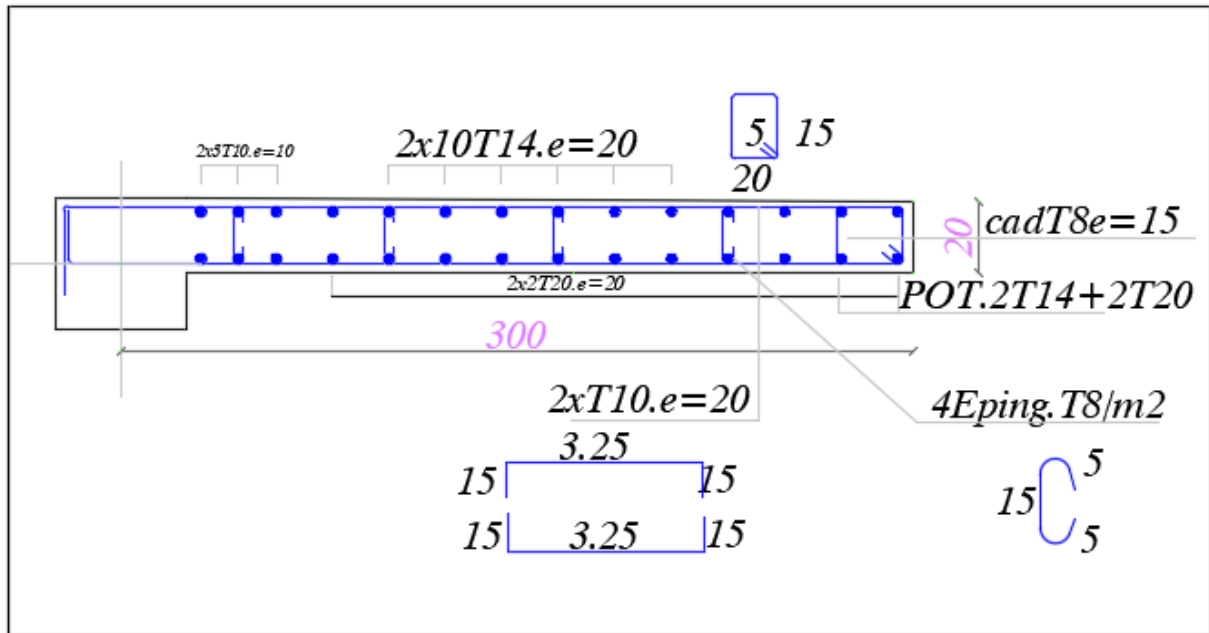


Figure V.10.schéma de ferrailage du voile V1.

CHAPITRE VI

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 lequel doit reposer la structure.

VI.2. Choix de type de fondation

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- 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 a le choix entre :

- Semelles continues (semelles filantes sous murs)
- Radier général
- Radier nervuré

❖ Semelles filantes

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition :

$$\frac{N}{S_{semelle}} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$N_{ser} = 31963.17 \text{ KN} \quad ; \quad \sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars} = 0.15 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow s \geq \frac{141201 \times 10^{-3}}{0,15} = 9.41m^2$$

$$S_T = 9.41 * 41 = 385.94m^2$$

La surface d'emprise du bâtiment est : $S_{bat} = 397.75m^2$

$$\frac{S_T}{S_B} = 80.85\% > 50\%$$

Conclusion

La surface totale des semelles occupe plus de 50% de la surface d'emprise de l'ouvrage, on est donc amené à opter le radier générale.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol
- La réduction des tassements différentiels
- La facilité d'exécution

VI.3. Etude du radier

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les voiles et poteaux prennent appuis.

VI.3.1. Pré dimensionnement du radier

a- L'épaisseur du radier

❖ Condition forfaitaire

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$L_{max}=5.40m$: plus grand distance entre deux points d'appuis.

D'où : $67.5cm \leq h_r \leq 108cm$ (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 grande 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 ; $K= 40000 \text{ KN/m}^3$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 K L_{\max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times (5.40)^4}{32164195\pi^4}} \Rightarrow h \geq 0,80m \quad (2)$$

Finalement ; d'après (1) et (2) on opte : **$h_r=80\text{cm}$**

Condition de coffrage :

Pour la nervure :

$$H_r \geq l_{\max} / 10 = 540 / 10 = 54$$

Soit : $h_n = 80 \text{ cm}$

$$b_n = 0.5 \cdot h_n$$

$$b_n = 0.5 \cdot 80 = 40 \quad b_n = 40 \text{ cm}$$

Pour la dalle :

$$H_r \geq l_{\max} / 20 = 540 / 20 = 27 \text{ cm}$$

$$H_r = 40 \text{ cm}$$

❖ La surface minimale de radier

- La surface d'emprise du bâtiment est égale à : $S_{\text{bat}} = 397.75 \text{ m}^2$

- L'emprise totale avec un débordement de :
 $D(\text{débord}) \geq \max(h/2 ; 30\text{cm}) = 40\text{cm}.$

$$\text{Donc : } S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + D * (\text{perimetre}) = 430.338\text{m}^2$$

b- Détermination des charges et des surcharges

- Superstructure : $G=27811.57 \text{ KN}$; $Q=4151.6 \text{ KN}$
- Infrastructure :
- Poids de voile périphérique d'épaisseur 20 cm.
 $G_{\text{vp}} = e \times h \times l \times 25 = 415.03\text{KN}$
- Poids du radier : $G_{\text{rad}} = S_{\text{r}} \times h_{\text{r}} \times 25 = 430.338 \times 0.8 \times 25 = 8606.76 \text{ KN}$
Donc : $G_{\text{totale}} = 36833.36 \text{ KN}$; $Q_{\text{totale}} = 4151.6 \text{ KN}$

c- Détermination des efforts

Sollicitations :

$$\begin{aligned} - \text{ELU} : N_u &= 1,35N_G + 1,5N_Q & N_u &= 55952436\text{KN} \\ - \text{ELS} : N_s &= N_G + N_Q & N_s &= 4098496\text{KN} \end{aligned}$$

d- La surface minimale du radier

La surface du radier doit être telle qu'elle puisse vérifier la condition suivante :

$$\begin{aligned} \diamond \text{ A l'ELS} : S_{\text{rad}} &\geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{4098496 \times 10^{-3}}{0.18} = 227.69\text{m}^2 \\ \diamond \text{ A l'ELU} : S_{\text{rad}} &\geq \frac{N_u}{1.3\sigma_{\text{adm}}} = \frac{55952436 \times 10^{-3}}{1.3 \times 0.18} = 239.1\text{m}^2 \end{aligned}$$

VI.3.2. Les vérifications nécessaires

VI.3.2.1. Condition de résistance au cisaillement

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement CBA93 (Art. A.5.1).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0.07 f_{cj} / \gamma_b \dots\dots\dots \text{BAEL91 page (357)}$$

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis l'ELU

b : désigne la largeur.

$$\gamma_b = 1.5 \quad ; \quad d = 0.9h \quad b = 1\text{m}$$

L_{\max} : la plus grande portée de la dalle = 5.40m.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} ; d = 0,9h \\ V_u = \frac{q L_{\max}}{2} \\ q = \frac{N}{S_{radier}} \end{array} \right.$$

Donc :

$$V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$
$$\Rightarrow \tau_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0,9h} \leq \frac{0,07 f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow h \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0,9 \times 2S \times 0,07 f_{cj}}$$
$$h \geq \frac{55952436 \times 5,4 \times 1,5}{0,9 \times 2 \times 430,338 \times 0,07 \times 25} = 66,86 \text{ cm}$$

L'épaisseur de radier h_r = **0.80m** est vérifiée vis-à-vis au cisaillement

VI.3.2.2. 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 voile per

$$W = 26945,51 \text{ KN}$$

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 ($h = 2,46 \text{ m}$)

S : surface du radier, ($S = 430,338 \text{ m}^2$)

$$F_s \times \gamma \times Z \times S = 1.5 \times 10 \times 2.46 \times 430.338 = 15879.47 \text{ KN}$$

Donc : $W \geq F_s \times \gamma \times Z \times S$ (Condition vérifiée.)

VI.3.2.3. Vérification au poinçonnement

Le poinçonnement se fait expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45° , La vérification se fait par la formule suivante ; (ArtA.5.2.4) CBA93.

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b \dots\dots\dots \text{BAEL 91 page (358)}$$

- Sous poteau**

N_u : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime le plus sollicité

$$N_u = 1525.08 \text{ KN}$$

μ_c : Périmètre du contour cisailé

$$\mu_c = 4(a+h) = 4 (0,50+0.8) = 3.7$$

$$h_0 = 80\text{cm}$$

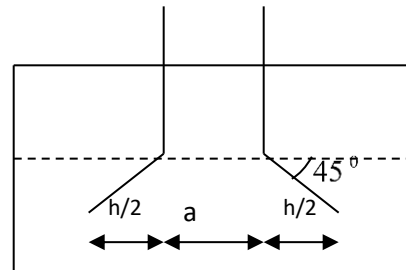


Figure VI.1 : Schéma de transmission des charges

$$N_u = 1552.08 < 0.045 \times 3.7 \times 0.8 \times 25000 / 1.5 = 2220 \text{ KN}$$

1552.08 KN < 2220 KN..... Condition vérifiée

- Sous voile**

On prendra pour la vérification le voile le plus sollicité (V1) de longueur $L = 4.30\text{m}$.

$$N_u = 1.7 \text{ MN}$$

Ce qui donne un effort normal pour une mètre linéaire égal à :

$$N_u = 1.7 / 4.15 = 0.409 \text{ MN/ml}$$

μ_c : Périmètre du contour cisailé

$$\mu_c = 2(e + b + 2h) = 2 (0,2 + 1 + 2h)$$

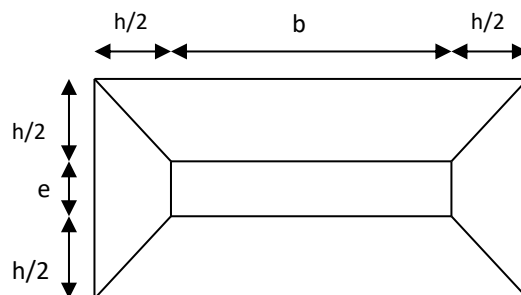


Figure VI.2 : Schéma de transmission des charges

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

$$N_u \leq 0.045 \times 2(0.2 + 1 + 2h) \times h \times 25 / 1.5$$

$$N_u \leq 1.5(1.2 + 2h)h$$

$$3h^2 + 1.8h - 1.295 \geq 0 \Rightarrow h \geq 17.5 \text{ cm}$$

L'épaisseur de radier $h_r=0.8\text{m}$ est vérifiée vis-à-vis du risque de rupture par poinçonnement.

VI.3.3. Caractéristique géométrique du radier

a- Centre de masse du radier

$$(X_r ; Y_r) = (9.59 ; 11.82) \text{ m}$$

b- Inertie du radier

$$I_x = 12554.97 \text{ m}^4$$

$$I_y = 22088.86 \text{ m}^4$$

$$V_x = 9.59 \text{ m}$$

$$V_y = 11.82 \text{ m}$$

c- Centre de masse de la structure

$$(X_s ; Y_s) = (9.17 ; 13.24) \text{ m}$$

d- L'excentricité

$$e_x = |X_s - X_r| = 0.42 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_s - Y_r| = 1.42 \text{ m}$$

VI.3.4. Evaluation et vérification des contraintes sous le radier

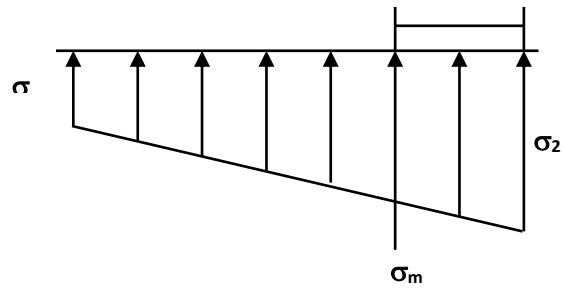
Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leurs diagrammes sont triangulaire ou trapézoïdale.

Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.3\sigma_{adm}$$

Avec : $\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I}$; $\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$



Le radier est sollicité par les efforts suivants :

Figure VI.3 : Diagramme des contraintes

- N : Effort normal dû aux charges verticales
- M : Moment d'excentricité due aux charges verticales $M=N.e$

	ELS		ELU	
	Longitudinale	Transversal	Longitudinale	transversale
N (MN)	31.96	31.96	43.77	43.77
M (MN.m)	13.42	45.38	18.38	62.15
V (m)	9.59	11.82	9.59	11.82
I(m⁴)	12554.97	22088.86	12554.97	22088.86
σ_1 (MPa)	0.084	0.098	0.115	0.134
σ_2 (MPa)	0.064	0.049	0.087	0.068
σ_{moy} (MPa)	0.079	0.085	0.108	0.117
σ_{adm} (MPa)	0.18	0.18	0.234	0.234
La condition	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Tableau VI.1. Vérification des contraintes

VI.3.5. Vérification de la stabilité

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment reversant :

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique a la base. $M_{0x}=63755.09\text{KN.m}$; $M_{0y}=59531.98\text{ KN.m}$

T_0 : L'effort tranchant à la base. $T_{0x}=3878.16\text{ KN}$; $T_{0y}=3623.19\text{KN}$

h : profondeur de l'infrastructure $h = 2.72\text{ m}$

$$M_{stab.x} = 0.8 * W * b_x = 0.8 * 26945.51 * 9.59 = 206725.95\text{ KN.m}$$

$$M_{stab.y} = 0.8 * W * y = 0.8 * 26945.51 * 11.82 = 254796.74\text{ KN.m}$$

$$M_{r.x} = 63755.09 + 3878.16 * 1.15 = 68214.97\text{ KN.m}$$

$$M_{r.y} = 59531.98 + 3623.19 * 1.15 = 63698.64\text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{stab.x}}{M_{r.x}} = 3.03 \geq 1.5$$

$$\frac{M_{stab.y}}{M_{r.y}} = 4.00 \geq 1.5$$

❖ Conclusion

Les deux conditions sont virifier 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.3.5.1. Vérification de renversement : 0,8G+E

	0.8G+E	
	Longitudinale	Transversal
N (MN)	45.72	43.49
M (MN.m)	19.2	61.75
V (m)	9.59	11.82
I(m⁴)	12554.97	22088.86
σ_1 (MPa)	0.12	0.13
σ_2 (MPa)	0.042	0.068
σ_{moy} (MPa)	0.079	0.114
σ_{adm} (MPa)	0.18	0.18
La condition	Vérifier	Vérifier

Tableau VI.2. Vérification de renversement

VI.3.5.2. Vérification de soulèvement : G+Q+E

	G+Q+E	
	Longitudinale	Transversal
N (MN)	55.44	53.77
M (MN.m)	23.28	76.35
V (m)	9.59	11.82
I(m⁴)	12554.97	22088.86
σ_1 (MPa)	0.146	0.165
σ_2 (MPa)	0.111	0.084
σ_{moy} (MPa)	0.137	0.144
σ_{adm} (MPa)	0.18	0.18
La condition	Vérifier	Vérifier

Tableau VI.3. Vérification de soulèvement

VI.3.5.3. Vérification selon L'RPA :

D'après le RPA99 version 2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{1}{4} \quad (e : \text{l'excentricité de la résultante des charges verticales})$$

	0.8G+E		G+Q+E	
	Longitudinale	Transversal	Longitudinale	Transversal
N(MN)	45.72	43.49	55.44	53.77
M(MN.m)	19.2	61.75	23.28	76.35
e(m)	0.41	1.42	0.41	1.42
L/4 (m)	4.2275	6.425	6.425	3.6375
La condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau VI.4. Vérification de soulèvement selon RPA

VI.4. 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.4.1. 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.

a- Détermination des moments isostatiques

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours, nous distinguons deux cas :

$0 < \alpha < 0.4 \Rightarrow$ la dalle porte sur un sens

Avec : $\alpha = L_x / L_y$

$0 < \alpha < 1 \Rightarrow$ la dalles porte sur deux sens

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres 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 de rive)

$$\text{Moment en travée : } (M_{tx} = 0,75 \times M_x \quad ; \quad M_{ty} = 0,75 \times M_y)$$

$$\text{Moment sur appuis : } (M_{ax} = 0,5 \times M_x \quad ; \quad M_{ay} = 0,5 \times M_x)$$

- Si le panneau considéré est un panneau de rive

$$\text{Moment en travée : } (M_{tx} = 0,85 \times M_x \quad ; \quad M_{ty} = 0,85 \times M_y)$$

$$\text{Moment sur appuis : } (M_{ax} = 0,3 \times M_x \quad ; \quad M_{ay} = 0,3 \times M_x)$$

- 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.

Le rapport de la plus petite dimension du panneau sur la plus grande dimension doit être supérieur à 0,40

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante :

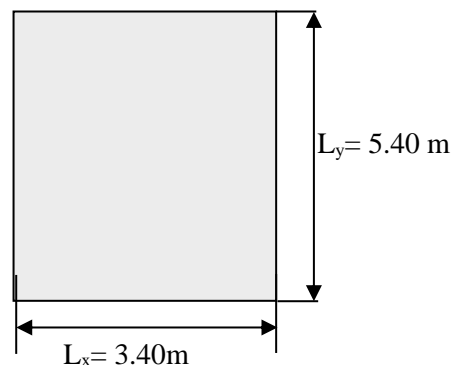
$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1,25 M_0 \quad \dots\dots\dots \text{BAEL 91 Page (355)}$$

b- Evaluation des charges et surcharges :

- ELU : $q_u = \frac{N_u}{S_{rd}} = 101,71 \text{ KN} / \text{m}^2$
- ELS : $q_s = \frac{N_s}{S_{rd}} = 74,26 \text{ KN} / \text{m}^2$

c- Calcul du ferrailage longitudinal :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,40}{5,40} = 0,63 \quad \alpha > 0,4$$



Les sollicitations :

❖ **L'ELU :**

$$\alpha = 0,63 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0779 \\ \mu_y = 0,3338 \end{cases}$$

Figure VI.4 : Le panneau le plus sollicité

Sens X-X :

$$\mu_x = 0,0779$$

$$M_x = \mu_x \times q_{ul} \times l_x^2 = 91.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x = 77.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0,3 \times M_x = 27.47 \text{ KN.m}$$

Sens Y-Y

$$\mu_y = 0,3338$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 30.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y = 25.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,3 \times M_y = 9.17 \text{ KN.m}$$

❖ L'ELS :

$$\alpha = 0.63 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0831 \\ \mu_y = 0.5004 \end{cases}$$

Sens X-X

$$\mu_x = 0.0831$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 71.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x = 60.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0,3 \times M_x = 21.39 \text{ KN.m}$$

Sens Y-Y

$$\mu_x = 0,5004$$

$$M_y = \mu_x \times M_x = 35.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y = 30.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,3 \times M_y = 10.70 \text{ KN.m}$$

• Ferrailage

➤ Pourcentage minimale

Suivant le petit côté : $A_{ymin} \geq 8h = 6 \text{ cm}^2$

Suivant le grand coté : $A_{xmin} \geq 8h[(3-\alpha)/2] = 6 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{BAEL 91 Page (359)}$

Condition de non fragilité :

$$b=1\text{m} \quad h=40\text{cm} \quad d=36\text{cm}$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 4.34 \text{ cm}^2$$

➤ Espacement maximal

$$S_{tx} \leq \min (33 \text{ cm} ; 3hr) \Rightarrow S_{tx} = 20 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min (45 \text{ cm} ; 4hr) \Rightarrow S_{ty} = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{BAHE 91 Page (360)}$$

• Calcul des armatures à L'ELU

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens x-x		Sens y-y	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
M_u(KN.m)	39.41	26.27	31.67	21.11
U	0.0214	0.0142	0.0172	0.0114
U < 0.392	Oui	Oui	Oui	Oui
A_s(cm²/ml)	5.91	8.87	3.58	5.38
Choix	5T14	5T16	5T14	5T14
A_s adopté (cm²)	7.7	10.05	7.7	7.7

Tableau VI .5. Le ferrailage a l'ELU

➤ Vérification a l'ELS : fissuration préjudiciable

❖ Vérification des contraintes

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 :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15Mpa$$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$).

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 202MPa$$

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

	sens	M_{SER} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Obs
Travée	X-X	60.63	24.17	484208.38	0.302	36.38	CV
	Y-Y	21.39	24.17	484208.38	0.106	12.83	CV
Appuis	X-X	30.34	31.55	1048625.92	0.091	8.40	CV
	Y-Y	10.70	24.17	484208.38	0.053	6.42	CV

Tableau VI.6 : vérification des contraintes

c). Débord

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $l = 1\text{m}$; le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur $b = 1\text{m}$

❖ Ferrailage du débord

$$b = 1\text{m}$$

$$h = 40\text{cm}$$

$$d = 36\text{cm}$$

$$L = 0,4\text{m}$$

$$q_u = 101.71\text{KN} / \text{m}^2 \times 1\text{ml}$$

$$q_{ser} = 74.26\text{KN} / \text{m}^2 \times 1\text{ml}$$

$$f_{bu} = 14,17\text{MPa}$$

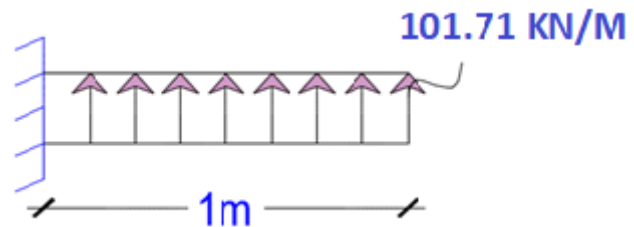


Figure VI.5: schéma statique du débord

❖ Calcul à L'ELU

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} = 8.14\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{8.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.0044 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{donc : } A'_s = 0 \text{ N'existe pas}$$

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

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,99$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 0,89 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 4,34 \text{ cm}^2$$

NB : Le ferrailage du débord sera fait par prolongement des armatures adoptées pour les panneaux

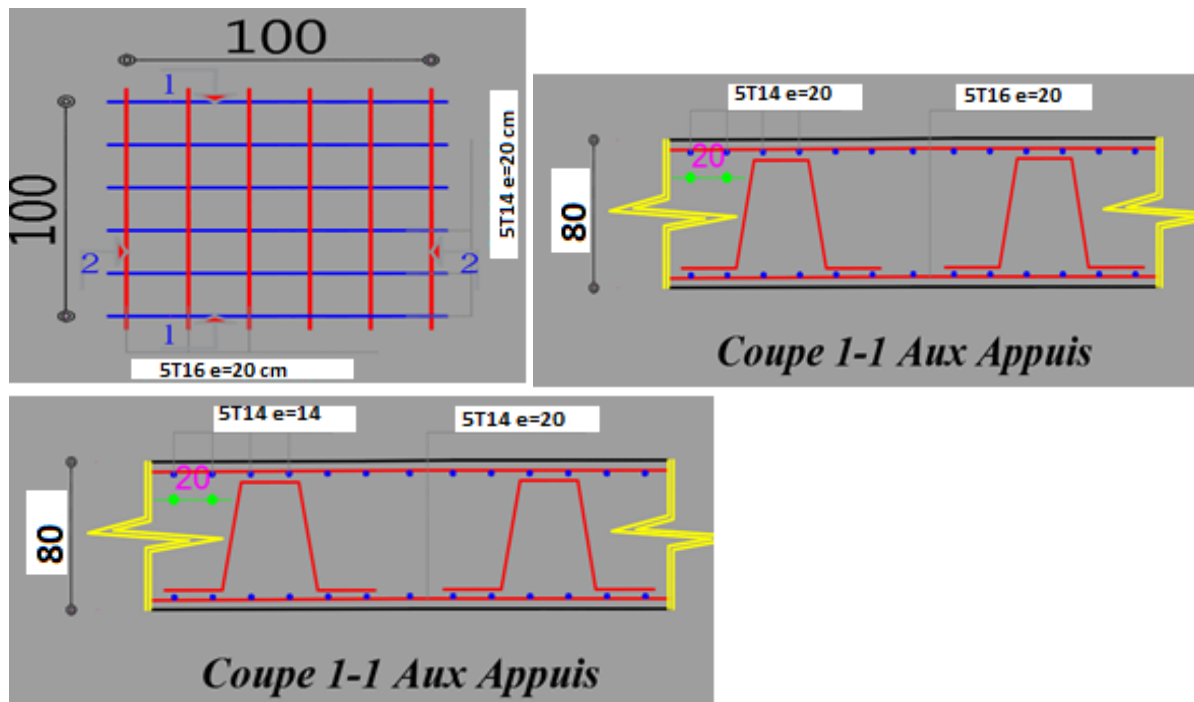


Figure VI.6. Schéma de ferrailage du radier.

VI.5 Etude du voile périphérique

VI.5.1. Introduction :

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurent la liaison avec le sol et repartissent les efforts.
- Elles jouent un rôle d'appuis.
- Limités les tassements différentielle a une valeur acceptable.

Un voile périphérique est prévu entre la fondation et le niveau du plancher RDC, d'après le (RPA99/V2003), le voile périphérique doit avoir la caractéristique minimale ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15cm.
- Les armatures sont constituées des nappes, le pourcentage minimal est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

VI.5.2. Dimensionnement

Le voile périphérique de notre structure a les dimensions suivantes :

- Epaisseur de 20 cm.
- Hauteur de 4.25 m.

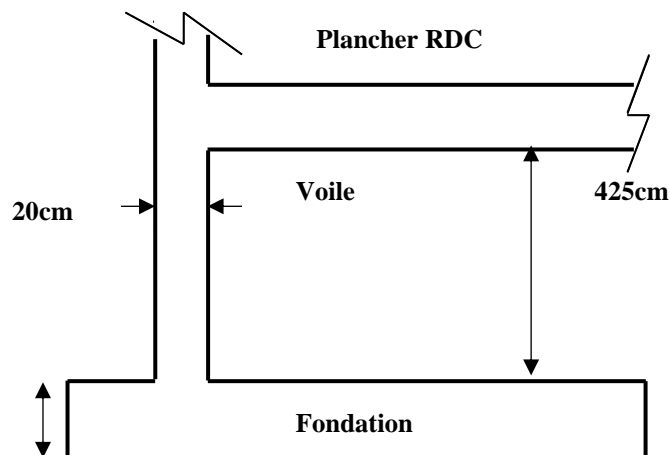


Figure VI.7 : Le voile périphérique

VI.5.3. Ferrailage

Le ferrailage des voiles périphériques, sera calcul comme étant une dalle encastrée sur quatre cotes.

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

a- Armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales ont une section $A_l \geq 0.1\%$ (pour les deux nappes) dans les deux sens de la section transversal du béton avec un recouvrement de 40φ pour le renforcement des angles.

- Le voile périphérique est sollicité en flexion simple.

On a :

$$h = 4.25 \text{ m}$$

$$\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$$

$$\varphi = 12.11^\circ$$

Avec :

φ : Angle de frottement interne.

γ_d : Poids spécifique du remblai.

$$\text{Et : } K_a = \tan^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right] = 0.32$$

K_0 : Coefficient de poussée des terres.

b- Calcul de la force de poussées

$$P = \frac{1}{2} K_a \times \gamma \times h^2$$

$$P = (0.32) \times 19 \times (4.25)^2$$

$$P = 54.91 \text{ KN / m}$$

c- Surcharge accidentelle

$q = 5 \text{ KN/m}^2$ (route frequenter).

$$Q = K_a \times q$$

$$Q = 2.03 \text{ KN/m}^2$$

d- Contrainte totale

❖ ELU :

$$\sigma_{\min} = 1.35 G_{h(0)} + 1.5 Q = 3.05 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1.35 G_{h(4.25)} + 1.5 Q = 41.98 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 33.77 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_{\text{Moy}} = 33.77 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml}$$

$$q_u = 33.77 \text{ KN/ml}$$

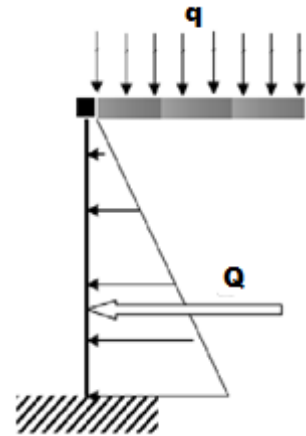


Figure VI.8 : Schéma statique

❖ ELS :

$$\sigma_{\min} = G_{(0)} + Q = 2.03 \text{ KN /m}^2$$

$$\sigma_{\max} = G_{(4.25)} + Q = 27.877 \text{ KN /m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 22.43 \text{ KN /m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 22.43 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml}$$

$$q_s = 22.43 \text{ KN/ml}$$

e- Evaluation des sollicitations

Le ferrailage étant pour la dalle la plus superficielle et pour une bonde de 1m de largeur.

$$L_x = 4.45 \text{ m} ; \quad L_y = 4.25 \text{ m.}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.25}{4.45} = 0.96$$

Alors la dalle porte dans les deux sens et μ_x μ_y sont donnée en fonction de α .

f- Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastres sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : $0.75M_0$.

- Moment en appui : $-0.5 M_0$

➤ à l'ELU :

$$\alpha = 0.96 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.9092 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0401 \times 33.77 \times 4.25^2 = 24.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.9092 \times 24.46 = 22.24 \text{ KN.m}$$

➤ à l'ELS :

$$\alpha = 0.96 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0474 \\ \mu_y = 0.9385 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_X q l_X^2 = 0.0474 \times 22.43 \times 4.25^2 = 19.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_Y M_{0X} = 0.9385 \times 19.21 = 18.03 \text{ KN.m}$$

g- Correction des moments

➤ **à l'ELU :**

❖ **Sens xx :**

Aux appuis: $M_a = -0.5 M_{0X} = -0.5 \times 24.46 = -12.23 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.75 M_{0X} = 0.75 \times 24.46 = 18.35 \text{ KN.m}$

❖ **Sens yy :**

Aux appuis : $M_a = -0.5 M_{0Y} = -0.5 \times 22.24 = -11.12 \text{ KN.m}$

En travées : $M_t = 0.75 M_{0Y} = 0.75 \times 22.24 = 16.68 \text{ KN.m}$

➤ **à l'ELS :**

❖ **Sens xx :**

Aux appuis: $M_a = -0.5 M_{0X} = -0.5 \times 19.21 = -9.61 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.75 M_{0X} = 0.75 \times 19.21 = 14.71 \text{ KN.m}$

❖ **Sens yy :**

Aux appuis : $M_a = -0.5 M_{0Y} = -0.5 \times 18.03 = -9.15 \text{ KN.m}$

En travées : $M_t = 0.75 M_{0Y} = 0.75 \times 18.03 = 13.52 \text{ KN.m}$

- Le moment sur appui est le plus grand en valeur absolue des moments déterminés.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Zone	M (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des barres	A _{adopté}
Appuis	12.23	3	1.64	5HA12	5.65
Travée	18.35	3	1.64	5HA12	5.65

Tableau VI.7: Ferrailage du voile périphérique sens X-X

Zone	M (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des barres	A _{adopté}
Appuis	11.12	3	1.60	5HA12	5.65
Travée	16.68	3	1.60	5HA12	5.65

Tableau VI.8 : Ferrailage du voile périphérique sens Y-Y

h- Condition de non fragilité :

$$b = 1 \text{ m} \quad ; \quad h = 0.20 \text{ m} \quad ; \quad d = 0.18 \text{ m}$$

❖ Sens x-x :

$$\rho_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow \frac{A_{x\min}}{b.h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2}$$

Avec : $\delta_0 = 0,0008$ pour HA FeE400

$$A_{x\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 \times \frac{3 - \frac{425}{445}}{2} = 1,64 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ Sens-y-y :

$$\rho_y \geq \rho_0 \Rightarrow \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_0$$

$$A_{y\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

i- Vérification d'effort tranchant

$$\tau_u \leq 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\gamma_b = 1,15$$

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

❖ Selon X :

$$V_x = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 33,77 \times \frac{4,25}{2} \times \frac{1}{1 + 0,48} = 48,49 \text{ KN} / \text{m}$$

❖ Selon Y :

$$V_y = q_u \frac{L_y}{3} = 33,77 \times \frac{4,45}{3} = 50,1 \text{ KN} / \text{m}$$

Calcul :

$$\tau_u = 0,007 \times \frac{25}{1,15} = 1,52 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{48,49 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,27 \text{ MPa} < 1,52 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

$$\tau = \frac{50,1 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,28 \text{ MPa} < 1,52 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

VI.5.4. Vérification a l'ELS

❖ Vérifications des contraintes dans le béton :

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 : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$).

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \quad \text{Avec} \left\{ \begin{array}{l} I = \frac{by^3}{3} + 15 \left[A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2 \right] \text{ (Moment d'inertie)} \\ \frac{b.y^2}{2} + n(A + A')y - n(Ad - A'd) = 0 \quad Y : \text{position de l'axe neutre} \end{array} \right.$$

❖ Vérifications des contraintes dans l'acier

Contraintes maximale de traction de l'acier $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

❖ Sens (x.x) (y-y) :

	sens	M_{SER} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Obs
Travée	X-X	14.71	6.53	15226.83	6.31	166.21	CV
	Y-Y	16.68	6.53	15226.83	7.15	188.46	CV
Appuis	X-X	9.61	6.53	15226.83	4.12	108.58	CV
	Y-Y	9.15	6.53	15226.83	3.92	103.38	CV

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes

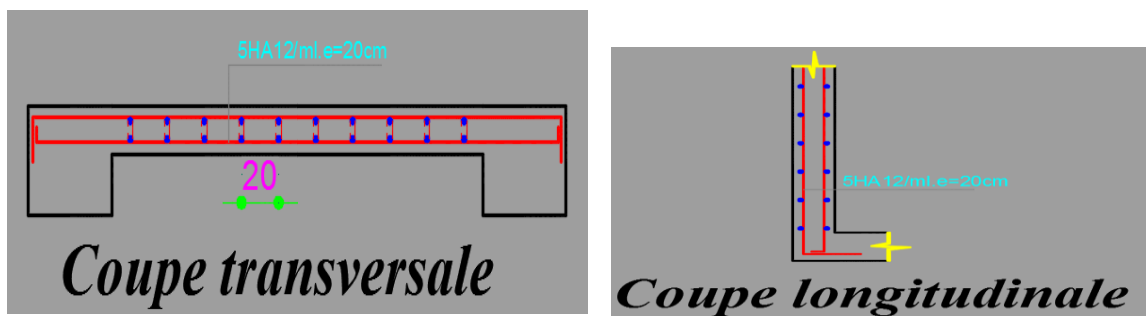


Figure VI.9. Schéma de ferrailage du voile périphérique.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSIONS GENERALE

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'ingénieur. En effet, il nous a été une meilleure occasion pour mettre en application les connaissances théoriques que nous avons acquises durant les cinq années d'étude.

Lors de notre travail, la première des choses que nous avons prise en considération c'est le lieu d'implantation de notre ouvrage qui est une zone de fort sismicité. De ce fait, après un pré dimensionnement préliminaire des éléments secondaires et principaux, notre préoccupation principale était le choix d'un meilleur système de contreventement. Suite à l'application du règlement parasismique algérien, nous avons adopté un système de contreventement porteur pour la reprise des charges horizontales due au séisme car c'est le cas le plus défavorable. L'emplacement des voiles a été un compromis entre la fonction de l'ouvrage et une meilleure conception parasismique.

L'utilisation du logiciel de calcul de structures « ETABS » nous a permis de se familiariser avec l'outil informatique comme elle nous a facilité le calcul des efforts internes. Le calcul du ferrailage des éléments a été fait selon le règlement BAEL en adoptant les cas les plus défavorables. Le type de fondation que nous avons choisi est un radier général.

ANNEXES