

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de la technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

Mémoire de fin d'études

En Vue de l'obtention du Diplôme de Master en génie civil
Option : Matériaux & Structures

Thème :

*Etude d'un bâtiment (R+6+3 entre sol) à usage d'habitation et commercial
contreventé par un système mixte
(Voiles – Portiques)*

Présenté par :

M^{lle} .BENKADOUM Manal
M^{lle} .AIT BRAHAM Nadja
M^r .AIT HABIB Faouzi

Encadreur :

M^{me} OUARI. N.

Jury:

- *Mr BECHEUR. A.*
- *Mr GUECHARI. L.*

Promotion 2013

Remerciements

Nous remercions tout d'abord, Allah qui nous a donné la force et le courage de parvenir à élaborer ce modeste travail. C'est à lui que nous adressons toute notre gratitude.

Ce travail tient son aboutissement grâce aux encouragements de : M^{me} Ouarrí, notre promotrice , Cherif auquel nous tenons à exprimer nos remerciements pour avoir bien voulu diriger cette étude, pour ses remarques objectives et surtout pour sa gentillesse permanente.

Nous tenons aussi à remercier les membres de jury (le président et l'examineur), pour avoir accepté de juger notre travail ce qui pour nous fut un grand honneur.

Nous profitons de cette opportunité pour exprimer notre gratitude à tous nos enseignants qui ont contribué par leurs collaborations, disponibilité et sympathie durant toute notre formation, et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Faouzi ; Nadjia et Manal ✍



*S*édicaces

J'ai le plaisir de dédier ce fameux travail :

*A ma famille (ma mère et mon père, et mes frères et sœurs) et a notre
promotrice qui nous a encadrée dans ce travail et a mes amis et mes
copains de chambre (Hocine, Tahar, Arezki hamza, idir, Aïssa, massi,
saïem, md tahar, Mustapha), a tous ceux qui ont contribué a la
réalisation de ce mémoire fin d'étude*

a Manal et Nadjia

*A toutes les personnes qui me connaissent sans oublier la
promotion 2013*



Faouzi



*S*édicaces

J'ai le plaisir de dédier ce fameux travail :

A la plus belle mère des mères, à la plus jolie perle, à celle qui n'a jamais cessé de prier pour que Dieu me protège et préserve mon meilleur.

A celui qui est toujours mon exemple de réussite et qui me donne la force et la volante d'afférente la vie, à mon chère père.

A mon frère : Sofiane .

A mes sœurs :Lília et Annissa et Loubna

Je le dédier aussi à tout mes collègue(e) s qui m'ont soutenu durant la

Réalisation de ce modeste travail.

A Nadjia & Faouzi.

A tous mes amies.

Mouma, Salima, Hassiba la secrétaire de notre département

A Mr chérif

A notre promotrice

A toutes personnes qui me connaissent sans oublier la promotion 2013





*S*édicaces

J'ai le plaisir de dédier ce fameux travail :

A la plus belle mère des mères, à la plus jolie perle, à celle qui n'a jamais cessé de prier pour que Dieu me protège et préserve mon meilleur.

A celui qui est toujours mon exemple de réussite et qui me donne la force et la volante d'afférente la vie, à mon chère père.

A mes frères : Rabia et Massi .

A mes sœurs et leurs maris : Ouassila et Makhlouf ; Rosa et Aziz

Je le dédier aussi à tout mes collègue(e) s qui m'ont soutenu durant la Réalisation de ce modeste travail.

A mourad

A manal & Faouzi.

A tous mes amies, surtout Sabrina et Samira

A les filles de D314.

A Mr chérif ; Mr Lallali Larbi et yasmína

A notre promotrice

A toutes personnes qui me connaissent sans oublier la promotion 2013



Liste des Figures

Figure I.1 : Evolution de f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	6
Figure I.2 : Diagramme contraintes déformations à L'ELU	7
Figure I.3 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers	9
Figure II.1. Plancher à corps creux	10
Figure II .2. Poutrelle	12
Figure II.3 : Dalle sur deux appuis	13
Figure II.4. Dalle sur trois appuis	14
Figure II. 5: Détail d'un escalier	14
Figure II.6 : Vue en plan d'escalier type 1	15
Figure II.7 : Schéma statique de l'escalier type (duplex d'étage 5).	15
Figure II.8 : Vue en plan d'un escalier type 2	16
Figure II.9 : Schéma statique du volé 1 d'escalier type 2.....	17
Figure II.10 : Schéma statique du volé 2 d'escalier type 2.....	17
Figure II.11 : Vue en plan d'escalier type 3	18
Figure II.12 : Schéma statique du volé 1 d'escalier type 3.....	18
Figure II.13 : Schéma statique du volé 2 d'escalier type 3.....	19
Figure II.14 : Schéma statique du volé 3 d'escalier type 3.....	19
Figure II.15 : Hauteur libre d'étage	25
Figure II.16 : La position des poteaux choisis pour la descente de charge.....	26
Figure II.17 : Poteau P1	27
Figure II.18 : Le poteau P2.....	32
Figure II.19 : Poutre P3.....	38
Figure III.1 : Dimension d'une poutrelle.....	45
Figure III.2 : Schéma de disposition des poutrelles	45
Figure III.3 : Exposition de la méthode des 3 moments	46
Figure III.4 : Evaluation des efforts tranchants	48
Figure III.5 : Schéma statique d'une poutrelle.....	49
Figure III.6 : Poutrelle types 8	52
Figure III.7. : Evaluation de l'effort tranchant sur la poutrelle.....	54
Figure III.8. : Schéma statique de la poutrelle type 10	58
Figure III.9. : Schéma statique de la poutrelle type 3.....	63
Figure III.10. : Schéma du ferrailage de la dalle de compression	76
Figure.III.11. : dalle sur un appui	77
Figure.III.12. : schéma statique de la dalle sur un seul appui	77
Figure.III.13. : Section de la dalle pleine a ferrailé.....	77
Figure.III.14 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine type1.....	79
Figure III.15 : Dalles sur deus appuis	79
Figure.III.16 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine type1.....	81
Figure III.17 : Ouverture des fissures.....	82
Figure.III.18 : Schéma de ferrailage dalle pleines sur 3 appuis	86
Figure III.19 : Vue en plan d'escalier type 1	86
Figure III.20 : Schéma statique avec chargement	88
Figure III.21 : Section à ferrailer	89
Figure III.22 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 1.....	92

Figure III.23 : Schéma statique du palier de repos	92
Figure III.24 : Schéma de ferrailage de palier intermédiaire.....	94
Figure III.25 : Schéma statique de la poutre de palier	95
Figure III.26 : Schéma de ferrailage	98
Figure III.27 : 1 ^{er} volé de l'escalier type 1	99
Figure III.28 : Schéma statique avec chargement.....	99
Figure III.29 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU. .	100
Figure III.30 : Section de calcul d'escalier.....	101
Figure III.31 : Schéma de ferrailage de l'escalier RDC 1 ^{er} volée.....	107
Figure III.32 : Schéma statique de l'escalier (type2).....	107
Figure III.33 : Schéma statique avec chargement.....	108
Figure III.34 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU. ...	109
Figure III.35 : Section de calcul d'escalier.....	110
Figure III.36 : Schéma de ferrailage de l'escalier RDC 2 ^{ème} volée.....	115
Figure III.37 : Schéma statique de l'escalier (type2).....	116
Figure III.38 : Schéma statique de l'escalier (type3).....	119
Figure III.39 : ferrailage de tout l'escalier	121
Figure III.40 : Schéma statique de l'escalier (type3).....	122
Figure III.41 : ferrailage de tout l'escalier	124
Figure III.42 : Schéma statique de l'escalier (type3).....	125
Figure III.43 : Schéma statique de l'escalier (type3).....	127
Figure III.44 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage type I.	132
Figure III.45 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage type II.....	135
Figure IV.1 : Spectre de réponse utilisée.....	140
Figure IV.2 : Disposition des voiles.....	141
Figure IV.3 : 1 ^{er} mode de déformation : (translation suivant y)	142
Figure IV.4 : 2 ^{ème} mode de déformation : (translation suivant x).....	142
Figure IV.5 : 3 ^{ème} mode de déformation : (rotation par rapport à z).....	143
Figure V.1 : Section d'un poteau.....	152
Figure V.1 : Dispositions des armatures sur les poutres principales.....	161
Figure V.2 : Dispositions des armatures sur les poutres principales.....	162
Figure V.3 : Disposition des armatures sur les poutres secondaires.....	162
Figure V.3 : Zone nodale.....	163
Figure V.7 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage	166
Figure V.8 : Schéma de répartition des voiles.....	166
Figure V.9 : Schéma de ferrailage du voile V_y sous sol.....	169
Figure-VI-1 - Semelle isolée.....	183
Figure-VI-2 - Semelle filante.....	184
Figure-VI-3 - Panneau de radier	189
Figure-VI-4 - Disposition des armatures dans le radier.....	191
Figure-VI-1 - Semelle isolée.....	170
Figure-VI-2 - Semelle filante.....	170

<i>Figure-VI-3- Panneau de radier</i>	<i>175</i>
<i>Figure-VI-4- Disposition des armatures dans le radier.....</i>	<i>177</i>
<i>Figure-VI-5- Sollicitation sur les nervures longitudinales</i>	<i>178</i>
<i>Figure-VI-6- Sollicitations sur les nervures longitudinales.....</i>	<i>179</i>
<i>Figure-VI-7- Section de ferrailage.....</i>	<i>180</i>
<i>Figure-VI-8- Disposition des armatures transversales.....</i>	<i>181</i>
<i>Figure-VI-9- Disposition des armatures longitudinales</i>	<i>182</i>
<i>Figure-VI-10-Diagrammes des contraintes</i>	<i>182</i>
<i>Figure-VI-11-Schéma de ferrailage du voile périphérique.....</i>	<i>183</i>
<i>Figure-VI-12-Schéma de ferrailage du mur de soutènement.....</i>	<i>186</i>

Liste des Tableaux

<i>Tableau II.1 : Evaluation des charges et surcharge sur la toiture.</i>	<i>11</i>
<i>Tableau II.2 : Evaluation des charges et surcharges sur terrasse inaccessible.</i>	<i>11</i>
<i>Tableau II.3 : Evaluation des charges et surcharges sur étage courant.</i>	<i>11</i>
<i>Tableau II.4 : Evaluation des charges et surcharges sur étage commercial.</i>	<i>12</i>
<i>Tableau II.5 : Evaluation des charges et surcharges en dalle pleine.</i>	<i>12</i>
<i>Tableau II.6 : Evaluation des charges sur les escaliers type 1.</i>	<i>20</i>
<i>Tableau II.7 Evaluation des charges sur les escaliers type2 Volé 1.</i>	<i>20</i>
<i>Tableau II.8 : Evaluation des charges sur les escaliers type2 Volé2.</i>	<i>21</i>
<i>Tableau II.9 : Evaluation des charges sur les escaliers type 4.</i>	<i>21</i>
<i>Tableau II.10 : Evaluation des charges sur les escaliers type 4.</i>	<i>22</i>
<i>Tableau II.11: Evaluation des charges sur les escaliers type 4.</i>	<i>22</i>
<i>Tableau II.12 : Evaluation des charges du palier.</i>	<i>23</i>
<i>Tableau II.13 : Evaluation des charges sur le mur.</i>	<i>23</i>
<i>Tableau II.14: section des poteaux préalable.</i>	<i>25</i>
<i>Tableau II.15 surfaces afférentes du poteau P1.</i>	<i>27</i>
<i>Tableau II.16: Evaluation des charges des planchers sur le poteau P1.</i>	<i>28</i>
<i>Tableau II.17: Evaluation des charges des poutres sur le poteau P1.</i>	<i>28</i>
<i>Tableau II.18 : Evaluation des charges des différents poteaux des différents niveaux.</i>	<i>29</i>
<i>Tableau II.19: Evaluation des charges de Mur extérieur sur le poteau P1.</i>	<i>29</i>
<i>Tableau II.20: Evaluation des charges des escaliers sur le poteau P1.</i>	<i>30</i>
<i>Tableau II.21 : récapitulatif de la descente de charge sur le poteau P1</i>	<i>...30</i>
<i>Tableau II.22 : Evaluation de la charge d'exploitation sur la structure(P1).</i>	<i>31</i>
<i>Tableau II.23: Surface afférente pour le poteau P2.</i>	<i>32</i>
<i>Tableau II.24: Les différentes charges du plancher sur le poteau P2.</i>	<i>33</i>
<i>Tableau II.25: la charge de différentes poutres.</i>	<i>34</i>
<i>Tableau II.26: Evaluation de la charge de mur extérieur de la toiture sur poteau P2.</i>	<i>34</i>
<i>Tableau II.27 : Evaluation de la charge de mur extérieur de la toiture sur le poteau P2.</i>	<i>34</i>
<i>Tableau II.28: Evaluation de la charge de mur extérieur du niveau5 sur le poteau P2.</i>	<i>35</i>
<i>Tableau II.29 : Evaluation de la charge de mur extérieur du duplex sous sol</i>	
<i>Sur le poteau P2.</i>	<i>35</i>
<i>Tableau II.30 : Evaluation des charges des différents poteaux des différents niveaux.</i>	<i>35</i>
<i>Tableau II.31 : récapitulatif de la descente de charge sur le poteau P2.</i>	<i>36</i>
<i>Tableau II.32 : Evaluation de la charge d'exploitation sur la structure(P2).</i>	<i>37</i>
<i>Tableau II.33: La charge des plancher transmis sur le poteau P3.</i>	<i>38</i>
<i>Tableau II.34: La charge des poutres transmis sur le poteau P3.</i>	<i>38</i>
<i>Tableau II.35: La charge des différents poteaux.</i>	<i>39</i>
<i>Tableau II.36: La charge de mur extérieur transmis sur le poteau P3.</i>	<i>39</i>
<i>Tableau II.37 : récapitulatif de la descente de charge sur le poteau P3 de rive.</i>	<i>39</i>
<i>Tableau II.38 : Evaluation de la charge d'exploitation sur la structure(P3).</i>	<i>41</i>
<i>Tableau II.39: vérification de critère de résistance pour le poteau P2 (C6).</i>	<i>42</i>
<i>Tableau II.40: Vérification de l'effort normal réduit pour les différentes</i>	
<i>Sections adoptées.</i>	<i>43</i>

Tableau II.41: Vérification des conditions de RPA.....	44
Tableau. III.1. type de poutrelles	47
Tableau. III.2. charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles	53
Tableau. III.3. sollicitation des différents types de poutrelles à l'E.L.U	
Au niveau 6 (M.F)	58
Tableau. III.4. sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'E.L.S	
Au niveau 6 (M.F)	59
Tableau. III.5. sollicitation dans les différents types de poutrelles a l'E.L.U	
Pour le plancher niveau 4 jusqu'au RDC1+RDC2+SS1 (M.F).....	59
Tableau. III.6. sollicitation dans les différents types de poutrelles a l'E.L.S	
Pour le plancher niveau 4 jusqu'au RDC1+RDC2+SS1 (M.F)	59
Tableau. III.7. sollicitation dans les différents types de poutrelles a l'E.L.U	
Au SS2 (M.F)	60
Tableau .III.8. sollicitation dans les différents types de poutrelles a l'E.L.S	
Au SS2 (M.F)	60
Tableau. III.9. sollicitation dans les différents types de poutrelles a l'E.L.U	
À différent niveau (M. Caquot)	65
Tableau. III.10. sollicitation dans les différents types de poutrelle a l'E.L.S a différent niveau	
(M. Caquot)	66
Tableau. III.11. sollicitations maximales a l'E.L.U.....	66
Tableau. III.12. sollicitations maximales a l'E.L.S.....	66
Tableau. III.13. ferraillage des différents niveaux	69
Tableau. III.14. résultats de vérifications des armatures longitudinales	
Au cisaillement	71
Tableau. III.15. résultat des vérifications des contraintes a l'E.L.S.....	73
Tableau. III.16. résultats du calcul de la flèche aux différents niveaux	77
Tableau. III.17. schéma de ferraillage des différents niveaux	78
Tableau. III.18. calcul du ferraillage du balcon type I.....	81
Tableau. III.19. vérification des contraintes	82
Tableau. III.20. résultat de la flèche des dalles pleine sur un appui	82
Tableau. III.21. calcul des armatures principales	84
Tableau. III.22. vérification des contraintes	85
Tableau. III.23. vérification de la flèche	85
Tableau. III.24. calcul des armatures principales	88
Tableau. III.25. résultat de la flèche pour les dalles pleine sur trois appuis	91
Tableau. III.26. résumé des résultats de ferraillage	94
Tableau. III.27. résultat de la flèche pour l'escalier	97
Tableau .III.28. le ferraillage de palier intermédiaire.....	98
Tableau. III.29. résultat de la flèche pour l'escalier	100
Tableau. III.30. la sollicitation de poutre palière	101
Tableau. III.31. ferraillage de la poutre palier a la flexion simple	101
Tableau. III.32. Les armatures de ferraillage.....	109
Tableau. III.33. Vérification des armatures.....	113

Tableau. III.34. Calcul des armatures principales	118
Tableau. III.35. Calcul de la flèche	123
Tableau. III.36. calcul des armatures principales (type 2).....	125
Tableau. III.37. vérification de l'E.L.U (type 2)	126
Tableau. III.38. vérification des contraintes de compression dans le béton.....	127
Tableau. III.39. résultat de la flèche pour l'escalier	127
Tableau. III.40. Calcul des armatures principales (type 3).....	129
Tableau. III.41. vérification de l'ELU (type 3)	129
Tableau. III.42. vérification des contraintes de compression dans le béton (type 3)	130
Tableau. III.43. Vérification de la flèche	130
Tableau. III.44. calcul des armatures principales (type 3).....	133
Tableau. III.45. vérification a l'E.L.U (type 3)	133
Tableau. III.46. vérification des contraintes de compression dans le béton (type 3)	134
Tableau. III.47 . Vérification de la flèche	134
Tableau. III.48. calcul des armatures principales (type 3).....	136
Tableau. III.49. vérification a l'E.L.U (type 3)	137
Tableau. III.50. vérification de contraintes de compression dans le béton (type 3).....	137
Tableau. III.51. calcul des armatures principales (type 3).....	139
Tableau. III.52. vérification de l'E.L.U (type 3)	140
Tableau. III.53. vérification des contraintes de compression dans le béton.....	141
Tableau. III.54. Vérification de la flèche	141
Tableau. III.55. ferrailage de la poutre de chainage (type 1)	143
Tableau. III.56. vérification des contraintes dans le béton.....	144
Tableau. III.57. ferrailage de la poutre de chainage (type 2)	145
Tableau. III.58. vérification de l'E.L.U	146
Tableau. III.59. vérification des contraintes dans le béton	146
Tableau IV.1. : Facteur de qualité.	150
Tableau IV.2. : Le poids propre de la structure.	151
Tableau IV.3 : Période de vibration.....	153
Tableau IV.4. L'interaction voiles-portique sous charges verticales.	155
Tableau IV.5. L'interaction voiles-portique sous charges horizontales.	156
Tableau IV.6 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	156
Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normal réduit.	157
Tableau IV.8. Les déplacements relatifs entre étage.....	157
Tableau IV.9 : Vérification de l'effet P- Δ	158
Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux	157
Tableau V.2. Sollicitations dans les poteaux.....	157
Tableau V.3. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	157
Tableau V.4. Armature transversales	159
Tableau V.5. justification de l'effort normal réduit.....	160
Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton.....	161

<i>Tableau V.7: Vérification des sollicitations tangentes</i>	<i>162</i>
<i>Tableau V.8. Les différents schémas de ferrailage adoptés pour les différents poteaux ..</i>	<i>164</i>
<i>Tableau V.8.1.Ferrillages des armatures longitudinales dans les poutres principales ...</i>	<i>166</i>
<i>Tableau V.8.2.Ferrillages des armatures longitudinales dans les poutres secondaires ...</i>	<i>166</i>
<i>Tableau V.9 : vérification de l'effort tranchant.</i>	<i>168</i>
<i>Tableau V.10 : Vérification au cisaillement</i>	<i>168</i>
<i>Tableau V.11 : Vérification de l'état limite de compression du béton.</i>	<i>169</i>
<i>Tableau V.12. Moments résistants dans les poutres.....</i>	<i>172</i>
<i>Tableau V.13. Moments résistants dans les poutres.....</i>	<i>173</i>
<i>Tableau V.14 Vérification des zones nodales</i>	<i>173</i>
<i>Tableau V.15. Ferrailage du voile V_x</i>	<i>177</i>
<i>Tableau V.16. Ferrailage du voile V_x</i>	<i>178</i>
<i>Tableau.VI.1. Valeur des efforts normaux des poteaux</i>	<i>172</i>
<i>Tableau.VI.2. Les armatures transversales et longitudinales du radier</i>	<i>177</i>
<i>Tableau.VI.3. Vérification des contraintes du radier.....</i>	<i>178</i>
<i>Tableau.VI.4 .Sollicitation sur les nervures de radier dans le sens longitudinal</i>	<i>180</i>
<i>Tableau.VI.5. Sollicitation sur les nervures de radier dans le sens transversal.....</i>	<i>181</i>
<i>Tableau.VI.6.Résumé des résultats de ferrailage.....</i>	<i>181</i>
<i>Tableau.VI.7. Vérification des contraintes des nervures de radier.....</i>	<i>182</i>
<i>Tableau VI.8 : Section des armatures du voile périphérique.....</i>	<i>185</i>
<i>Tableau.VI.9. vérification des contraintes pour le périphérique</i>	<i>186</i>
<i>Tableau.VI.10.augmentation des sections d'armatures pour le voile périphérique</i>	<i>186</i>
<i>Tableau.VI.11.vérification des contraintes pour le périphérique après Augmentation des sections d'armatures</i>	<i>186</i>

Sommaire

Introduction générale..... 1

Chapitre I : Généralités

I.1. Présentation du projet 2

I.2. Caractéristique de la Structure

I.2.1 Caractéristiques Géométriques 2

I.2.2 Caractéristiques du Sol 2

I.2.3 Choix du contreventement 2

I.3. Les Etats Limites

I.3.1 Définition 2

I.3.2 Etat Limite Ultime (E.L.U.) 3

I.3.3 Etats Limite de Service (E.L.S.) 3

I.4. Les actions et les sollicitations

I.4.1 Les Actions 3

I.4.2 Les Sollicitations 5

I.5. Caractéristique des Matériaux

I.5.1 Le Béton 5

I.5.2 L'Acier 8

I.6. Les Hypothèses du Calcul

I.6.1 Calcul aux états limites ultimes de résistance 9

I.6.2 Calcul aux états limites de services 9

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction..... 10

II.2. Pré-dimensionnement des éléments constituant la structure

II.2.1. Pré-dimensionnement des éléments non structuraux..... 10

II.2.2. Pré-dimensionnement des éléments principaux..... 23

II.3. Descente de charges

II.3.1. La loi de dégression des charges (DTR.B.C2.2.art.6.3) 26

II.3.2. Descente de charge pour le poteau P1 26

II.3.3. Descente de charge pour le poteau P2 31

II.3.4. Descente de charge pour le poteau P3 37

II.4. Les charges maximales 40

II.5. Les vérifications

II.5.1. Vérification du critère de résistance 41

II.5.2. Vérification de l'effort réduit..... 41

II.5.3. Vérification au flambement 42

II.5.4. Vérification des conditions de (RPA)..... 44

II.6. Conclusion 44

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1.	Calcul des planchers	
III.1.1.	Introduction	45
III.1.2.	Etude des poutrelles (plancher à corps creux)	45
III.1.3.	Ferraillage de la dalle de compression	75
III.2.	Dalle pleine	
III.2.1	Introduction	76
III.2.2	Etude de différents types des dalles pleines	77
III.3.	Calculs des escaliers	
III.3.1.	Calcul d'escalier type 1 (deux volées étage courant)	86
III.3.2.	Calcul d'escalier de RDC2	99
III.3.3.	Escalier d'entre sol 1 (volé 1).....	119
III.3.4.	Escalier d'entre sol 2	122
III.4.	Etude des poutres de chainages	
III.4.1.	Définition	131
III.4.2.	Etude du chainage type 1	131
III.4.3.	Etude chainage type 2.....	134

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1.	Introduction	135
IV.2.	Choix de la méthode de calcul	
IV.2.1	Méthode statique équivalente	36
IV.2.2	Estimation de la période fondamentale de la structure	137
IV.2.3	Méthode dynamique modale spectrale	140
IV.3.	Vérification de l'interaction voiles-portiques	
IV.3.1.	Sous charges verticales	143
IV.3.2.	Sous charges horizontales.....	144
IV.4.	Vérification de la résultante des forces sismiques	144
IV.5.	Vérification de l'effort normale réduit	144
IV.6.	Justification vis-à-vis de déplacement :	
	[D'après le RPA99/version2003]	145
IV.7.	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :(RPA99/version2003)	146

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1. Etude des poteaux	147
V.2. Sollicitations dans les poteaux.....	148
V.3. Ferrailage des poteaux	
V.3.1. Armatures longitudinales	149
V.3.2. Vérifications	150
V.4. Etude des poutres	
V.4.1. Recommandation du RPA99	156
V.4.2. Ferrailage des poutres.....	157
V.4.3. Vérifications	158
V.5. Etude des voiles	
V.5.1. Introduction	165
V.5.2. Recommandation du RPA 99/03	166
V.5.3. Ferrailage des voiles	168
V.5.4. Schéma de ferrailage	168

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction	169
VI.2. Choix de type de fondation.....	169
VI.3. Combinaison d'action à considérer	169
VI.4. Etude des fondations	
VI.4.1. Semelle isolée	170
VI.4.2. Semelle filante	170
VI.4.3. Radier générale.....	171

Conclusion générale	187
----------------------------------	-----

Bibliographie

Annexes

Introduction

INTRODUCTION

Pour mieux ce protégé contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts de sol.

Les dommages causés par les séismes pourraient être réduits si certaines règles adoptées globalement sont respectées, telles qu'un dimensionnement adéquat, une bonne conception en général. Enfin, d'une mise en œuvre exécutée dans les règles de l'art. Lors du dernier séisme du 21 Mai 2003 de Zemmouri (Boumerdes), il à été constaté que le Système structural ayant le plus souffert est le portique auto stable. Les autres systèmes tels que les systèmes en voiles, les systèmes mixtes (voiles portiques), ont montré une très bonne résistance sismique aussi bien en zone épiscoptrale qu'en zone relativement loin de l'épicentre.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (R+6 +3sous sol), Il regroupe à la fois commerces, et logements d'habitation. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques).Ce travail est structuré en six chapitres principaux.

Après avoir présenté le projet et les principes de calcul du BAEL en chapitre I, on a dimensionné les éléments de bâtiment en chapitre II, en chapitre III, on a calculé tous les éléments secondaires tel que les planchers, les escaliers, l'acrotère,...etc. l'étude dynamique dans le IV^{ème} chapitre à la recherche d'un bon comportement de notre structure par la mise en place d'une disposition bien choisi des voiles porteurs. Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du RPA99, sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel SAP2000-7. 4. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre V et en fin le calcul de l'infrastructure sera l'objet du chapitre VI.

Chapitre I

I. Généralité

I.1. Présentation du projet

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment à usage d'habitation et commercial faisant partie d'une opération immobilière. Sa structure est en R+6+3sous sol, implanté dans la ville d'Akbou à la Wilaya de Bejaïa. Cette région est classée dans la zone à moyenne sismicité (zone IIa) selon le règlement parasismique Algérien. (RPA99/version 203). [1]

I.2. Caractéristique de la Structure

I.2.1. Caractéristiques Géométriques

Les caractéristiques de l'ouvrage sont

- Largeur en plan11.05m
- Longueur en plan23.95m
- Hauteur des étages courants3.06m
- Hauteur de RDC4.08m
- Hauteur du 1^{er} Entre Sol.....3.06m
- Hauteur du 2eme Entre Sol3.06m
- Hauteur du 3éme Entre sol.....4.08m
- Hauteur du duplex2.00m
- Hauteur Total32.64m

I.2.2. Caractéristiques du Sol

La structure repose sur un Sol dont les caractéristiques qui fait partie sont :

- $\gamma_h = 20KN/m^2$
- $\varphi=21^\circ$
- $C=0$

I.2.3. Choix du contreventement

Etant donné que notre ouvrage dépasse 14m, et puisqu'il répond aux conditions de l'article (1-b du RPA99/version 2003), le contreventement sera assuré par un contreventement mixte avec justification d'interactions portique-voile. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de condition :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.3. Les Etats Limites

I.3.1. Définition

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et

cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas).

I.3.2. Etat Limite Ultime (E.L.U.)

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux est atteinte, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque l'effondrement.

On distingue :

- Etat limite de l'équilibre statique (pas de renversement).
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- Etat limite de stabilité de forme (flambement).

I.3.3. Etats Limite de Service (E.L.S.)

Qui définissent les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soit assuré.

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation (flèche maximale).

I.4. Les Actions et les Sollicitations

I.4.1. Les Actions

Définition

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

Valeurs caractéristiques des actions

- **Les actions permanentes (G)**

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- ✓ Le poids propre de la structure.
- ✓ Cloisons, revêtement, superstructure fixes.
- ✓ Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- ✓ Les déformations imposées à la structure.

- **Les actions variables (Q)**

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- ✓ Les charges d'exploitations.
- ✓ Les charges climatiques.
- ✓ Les effets thermiques.

➤ **Les actions accidentelles (FA)**

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisent rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- ✓ Les chocs.
- ✓ Les séismes.
- ✓ Les explosions.
- ✓ Les feux.

Valeur de calcul des actions

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

A. Combinaison d'action à l'ELU :

➤ **Situation durable ou transitoire :**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35G_{max} + G_{min} + 1.5Q_1 + \sum 1.3\psi_{0i}Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,77$ Pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

➤ **Situation accidentelle :**

$$1.35G_{max} + G_{min} + F_A\psi_{1i}Q_1 + \sum 1.3\psi_{2i}Q_i \quad (i > 1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i}Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i}Q_i$: Valeur quasi – permanente d'une action variable.

$$\psi_{1i} = \begin{cases} 0,15 & \text{si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{si l'action d'accompagnement est le vent} \end{cases}$$

B. Combinaison d'action à l'ELS :

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \psi_{0i}Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,6$ Pour l'effet de la température.

Avec :

G_{max} : L'ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : L'ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : Action variable de base.

Q_i : Action variable d'accompagnement.

C. Combinaison de calcul :

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\begin{array}{l} \text{Situations durables} \\ \text{Situation accidentelles} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS: } G + Q \\ G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

I.4.2. Les Sollicitations

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

I.5. Caractéristique des Matériaux

I.5.1 Le Béton

❖ Définition

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

❖ Composition du béton

Un mètre cube de béton ordinaire se compose de :

- ✓ 350 Kg de ciment (CPA 325).
- ✓ 174 Kg sable ($0 < D < 5\text{mm}$).
- ✓ 336 Kg de gravier ($0 < D < 25\text{mm}$).
- ✓ 140 l à 175 l d'eau de gâchage (selon le degré d'humidité des granulats et le mode de serrage du béton).

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200Kg/m^3 et 2500Kg/m^3 .

❖ Résistance caractéristique du béton

A. Résistance du béton en compression (f_{cj})

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16×32 . Elle est définie comme la valeur de la résistance en dessous de laquelle on peut s'attendre à rencontrer 5% au plus de l'ensemble des ruptures des essais de compression. En pratique, comme le nombre d'essais réalisés ne permet pas un traitement statistique suffisant, on adopte la relation simplifiée suivante :

$$f_{cj} = \frac{\sigma_j}{1.15}$$

Où σ_j est la valeur moyenne des résistances obtenues sur l'ensemble des essais réalisés.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} .

On peut admettre que pour $j \leq 28 \text{ jours}$ La résistance des bétons non traités thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$(1) : \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \rightarrow f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \rightarrow f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)} \quad [2]$$

- ✓ Lorsque $28 < j < 60 \rightarrow$ on utilise la relation (1)
- ✓ Lorsque $j \geq 60 \rightarrow$ on utilise la relation $f_{cj} = 1,1 * f_{c28}$

(Figure I.1) donne l'allure de la variation de la résistance (f_{cj}) en fonction de l'âge du béton pour les deux types. Sur cette figure, on observe que l'augmentation en résistance des bétons à performances élevées est plus rapide que pour les bétons classiques. Cette propriété rend les bétons à performances élevées très intéressants en phase de construction.

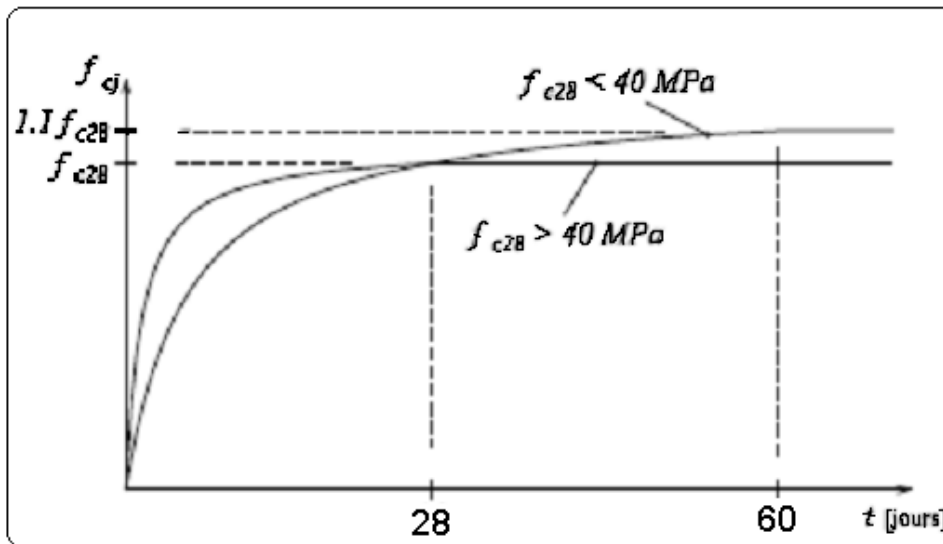


Figure I.1 : Evolution de f_{cj} en fonction de l'âge du béton

B. Résistance du béton en traction :

La résistance à la traction à l'âge de j jours f_{tj} est définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.1.2).} \quad [3]$$

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

C. Module de déformation longitudinale

➤ Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée inférieure à 24h le module de déformation instantanée du béton égale à :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} (\text{MPa})$$

➤ Module de déformation différée :

Il est utilisé pour les chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du

béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées.

$$E_{vj} = 3700 * f_{cj}^{1/3} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.2).} \quad [3]$$

D. Module de déformation transversale :

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

Avec : E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

$$\text{CBA93 (article A.2.1.3).} \quad [3]$$

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

Pour le calcul des sollicitations, le coefficient de poisson est pris égal à 0 (à l'ELU).

Pour le calcul des déformations, le coefficient de poisson est pris égal à 0,2 (à l'ELS).

ELU : $\nu = 0$ et $G = 0,5 * E$

ELS : $\nu = 0,2$ et $G = 0,42 * E$

E. Diagramme contrainte déformation :

Diagramme contraintes (σ_{bc})-déformations relatives (ε_{bc}):

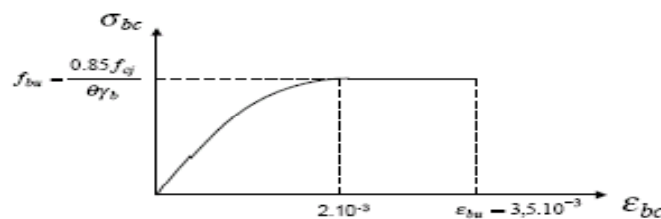


Figure I.2 : Diagramme contraintes déformations à L'ELU

$$f_{bu} = \begin{cases} 0.25 \times f_{bu} \times 10^3 \times \varepsilon_{bc} (4 \times 10^3 \times \varepsilon_{bc}) & \text{Si } 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\% \\ \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} & \text{Si } 2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\% \end{cases}$$

$$\text{BAEL93 (Article A.2.1.11)} \quad [2]$$

✓ Le coefficient θ dépend de la durée d'application des charges :

$$\theta = \begin{cases} 1..si \text{ durée} > 24h \\ 0.9..si 1h > \text{durée} < 24h \\ 0.8..si h < 1h \end{cases}$$

✓ γ_b est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 (\text{cas courants}) \\ 1.15 (\text{combinaisons accidentelles}) \end{cases}$$

$$\text{BAEL93 (Article A.2.1.11)} \quad [2]$$

I.5.2. L'Acier

Leurs rôles c'est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton, les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500$ MPA et l'allongement sous charges maximales doit être supérieur à cinq pour cent (5%) pour faire travailler au maximum l'acier.

A. Résistance caractéristique de l'acier :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

✓ **Contraintes limites σ_s :**

➤ **ELU**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{tq} \quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Ca accidentel} \end{cases}$$

γ_s : est le coefficient de sécurité

➤ **ELS :** **BAEL91 (article A.4.5.32) [2]**

La valeur de σ_s est donnée en fonction de la fissuration :

- **Cas 1 :** fissuration peu préjudiciable:
 $\sigma_s = f_e$ [MPa]
- **Cas 2 :** fissuration préjudiciable:
 $\sigma_s = \min (2/3 * f_e, \max (240, 110(\eta * f_{ij})^{1/2}))$ [MPa]
 f_{ij} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.
- **Cas 3 :** fissuration très préjudiciable:
 $\sigma_s = \min (0.5f_e; 90(\eta * f_{ij})^{1/2})$ [MPa].
 η : Coefficient de fissuration avec:

$$\begin{cases} \eta = 1: \text{pour les ronds lisses, treillis soudés.} \\ \eta = 1.6 : \text{pour les hautes adhérences.} \end{cases}$$

B. Diagramme contrainte déformation pour l'acier :

Le diagramme se compose de deux parties : **CBA93 (article A.2.2.2) [3]**

- Droite de Hook ($\sigma = E_e$) de pente $E=2*10^5$ MPA indépendante de la nuance.
- Droite horizontale limitée à 10%(déformation maximale).

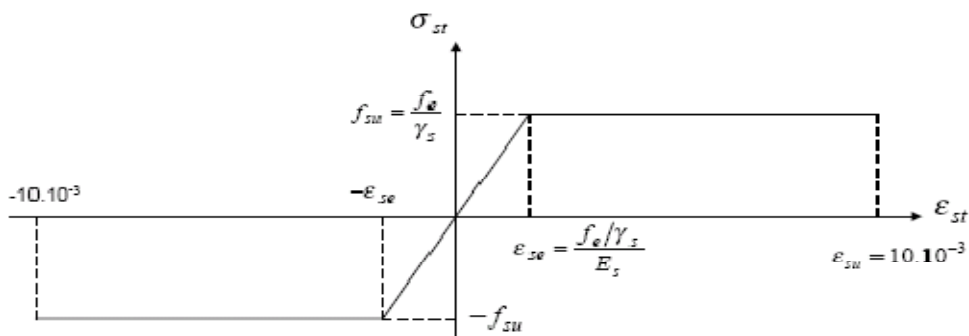


Figure I.3 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.

La valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie f_{su} est définie par :

$$\sigma_s = f_{su} = f_e / \gamma_s$$

- σ_s est la valeur de calcul de la contrainte de l'acier.

- γ_s est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & (\text{Cas courant}) \\ 1 & (\text{Combinaisons accidentelles}) \end{cases}$$

I.6. Les Hypothèses du Calcul :

I.6.1. Calcul aux états limites ultimes de résistance :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Le retrait et le fluage ne sont pas pris en compte.
- Le comportement des matériaux est linéaire élastique.
- Dans le diagramme des contraintes l'un des matériaux doit travailler au maximum autorisé.

I.6.2. Calcul aux états limites de services

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Les déformations des sections sont limitées à :
 $\varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$ en flexion simple et $\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ en compression simple.
- L'allongement maximal des aciers est conventionnellement limité à $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$.
- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de barres tendues ou comprimées.
- Le diagramme contrainte – déformation du béton est « parabole – rectangle ».

Chapitre II

II.1. Introduction

Afin de déterminer les sections minimales des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts sollicitant nous procédons à un pré dimensionnement de ces éléments. Cette opération se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur (RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93,...).

II.2. Pré-dimensionnement des éléments constituant la structure

II.2.1. Pré-dimensionnement des éléments non structuraux

II.2.1.1 Pré-dimensionnement des planchers

Le plancher est une séparation entre les niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

1. Plancher à corps creux

A. Définition

Ils comportent les entrevous, des poutrelles semi-préfabriquées ou coulées sur place et une dalle de compression.

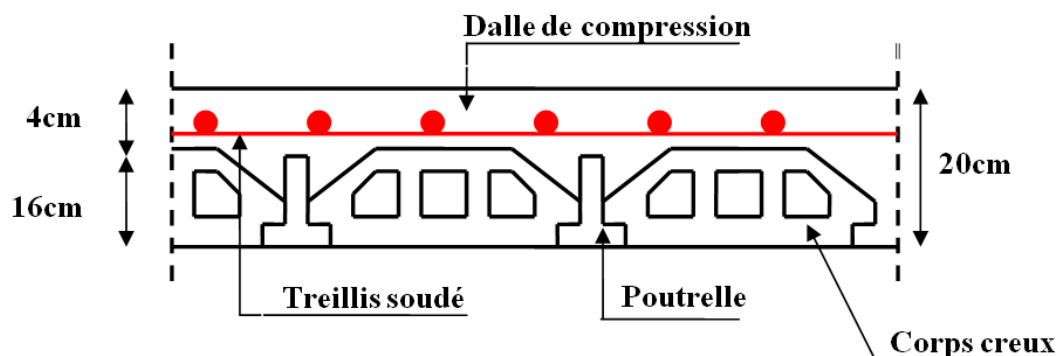


Figure II.1. Plancher à corps creux.

B. Dimensionnement

D'après le BAEL (article 6.8.4.2.4) la hauteur du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

Avec :

L_{\max} : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

Selon la vue en plan

$$h_t \geq \frac{368}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 16.35 \text{ cm}$$

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

On adopte un plancher à corps creux type (16+4).

16cm : hauteur du corps creux.

4 cm : hauteur de la table de compression.

C. Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations pour les différents plancher est résumé dans les tableaux suivants conformément au [DTR BC.2.2].

✓ Toiture

Toiture $\alpha=27^\circ$			
Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Ferme (bois+pannes+chevrons+ tuiles)	/	0,85	0,85
tuiles mécanique	/	0,4	0,40
Charge permanente G			1,25
Charge d'exploitation Q			1

Tableau II.1 : Evaluation des charges et surcharge sur la toiture

✓ Plancher de terrasse inaccessible

terrasse inaccessible			
Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0,05	12	0,6
Etanchéité multicouche	0,05	12	0,6
Isolation thermique	0,015	18	0,27
Plancher en corps creux	0,2	/	2,85
Enduit en mortier	0,015	18	0,27
Forme de pente	0,05	22	1,1
	total	G	5,69
		Q	1

Tableau II.2 : Evaluation des charges et surcharges sur terrasse inaccessible

✓ Plancher d'étage courant

Etage courant			
Désignation des éléments	Epaisseur e (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Plancher corps creux	0,2	14	2,8
Carrelage	0,02	20	0,4
mortier de pose	0,02	20	0,4
couche sable	0,02	18	0,36
Enduit de plâtre	0,015	10	0,15
Charge permanente totale G			5,01
charge d'exploitation Q			1,5

Tableau II.3 : Evaluation des charges et surcharges sur étage courant

✓ Plancher d'étage commercial

Etage commerciale			
Désignation des éléments	Epaisseur e (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Plancher corps creux	0,2	14	2,8
Carrelage	0,02	20	0,4
mortier de pose	0,02	20	0,4
couche sable	0,02	18	0,36
Enduit de plâtre	0,015	10	0,15
Charge permanente totale G			5,01
charge d'exploitation Q			5

Tableau II.4 : Evaluation des charges et surcharges sur étage commercial

✓ Dalle plein

Dalle pleine			
Désignation des éléments	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (cm)	Poids(KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle pleine	25	0,14	3,5
Enduit en mortier	20	0,015	0,3
Charge permanent G			5
Surcharge d'exploitation Q			3.5

Tableau II.5 : Evaluation des charges et surcharges en dalle pleine

D. Les poutrelles

➤ Définition

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

➤ Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- ✓ Le critère de la petite portée.
- ✓ Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

➤ Dimensionnement des poutrelles

Détermination de la largeur de la table de compression :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \text{Min}\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right)$$

$b_0 = 10\text{cm}$ largeur de la nervure

$L_x = 55\text{cm}$ distance entre nus de poutrelles.

$L_y = 368\text{cm}$ distance entre axes d'appuis des poutrelles.

$h_0 = 5\text{cm}$ épaisseur de la dalle de compression.

$ht = 20\text{cm}$ hauteur totale de la poutrelle.

$$\frac{b-10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{368}{10}\right)$$

$$\text{Min}(27.5 ; 36.8) = 27.5 \Rightarrow b = 65 \text{ cm}$$

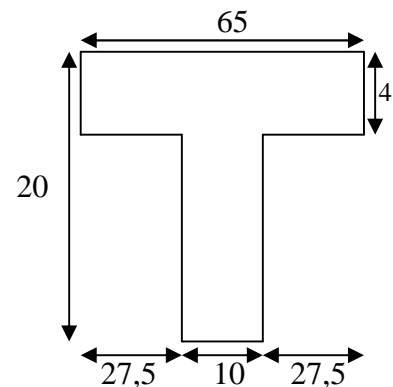


Figure II .2. Poutrelle

2. Plancher en dalle pleine

A. Définition

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux). Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants donnés par les règlements :

➤ Critère de résistance

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{Pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad \text{Pour une dalle sur un seul appui.}$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.}$$

L_x est la plus petite portée.

➤ Critère de coupe feu

$e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe feu (BAEL91).

$e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe feu (BAEL91).

Les différents types des panneaux de dalles de notre structure sont :

B. Types de dalles➤ **Dalle sur deux appuis**

$L_x=145\text{cm}$; $L_y=350\text{cm}$

$$\frac{145}{50} \leq e \leq \frac{145}{40}$$

$$2.9 \leq e \leq 3.62$$

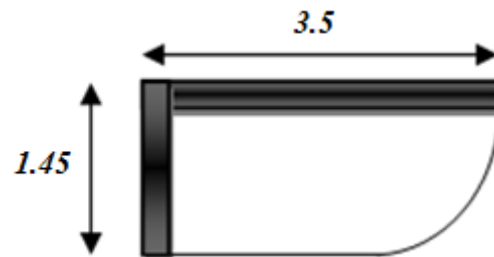


Figure II.3 : Dalle sur deux appuis

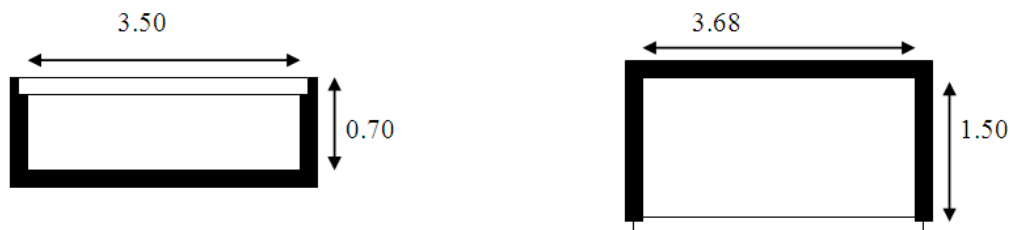
➤ **Dalle sur trois appuis**

Figure II.4. Dalle sur trois appuis

On prend la dalle la plus défavorable pour le dimensionnement

$L_x=1.50\text{cm}$; $L_y=3.68\text{cm}$

$$\frac{150}{50} \leq e \leq \frac{150}{40}$$

$$3 \leq e \leq 3.75$$

Les dalles sont dimensionnées sur le critère de coupe feu. On opte pour l'ensemble des dalles pleines l'épaisseur $e=14\text{cm}$.

II.2.1.2. Pré-dimensionnement des escaliers**1. Définition**

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

Les différents éléments constituant un escalier sont :

H_0 : Demi-hauteur d'étage.

L_0 : Longueur totale d'escalier.

g : Le giron.

h : Hauteur de la contre marche

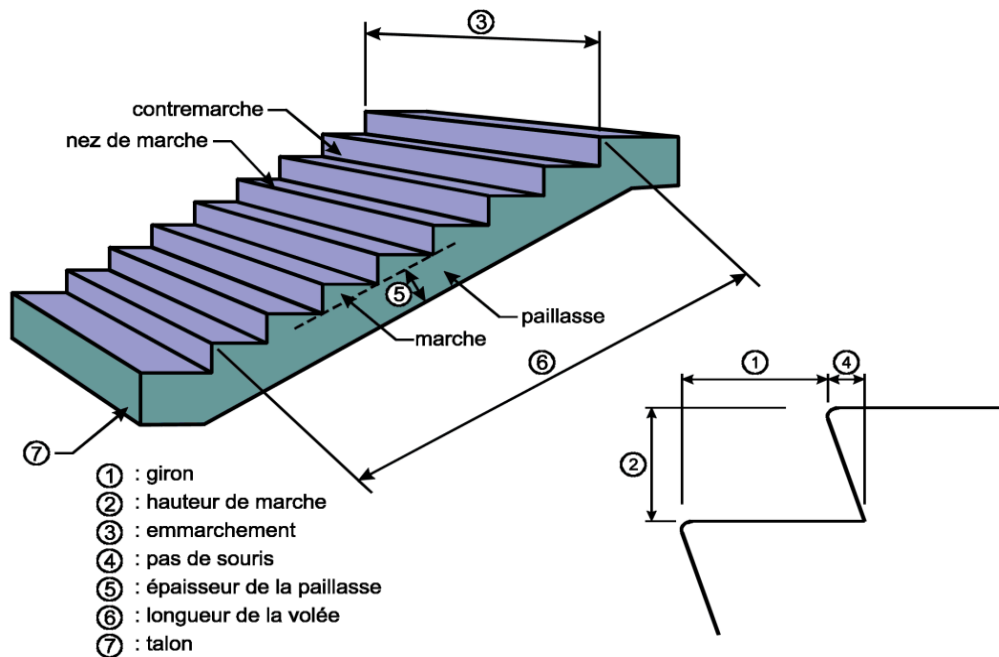


Figure II. 5: Détail d'un escalier.

2. Type des escaliers

Dans notre projet on distingue 3 types d'escaliers :

Type 1: Escalier à deux volées contrariées avec palier de repos.

Type 2: Escalier à deux volées non identiques contrariées avec palier de repos.

Type 3: Escalier à trois volées avec deux paliers de repos (sous sol)

3. Pré-dimensionnement des différents types d'escaliers

Pour qu'un escalier garantie sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- la hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm ;
- la largeur g se situe entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de BLONDEL:

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

Avec :

$$\begin{cases} h = h_0/n \\ g = l_0/(n - 1) \end{cases}$$

n : est le nombre de marches sur la volée.

A. Pré-dimensionnement des escaliers type 1

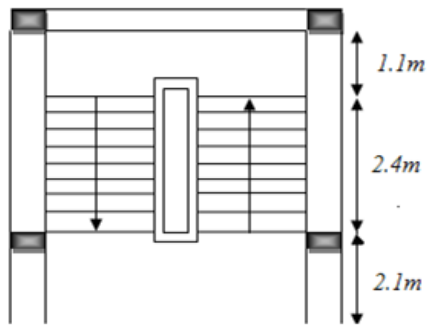


Figure II.6 : Vue en plan d'escalier type 1.

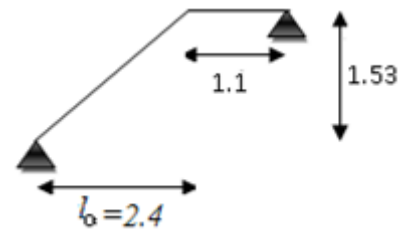


Figure II.7 : Schéma statique de l'escalier type (duplex d'étage 5).

L'épaisseur de la paillasse e est donnée par :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{2.40^2 + 1.53^2} = 2.84m.$$

$$L = L_v + L_p$$

$$L_p = 1.1m$$

$$L = 3.94 \text{ cm}$$

$$\frac{394}{30} \leq e \leq \frac{394}{20}$$

$$l_0 = 240$$

$$\Rightarrow 13.13 \leq e \leq 19.7 \text{ cm} \quad \text{Soit } e = 15 \text{ cm.}$$

$$\frac{l_0}{n-1} + \frac{2H}{n} = 64$$

$$\frac{240}{n-1} + \frac{306}{n} = 64$$

$$\Rightarrow 32 \times n^2 - 305 \times n + 153 = 0.$$

$$\Rightarrow n = 9$$

$$h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L} \Rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{1.53}{2.4} \Rightarrow \alpha = 32.21^\circ$$

B. Pré-dimensionnement des escaliers type 2

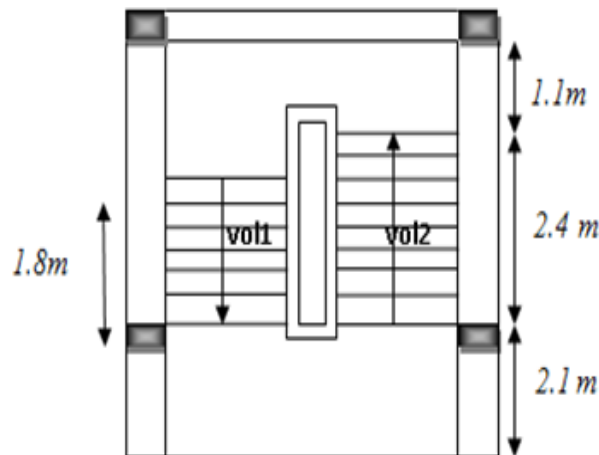


Figure II.8 : Vue en plan d'un escalier type 2.

➤ **1^{er} Volé**

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{1.8^2 + 1.19^2} = 2.157m.$$

$$L = L_v + L_p$$

$$L_p = 1.7cm$$

$$L = 3.85 cm$$

$$12.8 \leq e \leq 19.2cm \quad \text{Soit } e = 14cm.$$

$$tg(\alpha) = \frac{H}{L} \Rightarrow tg(\alpha) = \frac{1.36}{2.1} \Rightarrow \alpha = 32.928^\circ$$

$$n-1=7$$

$$g=30 cm, h=17 cm$$

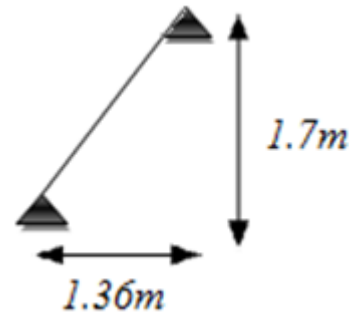


Figure II.9 : Schéma statique du volée 1 d'escalier type 2

➤ **2^{eme} Volée**

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} = 2.84m.$$

$$L = L_v + L_p$$

$$L_p = 1.1cm$$

$$L = 3.94 cm$$

$$13.13 \leq e \leq 19.7cm \quad \text{Soit } e = 14cm.$$

$$tg(\alpha) = \frac{H}{L} \Rightarrow tg(\alpha) = \frac{1.53}{2.4} \Rightarrow \alpha = 32.517^\circ$$

$$n-1=8$$

$$g=30 cm, h=17 cm$$

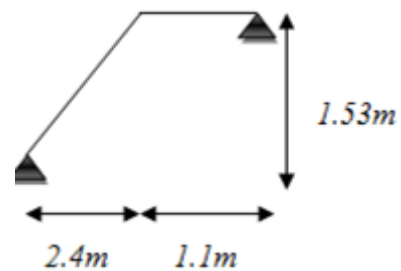


Figure II.10 : Schéma statique du volée 2 d'escalier type 2

C. Pré-dimensionnement des escaliers type 3

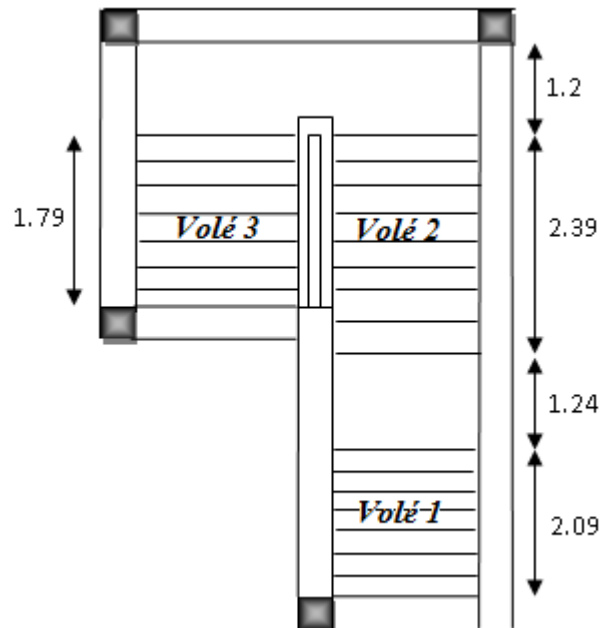


Figure II.11 : Vue en plan d'escalier type 3.

➤ 1^{er} Volée

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{1.36^2 + 2.09^2} = 2.49m.$$

$$L = L_v + L_p$$

$$L_p = 1.24m$$

$$L = 3.73m$$

$$12.43 \leq e \leq 18.65cm \quad \text{Soit } e = 15cm.$$

$$tg(\alpha) = \frac{H}{L} \Rightarrow tg(\alpha) = \frac{1.36}{2.09} \Rightarrow \alpha = 33.09^\circ$$

$$h = \frac{136}{8} = 17cm$$

$$g = \frac{209}{7} = 29.85cm = 30cm$$

➤ 2^{eme} Volé

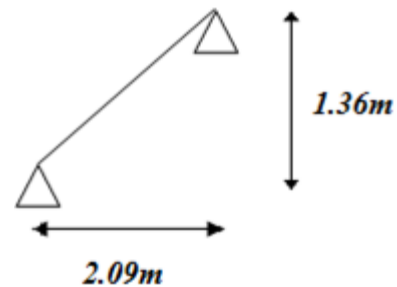


Figure II.12 : Schéma statique du volée 1 d'escalier type 3

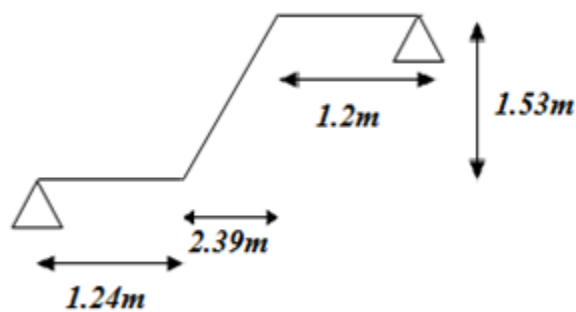


Figure II.13 : Schéma statique du volé 2 d'escalier type 3

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{2.39^2 + 1.53^2} = 2.83m.$$

$$L = L_v + L_p$$

$$L_p = 1.2m$$

$$L = 4.04 m$$

$$13.46 \leq e \leq 20.2cm \quad \text{Soit } e = 15cm.$$

$$tg(\alpha) = \frac{H}{L} \Rightarrow tg(\alpha) = \frac{1.53}{2.39} \Rightarrow \alpha = 32.62^\circ$$

$$h = \frac{153}{9} = 17cm$$

$$g = \frac{239}{8} = 30cm$$

➤ 3^{eme} Volé

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{1.79^2 + 1.19^2} = 2.149m.$$

$$L = L_v + L_p$$

$$L_p = 1.20m$$

$$L = 3.349 m$$

$$11.16 \leq e \leq 16.74cm \quad \text{Soit } e = 15cm.$$

$$tg(\alpha) = \frac{H}{L} \Rightarrow tg(\alpha) = \frac{1.19}{2.79} \Rightarrow \alpha = 33.09^\circ$$

$$h = \frac{119}{7} = 17cm$$

$$g = \frac{179}{6} = 30cm$$

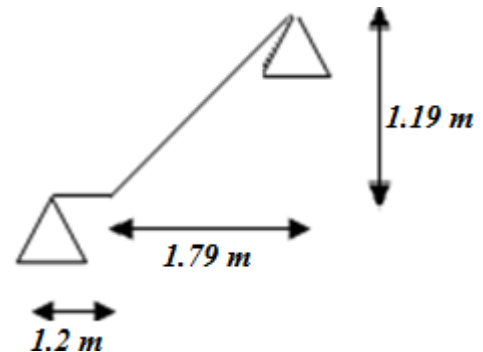


Figure II.14 : Schéma statique du volé 3 d'escalier type 3

Les résultats de la différente charge pour les différents escaliers sont donnés dans les tableaux si dessous :

Escalier Type 1 identique (étage courant)				
Volé 1 ou Volé2 (9marches)	$\alpha_1=32,517^\circ$		COS(32,517°) 0,843	
	Désignation	γ (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
	Poids propre de béton	25	0,15	4,448
	Poids de garde de corps	/	0,14	0,140
	Poids des marche (e=0,17/2)	22	0,085	1,870
	Mortier de pose horizontale	20	0,02	0,400
	Mortier de pose verticale (e=0,02*0,17/0,3)	20	0,011	0,227
	Carrelage horizontale	22	0,02	0,440
	Carrelage verticale (e=0,02*(0,17/0,3))	22	0,011	0,249
	Enduits de plâtre	15	0,010	0,150
	Charge permanente G			7,924
	Charge d'exploitation Q			2.5

Tableau II.6 : Evaluation des charges sur les escaliers type 1

Escalier Type2 Non identique				
Volé 1 (8marches)	$\alpha_1=28^\circ$		COS(32,928°)	0,839
	Désignation	γ (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
	Poids propre de béton	25	0,15	4,470
	Poids de garde de corps	/	0,14	0,140
	Poids des marche (e=0,17/2)	22	0,085	1,870
	Mortier de pose horizontale	20	0,02	0,400
	Mortier de pose verticale (e=0,02*0,17/0,3)	20	0,011	0,227
	Carrelage horizontale	22	0,02	0,440
	Carrelage verticale (e=0,02*(0,17/0,3))	22	0,011	0,249
	Enduits de plâtre	15	0,010	0,150
	Charge permanente G			7,946
	Charge d'exploitation Q			2.5

Tableau II.7 : Evaluation des charges sur les escaliers type2 Volé 1

Escalier Type2 Non identique				
Volé2 (9marches)	$\alpha_1=32,517^\circ$		COS (32,517°)	0,843
	Désignation	γ (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
	Poids propre de béton	25	0,15	4,448
	Poids de garde de corps	/	0,14	0,140
	Poids des marche (e=0,17/2)	22	0,085	1,870
	Mortier de pose horizontale	20	0,02	0,400
	Mortier de pose verticale (e=0,02*0,17/0,3)	20	0,011	0,227
	Carrelage horizontale	22	0,02	0,440
	Carrelage verticale (e=0,02*(0,17/0,3))	22	0,011	0,249
	Enduits de plâtre	15	0,010	0,150
	Charge permanant G			7,924
	Charge d'exploitation Q			2.5

Tableau II.8 : Evaluation des charges sur les escaliers type2 Volé2

Escalier Type3				
Volé 1 (8marches)	$\alpha_1=33,052^\circ$		COS (33,052°)	0,838
	Désignation	γ (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
	Poids propre de béton	25	0,15	4,475
	Poids de garde de corps	/	0,14	0,140
	Poids des marche (e=0,17/2)	22	0,085	1,870
	Mortier de pose horizontale	20	0,02	0,400
	Mortier de pose verticale (e=0,02*(0,17/0,3))	20	0,011	0,227
	Carrelage horizontale	22	0,02	0,440
	Carrelage verticale (e=0,02*(0,17/0,3))	22	0,011	0,249
	Enduits de plâtre	15	0,010	0,150
	Charge permanent G			7,951
	Charge d'exploitation Q			2.5

Tableau II.9 : Evaluation des charges sur les escaliers type 3

Escalier Type3 Non identique				
Volé 2 (9marches)	$\alpha_1=32,626^\circ$		COS (32,626°)	0,842
	Désignation	γ (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
	Poids propre de béton	25	0,15	4.454
	Poids de garde de corps	/	0,14	0,140
	Poids des marche (e=0,17/2)	22	0,085	1,870
	Mortier de pose horizontale	20	0,02	0,400
	Mortier de pose verticale (e=0,02*(0,17/0,3))	20	0,011	0,227
	Carrelage horizontale	22	0,02	0,440
	Carrelage verticale (e=0,02*(0,17/0,3))	22	0,011	0,249
	Enduits de plâtre	15	0,010	0,150
	Charge permanent G			7.930
	Charge d'exploitation Q			2.5

Tableau II.10 : Evaluation des charges sur les escaliers type 3

Escalier Type3 Non identique				
Volé3 (8marches)	$\alpha_1=33,616^\circ$		COS (33,616°)	0,833
	Désignation	γ (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
	Poids propre de béton	25	0,14	4,202
	Poids de garde de corps	/	0,14	0,140
	Poids des marche (e=0,17/2)	22	0,085	1,870
	Mortier de pose horizontale	20	0,02	0,400
	Mortier de pose verticale (e=0,02*(0,17/0,3))	20	0,011	0,227
	Carrelage horizontale	22	0,02	0,440
	Carrelage verticale (e=0,02*(0,17/0,3))	22	0,011	0,249
	Enduits de plâtre	15	0,010	0,150
	Charge permanent G			7,678
	Charge d'exploitation Q			

Tableau II.11: Evaluation des charges sur les escaliers type 3

✓ Palier

Palier			
Désignation des éléments	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	20	0,02	0,4
Dalle pleine	25	0,14	3,5
Enduit en mortier	15	0,01	0,15
Charge permanent G			4.89
Surcharge d'exploitation Q			2.5

Tableau II.12 : Evaluation des charges du palier

II.2.1.3. Murs extérieurs

Mur extérieur			
Désignation	γ (KN/m ³)	L'épaisseur	Poids
Enduits de ciment	20	0,02	0,4
Brique creuse	9	0,15	1,35
Ame d'air	/	0,05	/
Brique creuse	9	0,1	0,9
Enduit de Plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanente G			2,85

Tableau II.13 : Evaluation des charges sur le mur

II.2.2. Pré-dimensionnement des éléments principaux

II.2.2.1. Pré-dimensionnement des poutres

1. Définition

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis on à deux types (poutres principales, poutres secondaires).

2. Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est : **RPA (Article .7.5.1)**

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 403 - 35 \Rightarrow L_{\max} = 368 \text{ cm} \Rightarrow 24.53 \text{ cm} \leq h \leq 36.8 \text{ cm}$$

On adopte pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (30×40) cm²

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 35 \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifie} \\ h = 40 \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifie} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.14 \leq 4 \dots \dots \dots \text{Vérifie} \end{array} \right.$$

RPA (Article .7.5.1)

3. Les poutres secondaires

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \dots \dots \dots \text{(Condition de flèche).}$$

$$L_{\max} = 385 - 40 \Rightarrow L_{\max} = 345 \text{ cm} \Rightarrow 23 \text{ cm} \leq h \leq 34.5 \text{ cm.}$$

On adopte pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (30 × 40) cm²

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 35 \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifie} \\ h = 40 \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifie} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1,14 \leq 4 \dots \dots \dots \text{Vérifie} \end{array} \right. \quad \text{RPA (Article .7.5.1)}$$

II.2.2.2. Pré-dimensionnement des voiles

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} e \geq 15 \dots\dots\dots(1) \\ e \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots(2) \\ L \geq 4e \dots\dots\dots(3) \end{cases} \quad \text{RPA (Article .7.5.1)}$$

Avec :

h_e : C'est la hauteur libre d'étage.

e : Epaisseur du voile.

L : longueur du voile.

$$e \geq \max \left[\frac{368}{20}; 15cm \right] \quad \text{Pour le sous-sol}$$

$$\Rightarrow e \geq 18.4cm$$

$$e \geq \max \left[\frac{366}{20}; 15cm \right] \quad \text{Pour l'entre sol1 en duplex}$$

$$\Rightarrow e \geq 15cm$$

$$e \geq \max \left[\frac{266}{20}; 15cm \right] \quad \text{Pour l'entre sol2 en duplex}$$

$$\Rightarrow e \geq 15cm$$

$$e \geq \max \left[\frac{368}{20}; 15cm \right] \quad \text{Pour le RDC}$$

$$\Rightarrow e \geq 18.4cm$$

$$e \geq \max \left[\frac{266}{20}; 15cm \right] \quad \text{Pour les autres étages.}$$

$$\Rightarrow e \geq 15cm$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de :

- $e = 20cm$ pour le sous-sol, RDC et 1^{er} étage.
- $e = 15cm$ pour les autres niveaux.
-

II.2.2.3. Pré-dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression centrée selon les règles du BAEL91, en appliquant les trois critères suivant :

Critère de résistance.

- Critère de stabilité de forme.
- Règles du RPA99 (version2003).

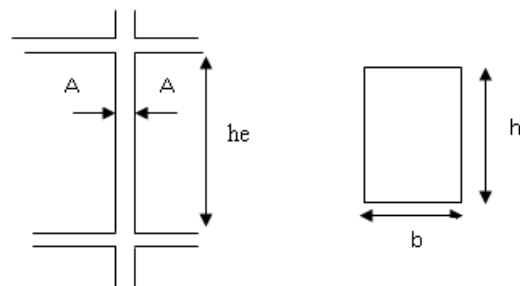


Figure II.15 : Hauteur libre d'étage

$$\text{Les exigences de RPA en zone II.a} \left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25\text{cm} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b}{h} < 4. \end{array} \right. \quad \text{RPA (Article 7.4.1)}$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99 (version 2003) citées ci-dessus.

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

étages	Les 3trois sous-sol	RDC, 1 ^{ere}	2 ^{ème} , 3 ^{ème}	4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	Poteaux courts de la toiture
Section (b×h) cm ²	50×55	45×50	40×45	35×40	35×40

Tableau II.14: section des poteaux préalable.

II.3. Descente de charges

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- ✓ Le poids propre de l'élément.
- ✓ La charge de plancher qu'il supporte.
- ✓ La part de cloison répartie qui lui revient.
- ✓ Les éléments secondaires (escalier).

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

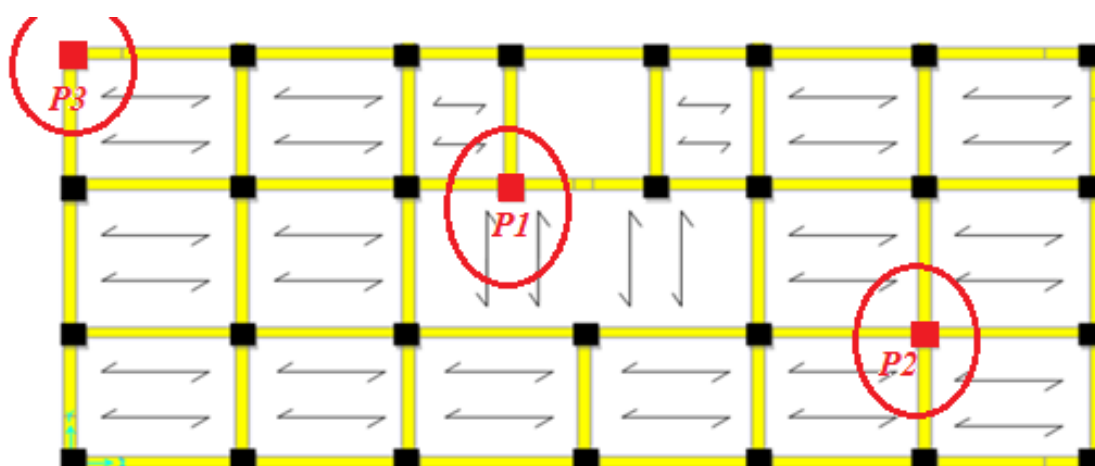


Figure II.16 : La position des poteaux choisis pour la descente de charge

II.3.1. La loi de dégression des charges (DTR.B.C2.2.art.6.3)

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_0, Q_1 \dots\dots\dots Q_n$ sont les charges d'exploitation respectivement des planchers d'étage 1,2.....n numéroté a partir du sommet du bâtiment.

Q a chaque niveau est déterminé comme suit :

Sous la terrasse..... Q_0 .

Sur le dernier étage..... Q_0+Q_1 .

Sur l'étage immédiatement inférieur $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$.

Sur l'étage immédiatement inférieur $Q_0+0.9 (Q_1+Q_2+Q_3)$.

Pour $n \geq 5$ $Q_0+(3+n)/2 * n(Q_1+Q_2+\dots+Q_n)$.

II.3.2. Descente de charge pour le poteau P1

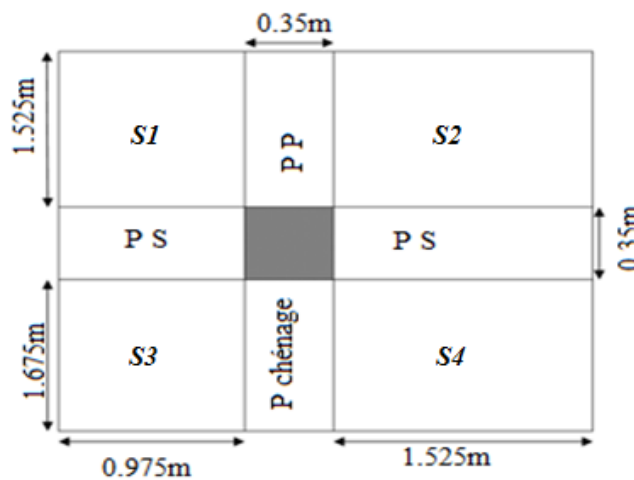


Figure II.17 : Poteau P1

Calcul de la surface afférente :

La surface afférente est la somme des surface entouré du poteau, c'est-à-dire que :

$S=S1+S2+S3+S4$

$S1 = (1.525 \times 0.975) = 1.487 m^2$

$S2 = (1.525 \times 1.525) = 2.326 m^2$

$S3 = (1.675 \times 0.975) = 1.633 m^2$

$S4 = (1.675 \times 1.525) = 2.55 m^2$

$S = 1.487 + 2.326 + 1.633 + 2.55$

Les résultats des différentes surfaces sont donnés dans le tableau suivant :

S1	S2	S3	S4	S
1.487	2.325	1.633	2.550	7.995

Tableau II.15 : surfaces afférentes du poteau P1

II.3.2.1. Les dalles

✓ **Toiture :**

C'est le poids de la toiture multiplier fois la surface afférente, c'est-à-dire que

$$Gt = \left(\frac{1.25}{\cos(27^\circ)} \right) \times S = (1.25/0.891) \times 7.995$$

$$G = 11.216 \text{ Kn}$$

✓ **Niveau 5 :**

C'est le poids de l'étage courant multiplier fois la surface afférente, c'est-à-dire que :

$$G = 5.01 \times S = 5.01 \times 7.995$$

$$G = 40.055 \text{ Kn}$$

✓ **Du niveau 4 au niveau Entre sol :**

C'est le poids d'étage courant multiplier fois (S1+S3+S4), c'est-à-dire que :

$$G = 5.01 \times (5.670)$$

$$G = 28.407 \text{ Kn}$$

✓ **1^{er}, 2^{eme} et 3^{eme} Entre sol :**

C'est le poids d'étage courant multiplier fois la surface afférente, c'est-à-dire que :

$$G = 5.01 \times S = 5.01 \times 7.995 = 40.055 \text{ Kn}$$

Le tableau suivant nous résume les résultats des différents niveaux des plancher de la structure :

Niveau	G	Surface	Gt
Toiture	1.403	7.995	11.216
5	5.01	7.995	40.055
Du 4 au RDC	5.01	5.67	28.407
1 ^{er} , 2 ^{eme} et 3 ^{eme} Entre sol	5.01	7.995	40.055

Tableau II.16: Evaluation des charges des planchers sur le poteau P1

II.3.2.2. Les poutres

Le poids de la poutre est donné par la formule suivante :

$$G = 25 * \text{Volume de la poutre} = 25 \times \text{Longueur} \times b \times h$$

Donc les résultats des différents poids de différentes poutres sont donnés dans le tableau suivant :

Du niveau 5 au niveau 2 de Entre sol						
N° poutres	b (m)	h (m)	Longueur (m)	γ (Kn/m^3)	G (Kn)	G total (Kn)
1	0.35	0.4	0.975	25	3.413	16.60
2	0.35	0.4	1.525	25	5.338	
3	0.35	0.4	1.525	25	5.338	
(4) poutre de chinage	0.30	0.2	1.675	25	5.863	
Entre sol 3						
N° poutres	b (m)	h (m)	Longueur (m)	γ (Kn/m^3)	G (Kn)	G total (Kn)
1	0.35	0.4	0.975	25	3.413	14.088
2	0.35	0.4	1.525	25	5.338	
3	0.35	0.4	1.525	25	5.338	
(4) poutre de chinage	0.30	0.2	0	25	0	

Tableau II.17: Evaluation des charges des poutres sur le poteau P1.

II.3.2.3. Les poteaux

Vu que la dimension du poteau P2 est différente de chaque étage, donc le poids du poteau de chaque étage est différent.

Donc le poids du poteau est donnée par :

La densité du béton multiplier par le volume du poteau ce qui donne :

$$G_p = 25 \times V_p$$

$$V_p = b \times h \times \text{longueur}$$

Le tableau suivant nous donne les différentes charges de différent niveau de la structure.

Niveau	b (m)	h (m)	Longueur (m)	Densité béton (Kn/m^3)	Gt (Kn)
Toiture	0.35	0.40	3.06	25	10.710
Du 5 au 4	0.35	0.40	3.06	25	10.710
Du 3 au 2	0.4	0.45	3.06	25	13.770
1	0.45	0.50	3.06	25	17.213
RDC	0.45	0.50	4.08	25	22.950
1 ^{er} et 2eme sous sol	0.50	0.55	3.06	25	21.038
Sous sol 3	0.50	0.55	4.08	25	28.050

Tableau II.18 : Evaluation des charges des différents poteaux des différents niveaux

II.3.2.4. Les murs extérieurs

La charge fournie par le mur extérieur est donnée comme suit :

Le poids de mur extérieur qui est égale à 2.85Kn/m^2 multiplié par la surface d mur qui égale à la longueur de mur multiplié par la largeur. Donc l'évaluation de cette charge est donnée par les tableaux suivants :

La longueur est donnée par la formule suivante :

C'est la hauteur d'étage courant (3.06m) moins la hauteur de la poutre qui est égale à 0.40m , donc :

$$L = h_0 - h = 3.06 - 0.4 = 2.66\text{m}$$

L : C'est la longueur du mur.

Niveau	G	S	Gt
Toiture	2.85	1.808	5.153
Du 5 au 1	2.85	8.512	24.259
RDC2	2.85	11.776	33.562
Du 1SS au 2 SS	2.85	11.731	33.433
RDC1	2.85	11.224	31.988

Tableau II.19: Evaluation des charges de Mur extérieur sur le poteau P1

II.3.2.5. Les escaliers

Niveau	G	S	Gt
Du 4 au 1	7.628	2.325	17.735
RDC2	7.648	2.325	17.782
RDC1	7.678	2.325	17.851

Tableau II.20: Evaluation des charges des escaliers sur le poteau P1

D'après les différentes charges de différents types des éléments de la structure, le tableau suivant nous donne le résultat de la descente de charge sur le poteau P1.

Niveau	Type	G	ΣG	Cumul G
6	Poutre	0	13.911	13.911
	Dalle	11.216		
	Poteau	2.695		
	Escalier	0		
	Mur extérieur	0		
5	Poutre	16.60	72.518	86.429
	Dalle	40.055		
	Poteau	10.71		
	Escalier	0		
	Mur extérieur	5.153		
4	Poutre	16.60	97.720	184.149
	Dalle	28.42		
	Poteau	10.71		

	Escalier	17.73		
	Mur extérieur	24.26		
3	Poutre	16.60	100.780	284.929
	Dalle	28.42		
	Poteau	13.77		
	Escalier	17.73		
	Mur extérieur	24.26		
2	Poutre	16.60	100.780	385.709
	Dalle	28.42		
	Poteau	13.77		
	Escalier	17.73		
	Mur extérieur	24.26		
1	Poutre	16.60	104.223	489.932
	Dalle	28.42		
	Poteau	17.213		
	Escalier	17.73		
	Mur extérieur	24.26		
RDC2	Poutre	16.60	107.879	597.811
	Dalle	28.42		
	Poteau	22.95		
	Escalier	15.65		
	Mur extérieur	24.259		
1 ^{er} Sous sol	Poutre	16.60	111.269	709.080
	Dalle	40.070		
	Poteau	21.038		
	Escalier	0		
	Mur extérieur	33.562		
2eme Sous sol	Poutre	16.60	111.141	820.221
	Dalle	40.070		
	Poteau	21.038		
	Escalier	0		
	Mur extérieur	33.433		
RDC1	Poutre	14.088	125.584	945.805
	Dalle	40.070		
	Poteau	28.050		
	Escalier	9.943		
	Mur extérieur	33.433		

Tableau II.21 : récapitulatif de la descente de charge sur le poteau P1

II.3.2.6. Charge d'exploitation

Niveau	Q plancher	Surface	Q escalier	Surface	Q total	Q cumul
6	1	7.995	0	0	7.995	7.995
5	1.5	7.665	0	0	11.9925	19.988
4	1.5	5.67	2.5	2.325	14.317	32.990
3	1.5	5.67	2.5	2.325	14.317	44.560
2	1.5	5.67	2.5	2.325	14.317	51.951
1	1.5	5.67	2.5	2.325	14.317	59.942
RDC	5	5.67	2.5	2.325	34.162	81.870
Entre Sol 1	1.5	7.995	0	0	11.992	87.345
Entre Sol 2	1.5	7.995	0	0	11.992	92.935
Entre Sol 3	5	7.995	2.5	2.325	45.787	120.573

Tableau II.22 : Evaluation de la charge d'exploitation sur la structure(P1)

Donc pour le poteau P1 :

$$G = 945.805 \text{ KN}$$

$$Q = 120.573 \text{ Kn}$$

II.3.3. Descente de charge pour le poteau P2

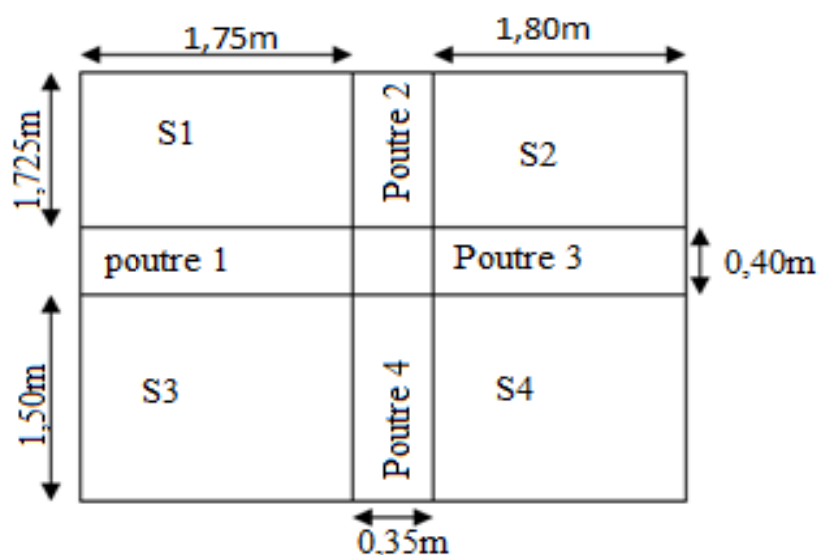


Figure II.18 : Le poteau P2

Calcul de la surface afférente :

$$S = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S1 = (1.725 \times 1.75) = 3.019 \text{ m}$$

$$S2 = (1.80 \times 1.725) = 3.105 \text{ m}$$

$$S3 = (1.50 \times 1.75) = 2.625 \text{ m}$$

$$S4 = (1.50 \times 1.80) = 2.70 \text{ m}$$

Les résultats des différentes surfaces sont donnés dans le tableau suivant :

S1	S2	S3	S4	S
3.019	3.105	2.625	2.700	11.449

Tableau II.23: Surface afférente pour le poteau P2

II.3.3.1. Les dalles

✓ Plancher Toiture (niveau 6) :

Poids de la toiture*(S1+S3) +Poids d'étage courant*S1

➤ Toiture :

Poids de la toiture est de 1.25Kn/m²

L'angle que fait la toiture avec la dalle est de 22°

Donc le poids total de la toiture est donné par la formule suivante :

$$\frac{1.25}{\cos 22^\circ} = 1.348Kn/m^2$$

Le poids de la toiture sur le poteau est de :

$$G1 = 1.348 \times (S1 + S3) = 1.348 \times 5.644 = 7.611Kn$$

➤ Etage courant :

Le poids d'étage courant est de 5.01Kn/m²

Donc le poids total de l'étage courant sur zone du poteau P2 est :

$$G2 = 5.01 \times (S1) = 5.01 \times 3.019 = 15.125Kn$$

Donc le poids total du niveau 6 est égal à la somme des deux poids.

$$\text{Donc : } Gt = G1 + G2 = 7.611 + 15.125 = 22.736 Kn$$

✓ Niveau 5 :

➤ Etage courant :

C'est le poids de l'étage courant multiplier par (S1), c'est-à-dire que :

$$G1 = \text{poids d'étage courant} \times (S1)$$

$$G1 = 5.01 \times 3.019 = 15.125 KN$$

➤ Terrasse inaccessible :

C'est le poids de la terrasse inaccessible multiplier par la surface S2, c'est-à-dire que :

$$G2 = 5.690 \times S2$$

$$G2 = 5.690 \times 3.105$$

$$G2 = 17.667KN$$

Donc la charge appliqué du niveau 5 sur le poteau P2 est égale à :

$$G = G1 + G2 = 15.125 + 17.667$$

$$G = 32.793 KN$$

✓ Autre niveau :

Pour les autres niveaux du bâtiment le calcul ce fera par la même méthode, c'est-à-dire que la charge G ce calcul comme suit :

Le poids du plancher étage courant multiplier par la surface afférente (S), donc :

$$G = 5.01 \times S = 5.01 \times 11.449$$

$$G = 57.36Kn$$

Donc $G=57.36Kn$ est la charge de chaque étage à partir du niveau 4 jusqu'au RDC du sous sol.

Les différentes charges appliquées sur le poteau P2 à partir de chaque niveau du bâtiment sont donnée dans le tableau ci-dessous

Niveau	Charge appliqué sur chaque niveau (Kn)
6 (toiture)	22.736
5	32.793
Du niveau 4 aux niveaux sous sol 3	57.36

Tableau II.24: Les différentes charges du plancher sur le poteau P2

II.3.3.2. Les poutres

Le poids de la poutre est donné par la formule suivante :

$$G = 25 \times \text{Volume de la poutre}$$

$$25 \times \text{Longueur} \times b \times h$$

Donc les résultats des différents poids de différentes poutres sont donnés dans le tableau suivant :

N° poutres	b (m)	h (m)	Longueur (m)	Y (Kn/m^3)	G (Kn)	G total (Kn)
1	0.35	0.4	1.75	25	6.125	23.713
2	0.35	0.4	1.725	25	6.037	
3	0.35	0.4	1.80	25	6.3	
4	0.35	0.4	1.50	25	5.25	

Tableau II.25: la charge de différentes poutres

II.3.3.3. Les murs extérieurs

La charge fournie par le mur extérieur est donnée comme suit :

Le poids de mur extérieur qui est égale à $2.85Kn/m^2$ multiplié par la surface d mur qui égale à la longueur de mur multiplié par la largeur. Donc l'évaluation de cette charge est donnée par les tableaux suivants :

La longueur est donnée par la formule suivante :

C'est la hauteur d'étage courant (3.06m) moins la hauteur de la poutre qui est égale à 0.40m, donc : $\text{Longueur} = h_0 - h = 3.06 - 0.4 = 2.66m$

Toiture			
G	Longueur	Hauteur	Gt
2.85	1.5	2	4.275
2.85	1.725	2	4.916
Gt			9.191

Tableau II.26: Evaluation de la charge de mur extérieur de la toiture sur poteau P2

Niveau 6				
Mur	Longueur (m)	Largeur (m)	G (Kn/m ²)	Gt (Kn)
M1	2.66	1.725	2.85	13.077
M2	2.66	1.50	2.85	11.372
La charge permanent totale Gt				24.449

Tableau II.27 : Evaluation de la charge de mur extérieur de la toiture sur le poteau P2

Niveau 5				
Mur	Longueur (m)	Largeur (m)	G (Kn/m ²)	Gt (Kn)
M1	2.66	1.80	2.85	13.646
M2	2.66	1.50	2.85	11.372
La charge permanent totale Gt				25.017

Tableau II.28: Evaluation de la charge de mur extérieur du niveau5 sur le poteau P2

Duplex sous sol				
Mur	Longueur (m)	Largeur (m)	G (Kn/m ²)	Gt (Kn)
M	2.66	1.50	2.85	11.372

Tableau II.29 : Evaluation de la charge de mur extérieur du duplex sous sol sur le poteau P2

II.3.3.4. Les poteaux

Vu que la dimension du poteau P2 est différente de chaque étage, donc le poids du poteau de chaque étage est différent.

Donc le poids du poteau est donnée par :

La densité du béton multiplier par le volume du poteau ce qui donne :

$$G_p = 25 \times V_p$$

$$V_p = b \times h \times longueur$$

Le tableau suivant nous donne les différentes charges de différent niveau de la structure.

Niveau	b (m)	h (m)	Longueur (m)	Densité béton (Kn/m^3)	Gt (Kn)
Toiture	0.35	0.40	3.06	25	10.710
Du 5 au 4	0.35	0.40	3.06	25	10.710
Du 3 au 2	0.4	0.45	3.06	25	13.770
1	0.45	0.50	3.06	25	17.213
RDC	0.45	0.50	4.08	25	22.950
1 ^{er} et 2eme sous sol	0.50	0.55	3.06	25	21.038
Sous sol 3	0.50	0.55	4.08	25	28.050

Tableau II.30 : Evaluation des charges des différents poteaux des différents niveaux

II.3.3.5. Descente de charge pour le poteau P2

D'après les différentes charges de différents types des éléments de la structure, le tableau suivant nous donne le résultat de la descente de charge sur le poteau P2.

Niveau	Types	Surface afférente (m)	G (Kn)	ΣG (Kn)	Cumul G (Kn)
6eme toiture	Poutre	11.449	23.71	76.77	76.77
	Dalle		22.74		
	Poteau		0.00		
	Mur extérieur		9.19		
5eme	Poutre	11.449	23.71	120.18	196.95
	Dalle		32.79		
	Poteau		10.71		
	Mur extérieur		24.45		
4eme	Poutre	11.449	23.71	116.80	313.74
	Dalle		57.36		
	Poteau		10.71		
	Mur extérieur		25.02		
3eme	Poutre	11.449	23.71	91.78	405.53
	Dalle		57.36		
	Poteau		10.71		
	Mur extérieur		0.00		
2eme	Poutre	11.449	23.71	94.84	500.37
	Dalle		57.36		
	Poteau		13.770		
	Mur extérieur		0.00		
1 ^{er}	Poutre	11.449	23.71	112.57	612.94

	Dalle		57.36		
	Poteau		17.213		
	Mur extérieur		0.00		
RDC	Poutre	11.449	23.71	98.28	711.23
	Dalle		57.36		
	Poteau		22.95		
	Mur extérieur		0.00		
1 ^{er} sous sol	Poutre	11.449	23.71	120.39	831.61
	Dalle		57.36		
	Poteau		21.04		
	Mur extérieur		33.824		
2eme sous sol	Poutre	11.449	23.71	115.94	947.55
	Dalle		57.36		
	Poteau		21.04		
	Mur extérieur		13.83		
Sous sol 3	Poutre	11.449	23.71	115.94	1063.492
	Dalle		57.36		
	Poteau		28.05		
	Mur extérieur		13.83		
La charge permanente Total G					1049.68

Tableau II.31 : récapitulatif de la descente de charge sur le poteau P2

II.3.3.6. Charge d'exploitation

D'après la théorie de la dégression de charge, on résume ce tableau ci-dessous :

Niveau	Q (Kn/m ²)	S (surface) m	Qt (Kn)	Q cumul (Kn)
6 Toiture	1	8.344	8.344	8.344
5	/	/	15.621	23.965
4	1.5	11.449	17.173	39.499
3	1.5	11.449	17.173	53.315
2	1.5	11.449	17.173	67.093
1	1.5	11.449	17.173	83.073
RDC	5	11.449	57.245	123.344
1 ^{er} sous sol	1.5	11.449	17.173	130.555
2eme sous sol	1.5	11.449	17.173	138.110
Sous sol 3	5	11.449	57.245	172.608
Q total				172.608

Tableau II.32 : Evaluation de la charge d'exploitation sur la structure(P2)

Pour le niveau 5, on a 2 types de plancher, étage courant et terrasse inaccessible, ce qui donne donc $(1.5 \times 8.344) + (1 \times 3.105) = 15.621 \text{ Kn}$

Donc la charge permanent et la charge d'exploitation pour le poteau P2 sont comme suit
G=1063.492 Kn
Q=172.608 Kn

II.3.4. Descente de charge pour le poteau P3

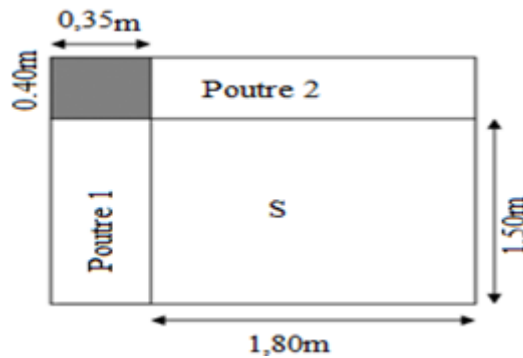


Figure II.19 : Poutre P3

Le calcul de tout les éléments qui agis sur le poteau c'est de multiplier le poids de chaque élément fois la surface afférente (S).

Les tableaux suivant nous résument chaque élément.

✓ Surface afférente :

$$S = \text{Longieur} \times \text{Largeur}$$

$$S = 1.80 \times 1.50$$

$$S = 2.70\text{m}^2$$

II.3.4.1. Les dalles

✓ Plancher :

On multiplier le poids du plancher fois la surface afférente, le tableau suivant nous donne les résultats des planchers des différents niveaux de la structure,

$$G_t = G \times S$$

Niveau	G du plancher (Kn/m ²)	Surface afférente (m ²)	G total (Kn)
6	5.69	2.70	15.363
Du 5 au Sous sol3	5.01	2.70	13.527

Tableau II.33: La charge des plancher transmis sur le poteau P3

II.3.4.2. Les poutres

$$G_p = b \times h \times \text{longueur} \times \text{densité du béton}$$

Le tableau suivant nous résume les résultats des deux types de poutre :

Poutre	B (m)	H (m)	Longueur (m)	Densité béton (Kn/m ³)	Gtotal (Kn)
--------	-------	-------	--------------	------------------------------------	-------------

P1	0.35	0.40	1.50	25	5.25
P2	0.35	0.40	1.80	25	6.30
G t					11.55

Tableau II.34: La charge des poutre transmis sur le poteau P3

II.3.4.3. Les poteaux

$$G_{poteau} = b \times h \times longueur \times densité \text{ du béton}$$

Le tableau suivant nous résume les charges des différents poteaux de différents niveaux

Niveau	b (m)	h (m)	Longueur (m)	Densité béton (Kn/m ³)	G_{total}
Toiture	0.35	0.40	0.00	25	0.00
Du 5 ou 4	0.35	0.40	3.06	25	10.71
Du 3ou 2	0.4	0.45	3.06	25	13.77
1	0.45	0.50	3.06	25	17.213
RDC	0.45	0.50	4.08	25	22.950
Du 1 ^{er} sous sous 2eme sous sol	0.50	0.55	3.06	25	21.038
Sous sol 3	0.50	0.55	4.08	25	28.058

Tableau II.35: La charge des différents poteaux

II.3.4.4. Les murs extérieurs

$$G_m = Poids \text{ de mur} \times longueur \times largeur$$

Le tableau suivant nous résume le résultat de différents niveaux de la structure :

Niveau	G (Kn/m ²)	Longueur (m)	Largeur (m)	G_t (Kn)
Du 6 ou 1	2.85	1.50	2.66	11.372
RDC et Sous sol3	2.85	1.50	3.68	15.732
1 ^{er} et 2eme sous sol	2.85	1.50	2.66	11.372

Tableau II.36: La charge de mur extérieur transmis sur le poteau P3

II.3.4.5. La descente de charge pour le poteau P3

D'après les différentes charges de différents types des éléments de la structure, le tableau suivant nous donne le résultat de la descente de charge sur le poteau P3.

Niveau	Type	Surface afférente	G	∑ G	Cumul G
5	Poutre	2.7	11.550	38.285	38.285
	Dalle		15.363		
	Poteau		0.00		
	Mur extérieur		11.372		
4	Poutre	2.7	11.550	47.159	85.443
	Dalle		13.527		
	Poteau		10.710		

	Mur extérieur		11.372		
3	Poutre	2.7	11.550	47.159	132.602
	Dalle		13.527		
	Poteau		10.710		
	Mur extérieur		11.372		
2	Poutre	2.7	11.550	50.219	182.820
	Dalle		13.527		
	Poteau		13.770		
	Mur extérieur		11.372		
1	Poutre	2.7	11.550	50.219	233.039
	Dalle		13.527		
	Poteau		13.770		
	Mur extérieur		11.372		
RDC	Poutre	2.7	11.550	53.661	286.700
	Dalle		13.527		
	Poteau		10.213		
	Mur extérieur		11.311		
1 ^{er} sous sol	Poutre	2.7	11.550	63.759	350.459
	Dalle		13.527		
	Poteau		22.950		
	Mur extérieur		15.732		
2 ^{eme} sous sol	Poutre	2.7	11.550	57.486	407.945
	Dalle		13.527		
	Poteau		21.038		
	Mur extérieur		11.372		
Sous sol 3	Poutre	2.7	11.550	57.486	465.431
	Dalle		13.527		
	Poteau		21.038		
	Mur extérieur		11.372		
La charge permanente total G					465.431

Tableau II.37 : récapitulatif de la descente de charge sur le poteau P3 de rive

II.3.4.6. Charge d'exploitation

D'après la théorie de la dégression de charge, on résume ce tableau ci-dessous :

Niveau	Q	Surface afférente	Q total	Dégression de charge
5	1	2.70	2.70	2.70
4	1.5	2.70	4.05	6.75
3	1.5	2.70	4.05	10.395
2	1.5	2.70	4.05	9.99
1	1.5	2.70	4.05	15.66
RDC2	1.5	2.70	4.05	16.875
1 ^{er} S.S.	1.5	2.70	4.05	19.093
2eme S.S	1.5	2.70	4.05	21.263
RDC1	1.5	2.70	4.05	23.40
La charge d'exploitation totale Q				23.40

Tableau II.38 : Evaluation de la charge d'exploitation sur la structure(P3)

Donc la charge permanent et la charge d'exploitation transmis pour le poteau P2 sont comme suit

$$\begin{cases} G = 465.431 \text{ KN} \\ Q = 23.400 \text{ KN} \end{cases}$$

II.4. Les Charges maximales

A la base :

- Poteau P1 : $\begin{cases} G = 965.905 \text{ KN} \\ Q = 120.573 \text{ KN} \end{cases}$
- Poteau P2 : $\begin{cases} G = 1049.680 \text{ KN} \\ Q = 172.608 \text{ KN} \end{cases}$
- Poteau P3 : $\begin{cases} G = 465.431 \text{ KN} \\ Q = 23.40 \text{ KN} \end{cases}$

D'après l'étude de ces 3 poteaux, le poteau le plus sollicité est le p2.

Selon le **CBA 93 (art.13.8.1.1)** on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime **Nu a 10%** telle que :

$$N_u = (1.35G + 1.5Q)$$

$$N_u = (1.35 \times 1049.68 + 1.5 \times 172.608)$$

$$N_u = 1675.98 \text{ Kn}$$

Donc on doit majorer Nu de 10% donc :

$$N_u = 1.1 \times N_u = 1.1 \times 1675.98$$

$$N_u = 1843.578 \text{ Kn}$$

II.5. Les vérifications

II.5.1. Vérification du critère de résistance

On doit vérifier que la contrainte limite de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ Mpa}$$

La vérification est faite à chaque niveau et les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Remarque : La vérification se fera pour le poteau le plus sollicité, et dans notre projet le poteau le plus sollicité est le poteau (C6).

Niveau	G	Q	N_u	$1.1N_u$	B	σ_{bc}	$\sigma_{bc}/1000$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
3 ^{eme} S.S.	1049.68	172.608	1675.98	1843.578	0.275	6703.9	6.703	14.2	Vérifier
1 ^{er} S.S.	926.730	138.110	1458.251	1604.076	0.275	5833.002	5.833	14.2	Vérifier
2 S.S.	810.790	130.555	1290.399	1419.439	0.275	5161.596	5.161	14.2	Vérifier
RDC	669.860	123.344	1089.327	1198.260	0.225	5325.599	5.325	14.2	Vérifier
1	565.84	83.073	888.494	977.343	0.225	4343.746	4.343	14.2	Vérifier
2	453.79	67.093	713.256	784.582	0.18	4358.787	4.358	14.2	Vérifier
3	358.940	53.315	564.542	620.996	0.18	3449.876	3.449	14.2	Vérifier
4	264.100	39.499	415.784	457.362	0.14	3266.870	3.266	14.2	Vérifier
5	147.300	23.965	234.803	258.283	0.14	1844.877	1.844	14.2	Vérifier
6	55.640	8.344	87.630	96.393	0.14	688.521	0.689	14.2	Vérifier

Tableau II.39: vérification de critère de résistance pour le poteau P2 (C6)

II.5.2. Vérification de l'effort réduit

Selon RPA (art.7.1.3.3), il faut vérifier :

$$\frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \dots \dots \dots (1)$$

N: Effort normal de calcul max résultant des différentes combinaisons de calcul du RPA. LA vérification de (1) à ce stade permet seulement d'avoir une idée sur les dimensions des poteaux choisies. Nous y reviendrons sur cette vérification après le calcul des éléments de contreventement.

De (1) :

$$B' \geq \frac{N_d}{0.3 \times f_{c28}}$$

$$B' \geq \frac{1.675}{0.3 \times 25} = 0.223 \text{ m}^2$$

De là, on B qu'on a pris égale à B=0.275m²

B' : B calculé.

Donc : B'=0.275m²> 0.2230m² ⇒ les dimensions choisis sont suffisantes.

On résume le tableau ci-dessous pour la vérification de l'effort normal réduit pour les différentes sections adoptées :

Niveau	Séction cm ²	Nu (Kn)	Nu/1000 (Mn)	B (m ²)	B' cal(m ²)	Observation
3 ^{eme} S.S.	50*55	1675.98	1.675	0.275	0.223	Vérifier
1 ^{er} S.S.	50*55	1458.251	1.458	0.275	0.194	Vérifier
2 ^{eme} S.S.	50*55	1290.399	1.290	0.275	0.172	Vérifier
RDC	45*50	1089.327	1.089	0.225	0.145	Vérifier
1	45*50	888.494	0.888	0.225	0.118	Vérifier
2	40*45	713.256	0.713	0.18	0.095	Vérifier
3	40*45	564.542	0.564	0.18	0.075	Vérifier
4	35*40	415.784	0.415	0.14	0.055	Vérifier
5	35*40	234.803	0.234	0.14	0.031	Vérifier
6	35*40	88.630	0.088	0.14	0.012	Vérifier

Tableau II.40: Vérification de l'effort normal réduit pour les différentes sections adoptées

II.5.3. Vérification au flambement

L'effort normal ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_{adm} = \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \times \alpha$$

Avec :

➤ B_r : est la section réduite du poteau obtenu en réduisant sa section réelle.

$$B_r = (b - 2) \times (h - 2)$$

➤ A_s : Section d'acier comprimé.

$$\gamma_b = 1.5 \text{ et } \gamma_s = 1.15$$

α : Est un coefficient en fonction de l'élanement λ :

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

Note : Selon le BAEL91/99(art.13.8.4) la vérification à faire sera pour le poteau le plus élancé (poteau RDC1 ou RDC2) et avec majoration de l'effort normal Nu.

On calcul l'élancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f Longueur de flambement, $l_f = 0.7 \times l_0$

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration, $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$, $I = \frac{b \times h^3}{12}$

C'est le poteau de RDC qui est le plus élancé

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = 0.007m^4$$

$$B = 50 \times 55 = 2750cm^2 = 0.275m^2$$

$$l_f = 0.7 \times 4.08 = 2.856m$$

$$i = \sqrt{\frac{0.007}{0.275}} = 0.159m$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2.856}{0.159} = 17.962 \leq 50$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{17.962}{35}\right)^2} = 0.807$$

On admet que :

$$\frac{A_s}{B_r} = 1\% \Rightarrow A_s = B_r \times 1\%$$

$$B_r = (50 - 2) \times (55 - 2) = 2544cm^2 = 0.2544m^2$$

$$A_s = 1\% \times 0.2544 = 0.003m^2 = 25.44cm^2$$

Donc on vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{F_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{1675.98}{0.807 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + 0.002544 \times \frac{400}{100 \times 1.15} \right]}$$

$$B_r \geq 0.095m^2$$

$$B_r = 0.2544m^2 > 0.112 m^2 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

Pas de risque de flambement.

II.5.4. Vérification des conditions de (RPA)

Min (b,h) ≥ 25cm.....(1)

Min (b,h) ≥ $\frac{h_c}{20}$(2)

$$1/4 \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \dots \dots \dots (3)$$

Niveau	Section	Condition 1	Condition 2	Condition 3	Observation
3 ^{ème} S.S.	0.55*0.50	$0.50 \geq 0.25$	$0.50 \geq 20.40$	$0.25 \leq 0.909 \leq 4$	Vérifier
1 ^{er} SS, 2 ^{ème} SS	0.55*0.50	$0.50 \geq 0.25$	$0.50 \geq 15.3$	$0.25 \leq 0.909 \leq 4$	Vérifier
RDC	0.50*0.45	$0.45 \geq 0.25$	$0.45 \geq 20.4$	$0.25 \leq 0.9 \leq 4$	Vérifier
1	0.50*0.45	$0.45 \geq 0.25$	$0.45 \geq 15.3$	$0.25 \leq 0.9 \leq 4$	Vérifier
Du 2 au 3	0.45*0.40	$0.40 \geq 0.25$	$0.40 \geq 15.3$	$0.25 \leq 0.889 \leq 4$	Vérifier
Du 4 au 6	0.40*0.35	$0.35 \geq 0.25$	$0.35 \geq 15.3$	$0.25 \leq 0.875 \leq 4$	Vérifier

Tableau II.41: Vérification des conditions de RPA

II.6. Conclusion

Après que nous avons finie le pré-dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaire nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

- Poutre Principal 40*35.
- Poutre secondaire 40*35.
- Poteau (1^{er} sous sol, 2eme sous sol, RDC1) :55*50.
- Poteau (RDC2, 1^{er} étage) :50*45.
- Poteau (2, 3^{ème} étage) : 45*40.
- Poteau (4, 5 et 6eme étage) : 40*35.

Chapitre III

III.1. Calcul des planchers

III.1.1. Introduction

Un plancher est une aire plane qui sert à séparer les différents niveaux d'une habitation, ses fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance, il doit supporter leurs poids propre et les surcharges d'exploitations ;
- Une fonction d'isolation thermique et phonique ;
- Une fonction de transmission des charges.

III.1.2. Etude des poutrelles (plancher à corps creux)

III.1.2.1. Pré-dimensionnement

D'après le pré dimensionnement dans le chapitre II, on a adopté pour des planchers à corps creux tel que : $h = (16+4)cm$

III.1.2.2. Détermination de la largeur de la table de compression

h : Hauteur du plancher = 20 cm.

l_x : Distance maximale entre nus de deux poutrelles.

l_y : Distance maximale entre nus des poutres perpendiculaires à l_x

b : Largeur de la table de compression :

$L_x = 55cm$ et $L_y=363cm$

Soit : $b_0 = 10cm$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{363}{10}\right)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq \min(27.5; 36.3) \Rightarrow b_1 = 27.5cm$$

$$b = 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 65cm$$

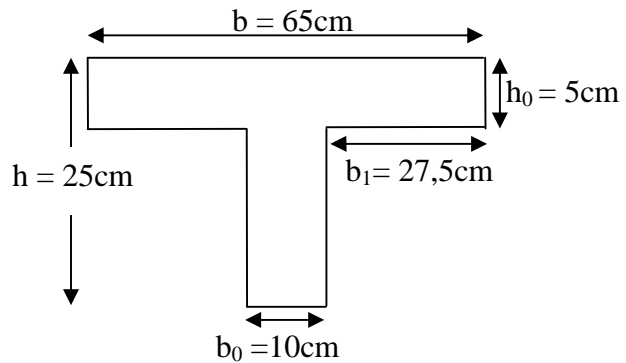


Figure III.1 Dimension d'une poutrelle

Soit : $b=65cm$

III.1.2.3. Les différents types des poutrelles

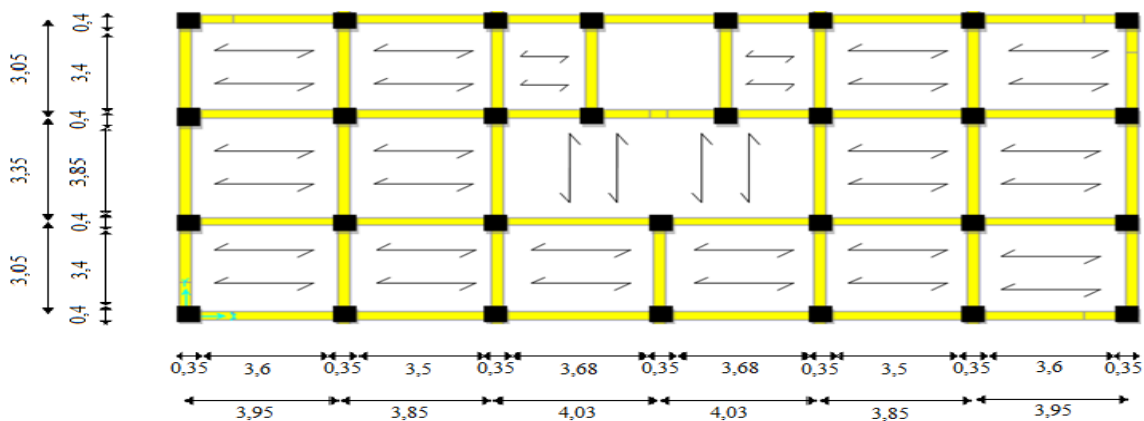


Figure III.2 Schéma de disposition des poutrelles

Dans le cas de notre projet on a dix types de poutrelles a étudiées :

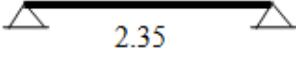
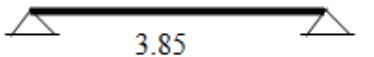
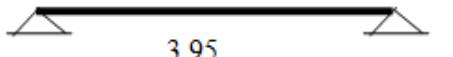

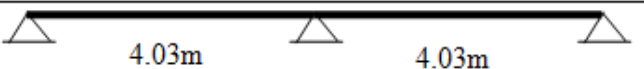
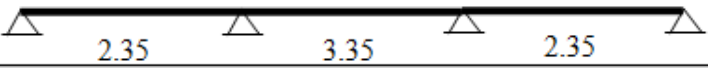
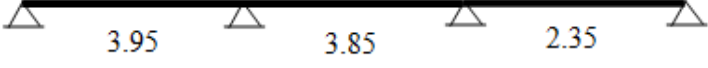
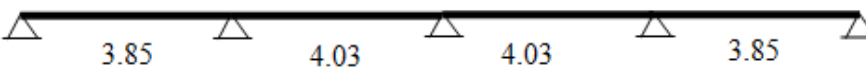
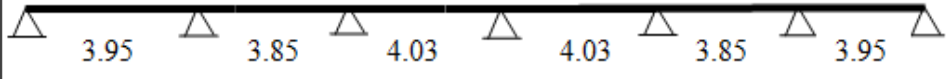
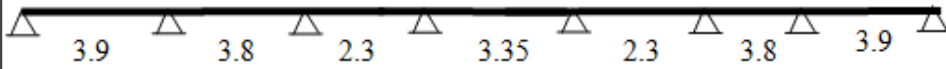
Type	Schéma statique (m)
1 ^{er} type RDC1	
2 ^{eme} type Etage courant	
3 ^{eme} type Sous sol 1	
4 ^{eme} type Etage 5, étage d'habitation Sous sol2, 1, RDC1	
5 ^{eme} type Etage 5	
6 ^{eme} type Sous sol1	
7 ^{eme} type Etage 5 d'habitation sous sol2	
8 ^{eme} type Etage 6	
9 ^{eme} type Etage d'habitation Sous sol2, 1 RDC2	
10 ^{eme} type Sous sol2	

Tableau III.1 : Types des poutrelles

III.1.2.4. Méthodes de calcul des poutrelles

A. Méthode des trois moments

- ❖ Exposé de la méthode des 3 moments

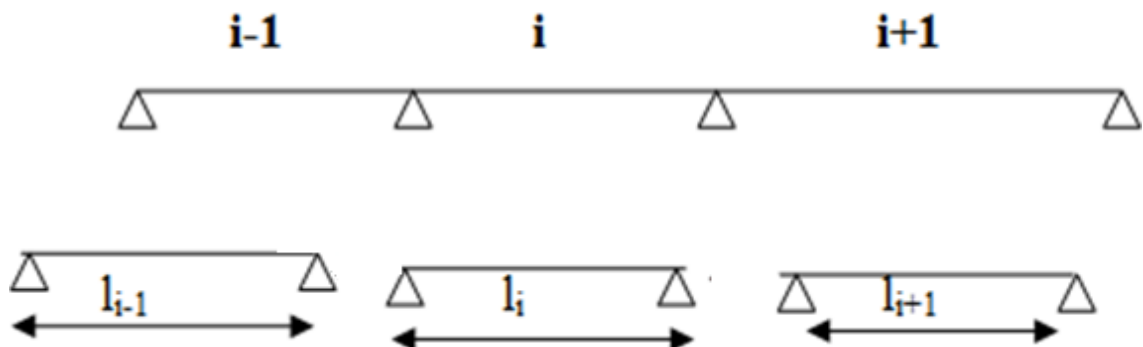


Figure III.3 : Exposition de la méthode des 3 moments

En détermine les angles de rotations pour les deux travées voisines (à gauche et à droite de l'appui) simplement appuyées et chargées avec les moments aux appuis et le chargement extérieur, on obtient l'équation des trois moments suivante :

$$M_{i-1} \times l_i + 2M_i \times (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \times l_{i+1} = 6 \left(\Omega'_i \times \frac{a_i}{l_i} + \Omega'_{i+1} \times \frac{b_i}{l_{i+1}} \right) \quad \text{Avec :}$$

Ω_i : l'aire du diagramme des moments fléchissant produit par le chargement extérieur appliqué à la travée l_i , en considérant la travée simplement appuyée.

a_i et b_i : sont les distances du centre de gravité de Ω_i et Ω_{i+1} respectivement aux appuis gauche et droite.

❖ Remarque :

L'équation est valable si EIz est constant le long de la poutre continue.

B. Méthode forfaitaire (MF)

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharge modérée.

Elle est applicable si les 4 conditions sont vérifiées.

❖ Principe de la méthode forfaitaire [CBA (Art B 6.2.2.1.1)] :

➤ Les moments fléchissant :

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations

et permanentes en valeur pondérée.

M_0 : Moment isostatique.

M_d : Moment sur l'appui de droite.

M_g : Moment sur l'appui de gauche.

M_t : Moment en travée.

On vérifie alors les conditions suivantes :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

- ✓ $0.5 \times M_0$: pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- ✓ $0.4 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.
- ✓ $0.6 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.

- ✓ $0.15 \times M_0$: pour les appuis de rive.

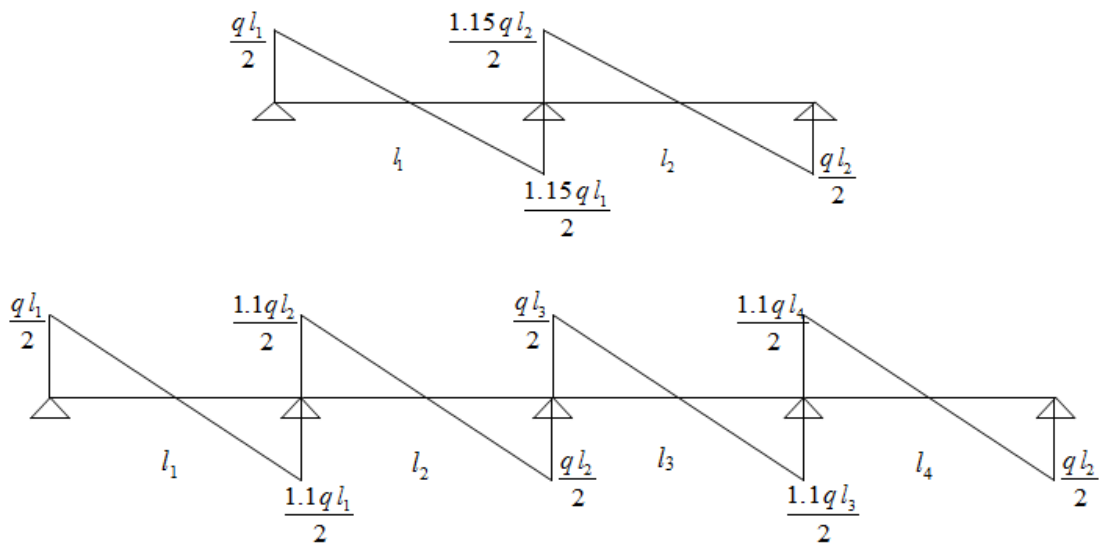
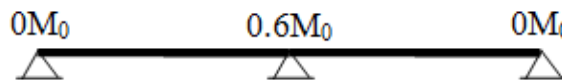


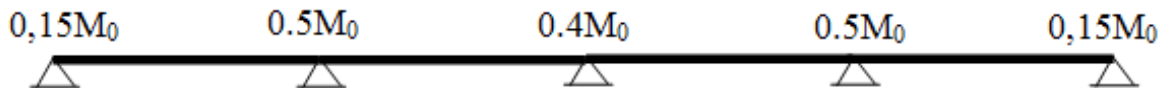
Figure III.4 Evaluation des efforts tranchants

➤ **Exemple :**

Cas de 02 travées :



Cas de plus de 03 travées :



➤ **Les efforts tranchants :**

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de la RDM.

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 avec :

- ✓ 15 % pour une poutre à deux travées.
- ✓ 10 % pour une poutre à plus de deux travées.

L'effort tranchant calculé par la méthode de la RDM vaut :

$$V_i = V_0 + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i}$$

C. Méthodes de Caquot (MC)

Elle est appliqué au plancher a surcharge élevé [$Q \leq \min(2 \times G; 5) \text{KN} / \text{m}^2$], la 1^{er} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

La méthode de Caquot est basée sur la méthode des trois moments que Caquot à modifié pour tenir compte de :

- ✓ La variation de moment d'inertie d'une travée a une autre qui est due a la variation de la table de compression(b) qui dépend de I_y de chaque travée
- ✓ L'amortissement d'effet de chargement sur les poutres en béton armé, on détermine les moments sur appui donnée on l'en considère que les charges sur les deux travées adjacente à l'appui calculé.

❖ **Exposé de la méthode de Caquot:**

➤ **Calcul des moments en appuis :**

Avec :

l_g : longueur de la travée gauche.

l_d : longueur de la travée droite.

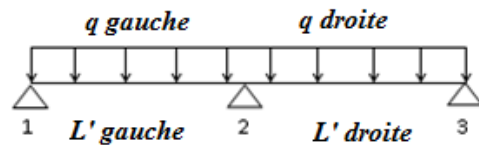


Figure III.5 : Schéma statique d'une poutrelle

Caquot a remplacé les points des moments nuls par des appuis fictifs, donc le calcul de la poutre continue revient à calculer un ensemble de poutres à 2 travée seulement de portées fictifs l'_g et l'_d . On a :

$$l' = \begin{cases} 1 \text{ Travée de rive.} \\ 0.8l \text{ Travée intermédiaire.} \end{cases}$$

Le moment sur appuis i est obtenu en appliquant la méthode des 3 moments sur la poutre fictive

On trouve :

$$M = \frac{q_g \times l'^3_g + q_d \times l'^3_d}{8.5 \times (l'_g + l'_d)} \quad \text{BAEL91 (Art. L.III.3)}$$

➤ **Calcul des moments en travée:**

On calcul le moment max de chaque travée tel que :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{x}{l}\right) \quad (1)$$

$$M_0(x) = \frac{qx}{2} \times (1-x)$$

$$x_0 = \frac{l}{2} + \frac{M_d - M_g}{q \times l}$$

Avec : x_0 est la solution de l'équation (1).

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

$$V_g = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}$$

$$V_d = -\frac{q \times l}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}$$

D. Méthode de Caquot minoré (MCM)

Si la 2^{er}, 3^{eme} ou la 4^{eme} condition de la MF n'est pas vérifiée on applique la MCM

❖ **Exposé de la MCM :**

➤ **Calcul des moments en appuis :**

Dans ce cas pour le calcul des moments sur appuis on remplace la charge permanente G

par : $G' = \frac{2}{3}G$

➤ **Calcul des moments en travée:**

Pour calculer les moments en travée en reprend la charge totale G.

III.1.2.5. Vérification des conditions d'application

➤ **1^{er} condition:**

➤ **Plancher étage d'habitation :**

$$G = 5.01 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2G; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Plancher étage commercial :**

$$G = 5.01 \text{ KN/m}^2 ; Q = 5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 5 \leq \min(2G; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **2^{eme} condition :**

Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée vérifié.

➤ **3^{eme} condition :**

Le rapport $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

Les vérifications à faire :

Type 4 : $0.8 \leq \frac{3.85}{3.95} = 0.974 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

Type 5 : $0.8 \leq \frac{4.03}{4.03} = 1 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

Type 6 : $0.8 \leq \frac{2.35}{3.35}, \frac{3.35}{2.35} > 1.25 \dots\dots\dots \text{n'est pas vérifiée.}$

Type 7 : $0.8 \leq \frac{3.95}{3.85}, \frac{3.85}{2.35} \geq 1.25 \dots\dots\dots \text{n'est pas vérifiée.}$

Type 8 : $0.8 \leq \frac{3.85}{4.03}, \frac{4.03}{4.03}, \frac{4.03}{3.85} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

Type 9 : $0.8 \leq \frac{3.95}{3.85}, \frac{3.85}{4.03}, \frac{4.03}{4.03}, \frac{4.03}{3.85}, \frac{3.85}{3.95} \leq 1.25$ vérifiée.

Type 10 : $0.8 \leq \frac{3.95}{3.85}, \frac{3.85}{2.35}, \frac{2.35}{3.35}, \frac{3.35}{2.35}, \frac{2.35}{3.85}, \frac{3.85}{3.95} \geq 1.25$ N'est pas vérifiée.

Donc les poutrelles qui se calculent par la méthode forfaitaire sont montrées sur la figure suivante

Type	Schéma statique (m)
4 ^{ème} type Etage 5, étage d'habitation Sous sol2, 1, RDC1	
5 ^{ème} type Etage 5	
8 ^{ème} type Etage 6	
9 ^{ème} type Etage d'habitation Sous sol2, 1 RDC2	

Les poutrelles qui se calculent par la méthode de Caquot sont montrés sur la figure suivante :

Type	Schéma statique (m)
6 ^{ème} type Sous sol1	
7 ^{ème} type Etage 5 d'habitation sous sol2	
10 ^{ème} type Sous sol2	

Et les autres poutrelles qui ont une seule travée se calculent par la méthode isostatique de RDM, ces types sont montrés dans la figure qui suit :

Type	Schéma statique (m)
1 ^{er} type RDC1	
2 ^{ème} type Etage courant	
3 ^{ème} type Sous sol 1	

III.1.2.6. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

À l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

À l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

Désignation	G	Q	ELU		ELS	
			q _u	P _u	q _s	P _s
	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/ml)	(KN/m ²)	(KN/ml)
Etages d'habitation	5.01	1.5	9.014	5.859	6.51	4.232
étage commerce	5.01	5	14.26	9.271	10.01	6.507
Terrasse inaccessible	5.69	1	9.182	5.968	6.69	4.349

Tableau III.2 Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

III.1.2.7. Les exemples de calcul des différentes méthodes

1. Exemple de calcul de MF

Etude d'une poutrelle type 8 de l'étage 6

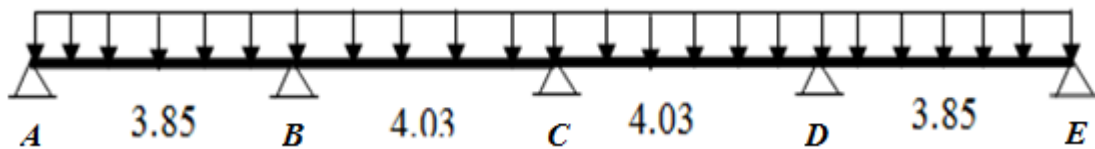


Figure III.6 Poutrelle types 8

Pour le plancher de l'étage 6 (étage courant) : G=5.01 KN/m² ; Q=1.5 KN/m²

1^{er} condition

G=5.01 KN/m² et Q=1.5KN/m², donc :

$$Q \leq \min(2G ; 5) \Rightarrow Q \leq (10.02 ; 5) \Rightarrow Q \leq 5 \text{ KN/m}^2$$

2^{eme} condition

Le moment d'inertie est constant sur les différentes travées.

3^{eme} condition

Une fissuration non préjudiciable

4^{eme} condition

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.85}{4.03} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq 0.95 \leq 1.25 \dots \dots \text{Vérifier}$$

$$0.8 \leq \frac{4.03}{4.03} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq 1 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$0.8 \leq \frac{4.03}{3.95} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq 1.02 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$0.8 \leq \frac{3.95}{3.85} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq 1.026 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Donc toutes les conditions sont vérifiées, donc on applique la méthode forfaitaire

A. Calcul à l'ELU

➤ **Calcul des moments**

$$M_{01} = \frac{q_u l_1^2}{8} = \frac{5.859 \times 3.85^2}{8} = 10.855 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u l_2^2}{8} = \frac{5.859 \times 4.03^2}{8} = 11.894 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u l_2^2}{8} = \frac{5.859 \times 4.03^2}{8} = 11.894 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{q_u l_2^2}{8} = \frac{5.859 \times 3.85^2}{8} = 10.855 \text{ KN.m}$$

• **En appuis**

$$M_0 = \max(M_{01}; M_{02})$$

On a 4 travée, donc :

$$M_A = M_E = -0,15 \times M_{01} = -0,15 \times 10,855 = -1,628 \quad \text{Appuis de rives}$$

$$\text{Les appuis voisinent de rive :} \quad M_B = M_D = -0.5 \times M_0$$

$$M_B = M_D = -0.5 \times 11.894 = -5.947 \text{ KN.m}$$

$$\text{Un appui intermédiaire } M_c = -0.4 \times \max(M_{02}; M_{03})$$

$$M_c = -0.4 \times 11.894 = -4.758 \text{ KN.m}$$

• **En travée**

Les moments en travée sont données par les formules suivantes :

$$M_t + \frac{M_{01} + M_{02}}{2} \geq \max(1.05; 1 + 0.3\alpha) \times M_0 \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq \begin{cases} \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} M_0 & \text{Travée de rive} \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 & \text{Travée intermédiaire} \end{cases} \dots \dots \dots (2)$$

On Prend le max entre (1) et (2) c'est-à-dire:

$$M_t = \max((1); (2))$$

✓ **Travée AB et DE :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{5.01 + 1.5} = 0.23$$

$$M_t + \frac{1,682 + 5.947}{2} \geq \max(1.05; 1 + 0.3 \times 0.23) \times 10.855$$

$$M_t \geq 7.791 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

✓ **Travée de rive :**

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.23}{2} \times 10.855$$

$$M_t \geq 6.887 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

De (1) et (2) on prend le max. ⇒ $M_t = \max(7.791; 6.887) = 7.791 \text{ KN.m}$

✓ Travée BC et CD :

$$M_t + \frac{-5.947 - 4.758}{2} \geq \max(1.05; 1 + 0.3 \times 0.23) \times 11.894$$

$$M_t \geq 7.364 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.23}{2} \times 11.894$$

$$M_t \geq 6.357 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

De (1) et (2) on prend $M_t = \max(7.364; 6.357) = 7.364 \text{ KN.m}$

➤ Calcul de l'effort tranchant

- En travée

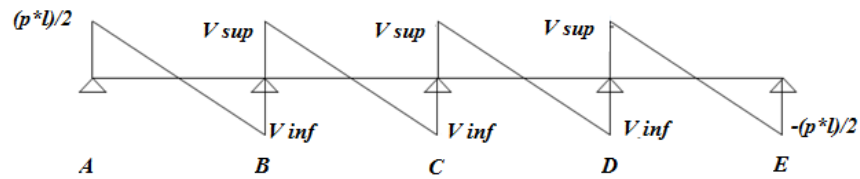


Figure III.7. Evaluation de l'effort tranchant sur la poutrelle.

L'effort tranchant pour une poutre isostatique est donnée par :

$$V_0 = \frac{P_u}{2} l$$

✓ Travée AB :

$$V_A = \frac{p_u \times l_{AB}}{2} = -V_E \Rightarrow V_A = \frac{5.859 \times 3.85}{2} = 11.278 \Rightarrow V_E = -11.278 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} V_{B \text{ sup}} = 1.1 \times V_{02} \\ V_{B \text{ inf}} = -1.1 \times V_{01} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_{01} = V_A = 11.278 \text{ KN} \\ V_{02} = \frac{P_u l_{BC}}{2} = 11.805 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_{B \text{ sup}} = 1.1 \times 11.805 = 12.986 \text{ KN.m} \\ V_{B \text{ inf}} = -1.1 \times 11.278 = -12.405 \end{cases}$$

✓ Travée BC :

$$\begin{cases} V_{C \text{ sup}} = 11.805 \text{ KN} \\ V_{C \text{ inf}} = -11.805 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ Travée CD :

$$\begin{cases} V_{D \text{ sup}} = 12.986 \text{ KN} \\ V_{D \text{ inf}} = -12.405 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ Travée DE :

$$V_E = -11.279 \text{ KN}$$

B. Calcul à l'ELS

➤ **Calcul des moments**

$$M_{01} = \frac{q_s l_1^2}{8} = \frac{4.232 \times 3.85^2}{8} = 7.841 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_s l_2^2}{8} = \frac{4.232 \times 4.03^2}{8} = 8.591 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_s l_3^2}{8} = \frac{4.232 \times 4.03^2}{8} = 8.591 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{q_s l_4^2}{8} = \frac{4.232 \times 3.85^2}{8} = 7.841 \text{ KN.m}$$

• **En appuis**

$$M_{s0} = \max(M_{s01}; M_{s02})$$

On a 4 travée, donc :

$$M_A = -0,15 \times M_{01} = -0,15 \times 7.84 = -1.176$$

Les appuis voisinent de rive :

$$M_B = M_D = -0.5 \times M_{s0}$$

$$M_B = M_D = -0.5 \times 7.841 = -4.295 \text{ KN.m}$$

Un appui intermédiaire

$$M_c = -0.4 \times \max(M_{02}; M_{03})$$

$$M_c = -0.4 \times 8.59 = -3.436 \text{ KN.m}$$

• **En travée**

✓ **Travée AB et DE :**

$$M_t + \frac{1,176 - 4.295}{2} \geq \max(1.05; 1 + 0.3 \times 0.23) \times 7.840$$

$$M_t \geq 5,646 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

✓ **Travée de rive :**

$$M_{ts} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.23}{2} \times 7.84$$

$$M_{ts} \geq 4.974 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

$$M_{ts} = \max(6.234; 4.974) = 6.234 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée BC et CD :**

$$M_t + \frac{-4.295 - 3.436}{2} \geq \max(1.05; 1 + 0.3 \times 0.23) \times 8.59$$

$$M_{ts} \geq 5.318 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.23}{2} \times 8.59$$

$$M_t \geq 4.591 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(5.318; 4.591) = 5.318 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul de l'effort tranchant

- En travée

$$V_0 = \frac{P_s}{2} l$$

✓ Travée AB :

$$V_A = \frac{P_s \times l_{AB}}{2} = -V_E$$

$$V_A = \frac{4,232 \times 3,85}{2} = 8,147 \text{ KN} = -V_E$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{B \text{ sup}} = 1,1 \times V_{02} \\ V_{B \text{ inf}} = -1,1 \times V_{01} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{01} = V_A \\ V_{02} = \frac{P_s l_{BC}}{2} = 8,527 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{B \text{ sup}} = 1,1 \times 8,147 = 9,379 \text{ KN.} \\ V_{B \text{ inf}} = -1,1 \times 8,147 = -9,379 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

✓ Travée BC :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{C \text{ sup}} = 9,379 \text{ KN} \\ V_{C \text{ inf}} = -9,379 \text{ KN} \end{array} \right.$$

✓ Travée CD :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{D \text{ sup}} = 8,960 \text{ KN} \\ V_{D \text{ inf}} = -9,379 \text{ KN} \end{array} \right.$$

On résume les résultats des différents types des poutrelles et des étages à l'ELU dans le tableau ci-dessous :

Niveau 6									
Type	Travée	L (m)	Pu (KN/m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
8	AB	3.85	5.859	10.856	-1.682	-5.947	8.632	0	9.379
	BC	4.03		11.894	-5.947	-4.758	7.362	-9.379	9.379
	CD	4.03		11.894	-4.758	-5.947	7.362	-9.379	8.960
	DE	3.85		10.856	-5.947	-1.682	8.632	-9.379	0

Tableau III.3 Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU au niveau 6 (M. F.)

Type	Travée	L (m)	Pu (KN/m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
Type	Travée	L (m)	Ps (KN/m)	M0s (KN.m)	Mgs (KN.m)	Mds (KN.m)	Mts (KN.m)
8	AB	3.85	4.232	7.841	-1.176	-4.295	6.234
	BC	4.03		8.591	-4.295	-3.436	5.318
	CD	4.03		8.591	-3.436	-4.295	5.318
	DE	3.85		7.841	-4.295	-1.176	6.234

Tableau III.4 Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS au niveau 6 (M. F.)

Du niveau 4 au niveau RDC + Entre sol 1 et entre sol 3									
Type	Travée	L (m)	Pu (KN/m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
9	AB	3.05	5.859	11.427	-1.714	-5.713	8.502	11.571	-12.729
	BC	3.85		10.856	-5.713	-4.758	6.370	12.406	-11.278
	CD	4.03		11.894	-4.758	-4.758	7.957	11.805	-11.805
	DE	4.03		11.894	-4.758	-4.758	7.957	11.805	-11.805
	EF	3.85		10.856	-4.758	-5.713	6.369	11.278	-12.406
	FG	3.95		11.427	-5.713	-1.714	8.502	12.728	-11.571
4	AB	3.95		10.855	-1.628	-6.856	7.363	11.571	-13.307
	BC	3.85		11.426	-6.856	-1.714	8.169	12.970	-11.278

Tableau III.5 Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher niveau 4 jusqu'à RDC+ Entre sol3+ Entre sol 1(M.F.)

Du niveau 4 au niveau RDC + Entre Sol 2+Entre sol3							
Type	Travée	L (m)	Ps (KN/m)	M0s (KN.m)	Mgs (KN.m)	Mds (KN.m)	Mts (KN.m)
9	AB	3.95	4.232	8.254	-1.238	-4.126	6.76
	BC	3.85		7.841	-4.126	-3.436	4.601
	CD	4.03		8.591	-3.436	-3.436	5.748
	DE	4.03		8.591	-3.436	-3.436	5.748
	EF	3.85		7.841	-3.436	-4.126	4.601
	FG	3.95		8.254	-4.126	-1.238	6.76
4	AB	3.95		7.841	-1.176	-4.952	6.348
	BC	3.85		8.253	-4.952	-1.238	5.906

Tableau III.6 Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher niveau 4 jusqu'à RDC+ Entre Sol 3+ Entre sol 1 (M. F.)

Entre Sol 1									
Type	Travée	L (m)	Pu (KN/m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
9	AB	3.95	9.271	18.082	-2.712	-9.041	14.915	18.310	-20.141
	BC	3.85		17.177	-9.041	-7.529	11.467	19.631	-17.847
	CD	4.03		18.822	-7.529	-7.529	14.116	18.681	-18.681
	DE	4.03		18.822	-7.529	-7.529	14.116	18.681	-18.681
	EF	3.85		17.177	-7.529	-9.041	11.467	17.847	-19.631
	FG	3.95		18.082	-9.041	-1.903	15.319	20.141	-18.310
4	AB	3.95		17.178	-2.577	-10.849	13.039	18.310	-21.056
	BC	3.85		18.082	-10.849	2.712	14.011	20.524	-17.847

Tableau III.7 Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU au Entre Sol 1 (M.F.)

Entre Sol 2							
Type	Travée	L (m)	Ps (KN/m)	M0s (KN.m)	Mgs (KN.m)	Mds (KN.m)	Mts (KN.m)
9	AB	3.95	6.507	12.691	-1.903	-6.345	10.467
	BC	3.85		12.056	-6.345	-5.284	8.047
	CD	4.03		13.21	-5.284	-5.284	9.905
	DE	4.03		13.21	-5.284	-5.284	9.905
	EF	3.85		12.056	-5.284	-6.345	8.047
	FG	3.95		12.691	-6.345	-1.903	10.467
4	AB	3.95		12.055	-1.808	-7.614	9.150
	BC	3.85		12.690	-7.614	-1.903	9.833

Tableau III.8 Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS au Entre Sol 2(M. F.)

2. Exemple de calcul de la méthode de Caquot :

Etude d'une poutrelle type 10 d' Entre sol 1 :

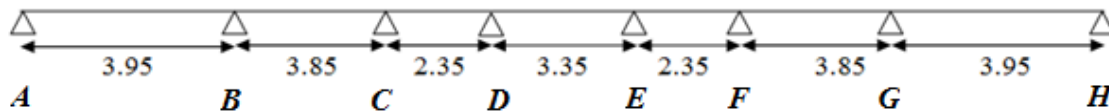


Figure III.8 Schéma statique de la poutrelle type 10

Le sous sol supporte les charges transmises par RDC qui est l'étage commercial ; qui a comme charge :

$G=5.01\text{KN/m}^2$

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

A. Calcul à l'ELU :**➤ Calcul des moments :****• En appuis :**

Les moments aux appuis sont donnés par l'expression suivante :

$$M_i = \frac{p_g \times L'_g + p_d \times L'_d}{8.5 \times (L'_g + L'_d)}$$

Avec :

p_g, p_d : Etant le changement à gauche (respectivement à droite) de l'appui.

L'_g, L'_d : Etant les longueurs fictives des travées entourant l'appui considéré.

$$l' = \begin{cases} l & \text{travée de rive.} \\ 0.8l & \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

Donc les résultats de calcul pour la poutrelle type 10 sont comme suit :

$$M_A = M_H = -0,15 \times M_{01} = -0,15 \times 18,81 = -2.822 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_G = \frac{9.271 \times (61.63 + 29.218)}{8.5 \times (3.95 + 3.08)} = 14.096 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_F = \frac{9.271 \times (29.218 + 6.645)}{8.5 \times (3.08 + 1.88)} = 7.886 \text{ KN.m}$$

$$M_D = M_E = \frac{9.271 \times (6.645 + 29.218)}{8.5 \times (1.88 + 3.08)} = 6.193 \text{ KN.m}$$

• En travée

Les moments aux travées sont donnés par l'expression suivante :

$$M(X) = M_0 + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

Avec :

M_0 : Moment statique.

$$M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} \left(1 - \frac{x}{l}\right)$$

$$M(X) = \frac{P_u \times x}{2} \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow x = x_0$$

$$x_0 = \frac{l}{2} \left(\frac{M_g - M_d}{l \times P_u}\right)$$

$$M_{max}^t = M(x_0)$$

Les résultats de calcul pour la poutrelle type 10 sont comme suit :

$$\text{Travée AB} \quad \begin{cases} x_0 = 1.59 \text{ m} \\ M_{max}^t = 11.721 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC} \quad \begin{cases} x_0 = 2.099 \text{ m} \\ M_{max}^t = 6.327 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée CD} \quad \begin{cases} x_0 = 1.253 \text{ m} \\ M_{max}^t = -0.612 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée DE	$\begin{cases} x_0 = 1.675m \\ M_{max}^t = 6.812 KN.m \end{cases}$
Travée EF	$\begin{cases} x_0 = 1.097 m \\ M_{max}^t = -0.612 KN.m \end{cases}$
Travée FG	$\begin{cases} x_0 = 1.751 m \\ M_{max}^t = 6.327 KN.m \end{cases}$
Travée GH	$\begin{cases} x_0 = 2.36 m \\ M_{max}^t = 11.721 KN.m \end{cases}$

➤ **Calcul de l'effort tranchant**

• **En travée**

Les efforts tranchants sont calculés par les deux expressions suivantes :

$$V_g = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_g - M_d}{l_i} \quad (1)$$

$$V_d = -\frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \quad (2)$$

Les résultats de calcul pour la poutrelle type 10 sont comme suit :

Travée AB	$\begin{cases} V_g = 14.742 KN \\ V_d = -4.742 KN \end{cases}$
Travée BC	$\begin{cases} V_g = 19.460 KN \\ V_d = -19.460 KN \end{cases}$
Travée CD	$\begin{cases} V_g = 10.894 KN \\ V_d = -10.894 KN \end{cases}$
Travée DE	$\begin{cases} V_g = 15.529 KN \\ V_d = -15.529 KN \end{cases}$
Travée EF	$\begin{cases} V_g = 10.894 KN \\ V_d = -10.894 KN \end{cases}$
Travée FG	$\begin{cases} V_g = 16.234 KN \\ V_d = -16.234 KN \end{cases}$
Travée GH	$\begin{cases} V_g = 21.879 KN \\ V_d = -21.879 KN \end{cases}$

B. Calcul à l'ELS

➤ **Calcul des moments**

• **En appuis**

Les moments aux appuis sont donnés par l'expression suivante :

$$M_i^s = \frac{P_g^s \times L'_g{}^3 + P_d^s \times L'_d{}^3}{8.5 \times (L'_g + L'_d)}$$

Avec :

P_g^s et P_d^s : Etant le changement à gauche (respectivement à droite) de l'appui.

L'_g, L'_d : Etant les longueurs fictives des travées entourant l'appui considéré.

$$l' = \begin{cases} l & \text{travée de rive.} \\ 0.8l & \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

Donc les résultats de calcul pour la poutrelle type 10 sont comme suit :

$$M_A = M_H = -0,15 \times M_{01} = -0,15 \times 18,81 = 2.821 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_G = \frac{6.507 \times (61.63 + 29.218)}{8.5 \times (3.95 + 3.08)} = 9.892 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_F = \frac{6.507 \times (29.218 + 6.645)}{8.5 \times (3.08 + 1.88)} = 5.535 \text{ KN.m}$$

$$M_D = M_E = \frac{6.507 \times (6.645 + 29.218)}{8.5 \times (1.88 + 3.08)} = 4.347 \text{ KN.m}$$

- **En travée**

Les résultats de calcul pour la poutrelle type 10 à l'ULS sont comme suit :

$$\text{Travée AB} \quad \begin{cases} x_0 = 1.59 \text{ m} \\ M_{max}^t = 11.721 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC} \quad \begin{cases} x_0 = 2.099 \text{ m} \\ M_{max}^t = 6.327 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée CD} \quad \begin{cases} x_0 = 1.253 \text{ m} \\ M_{max}^t = -0.612 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée DE} \quad \begin{cases} x_0 = 1.675 \text{ m} \\ M_{max}^t = 6.812 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée EF} \quad \begin{cases} x_0 = 1.097 \text{ m} \\ M_{max}^t = -0.612 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée FG} \quad \begin{cases} x_0 = 1.751 \text{ m} \\ M_{max}^t = 6.327 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée GH} \quad \begin{cases} x_0 = 2.36 \text{ m} \\ M_{max}^t = 11.721 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant**

- **En travée**

Les efforts tranchants sont calculés par les deux expressions suivantes :

$$V_g^s = \frac{P_s \times l_i}{2} + \frac{M_g^s - M_d^s}{l_i}$$

$$M_d^s = -\frac{P_s \times l_i}{2} + \frac{M_d^s - M_g^s}{l_i}$$

Les résultats de calcul pour la poutrelle type 10 sont comme suit :

$$\text{Travée AB} \quad \begin{cases} V_g = 9.282 \text{ KN} \\ V_d = -9.282 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC} \quad \begin{cases} V_g = 14.138 \text{ KN} \\ V_d = -14.138 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée CD} \quad \begin{cases} V_g = 7.645 \text{ KN} \\ V_d = -7.645 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Travée DE} & \begin{cases} V_g = 10.899 \text{ KN} \\ V_d = -10.899 \text{ KN} \end{cases} \\
 \text{Travée EF} & \begin{cases} V_g = 7.646 \text{ KN} \\ V_d = -7.646 \text{ KN} \end{cases} \\
 \text{Travée FG} & \begin{cases} V_g = 10.912 \text{ KN} \\ V_d = -10.912 \text{ KN} \end{cases} \\
 \text{Travée GH} & \begin{cases} V_g = 16.419 \text{ KN} \\ V_d = -16.419 \text{ KN} \end{cases}
 \end{aligned}$$

Les mêmes procédures pour les différents poutrelles de différents niveaux qui ce calcul par la méthode de Caquot.

Le tableau suivant nous résume les différents résultats à l'ELU et l'ELS :

Niveau	Types	Travée	Pu KN/m	L m	Mgu KN.m	Mdu KN.m	X0 m	Mtu KN.m	Vgu KN	Vdu KN
Entre. S.1	10	AB	9.271	3.95	-2.82	14.096	2.36	24.708	14.028	-14.028
		BC		3.85	14.096	7.886	1.751	28.309	19.460	-19.460
		CD		2.35	7.886	7.886	1.175	14.287	10.894	-10.894
		DE		3.35	7.886	7.886	1.675	20.892	15.529	-15.529
		EF		2.35	7.886	7.886	1.175	14.287	10.894	-10.894
		FG		3.85	7.886	14.096	2.099	28.309	16.234	-16.234
		GH		3.95	14.096	-2.82	1.59	24.708	22.594	-22.594
	7	AB		3.95	-2.82	14.096	2.36	24.708	14.028	-14.028
		BC		3.85	14.096	8.476	1.768	28.579	19.307	-19.307
		CD		2.35	8.476	-2.82	0.786	10.474	15.701	-15.701
Entre. Sol.2	6	AB	5.859	2.35	-0.89	4.416	1.496	6.242	8.636	-8.636
		BC		3.35	4.416	4.416	1.675	12.635	15.529	-15.529
		CD		2.35	4.416	-0.89	0.854	6.242	13.152	-13.152

Tableau III.9 Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU à différents niveau (M. Caquot)

Niveau	Types	Travée	Ps KN/m	L m	Mgs KN.m	Mds KN.m	X0 m	Mts KN.m	Vgs KN	Vds KN
Entre. S.1	10	AB	9.271	3.95	-1.900	9.892	2.36	17.371	9.282	-9.282
		BC		3.85	9.892	5.535	1.751	19.867	14.138	-14.138
		CD		2.35	5.535	5.535	1.175	10.026	7.645	-7.645
		DE		3.35	5.535	5.535	1.675	14.662	10.898	-10.898
		EF		2.35	5.535	5.535	1.175	10.026	7.645	-7.645
		FG		3.85	5.535	9.892	2.099	19.867	10.912	10.912
		GH		3.95	9.892	-1.900	1.59	17.371	16.419	-16.419
	7	AB		3.95	-1.900	9.892	2.36	17.371	9.282	-9.282
		BC		3.85	9.892	5.948	1.768	20.056	13.985	-13.985
		CD		2.35	5.948	-1.900	0.786	7.373	11.252	-11.252
Entre.S .2	6	AB	5.859	2.35	-0.490	3.19	1.496	4.560	6.060	-6.060
		BC		3.35	3.19	3.19	1.675	9.126	8.150	-8.150
		CD		2.35	3.19	-0.490	0.854	4.560	8.825	-8.825

Tableau III.10 Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS à différents niveau (M. Caquot)

**3. Exemple de calcul de la méthode isostatique de RDM:
Etude d'une poutrelle type 3 de l'entre sol 1:**



Figure III.9. Schéma statique de la poutrelle type 3

➤ **Calcul des sollicitations à l'ELU**

– Calcul du moment en travée

$$M = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{9.271 \times 3.95^2}{8} = 18.082 \text{ KN.m}^2$$

– Calcul du moment aux appuis

$$M_A = M_B = -0.15 \times M = -0.15 \times 18.082 = -2.71 \text{ KN.m}$$

– Calcul de l'effort tranchant

$$V = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{9.271 \times 3.95}{2} = 18.311 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des sollicitation à l'ELS**

– moment en travée

$$M = \frac{P_s \times l^2}{8} = \frac{6.507 \times 3.95^2}{8} = 12.69 \text{ KN.m}^2$$

– Moment aux appuis

$$M_A = M_B = -0.15 \times 12.69 = -1.90 \text{ KN}$$

– L'effort tranchant

$$V = \frac{P_s \times l}{2} = \frac{6.507 \times 3.95}{2} = 12.85 \text{ KN}$$

Le tableau suivant résume les résultats des sollicitations des autres types des poutrelles à une seule travée :

Niveau	Types	Travée	Pu KN/m	L m	M g KN.m	M d KN.m	Mtu KN.m	V KN
RDC	1	AB	5.859	2.35	-0.607	-0.607	4.044	6.884
Etage courant	2	AB		3.85	-1.628	-1.628	10.855	11.278
Entre sol 1	3	AB	9.271	3.95	-2.712	-2.712	18.082	18.311

4. Les sollicitations maximales

Le ferrailage des poutrelles ce fait suivant les sollicitations maximales. Ces dernières sont récapitulées dans les deux tableaux suivants :

Etage	ELU			
	Moment max en appuis (KN.m)		Moment max en travée (KN.m)	Effort tranchant Max (KN)
	Rive	Intermédiaire		
6	-1.687	-5.947	8.632	9.379
5	-1.817	9.073	20.123	13.660
Du 4 au 1 + Entre sol 3	-1.714	-5.713	10.855	-13.307
RDC	-1.714	-5.713	9.359	-13.307
Entre Sol 1	-2.823	14.096	28.579	-21.879
Entre Sol2	-1.784	-5.713	12.635	-13.307

Tableau III.11 Sollicitations maximales à l'ELU

Etage	ELS		
	Moment max en appuis (KN.m)		Moment max en travée (KN.m)
	Rive	Intermédiaire	
6	-1.289	-4.295	6.234
5	-1.289	6.611	14.662
Du 4 au 1 + Entre sol3	-1.289	-4.952	6.760
RDC	-1.289	-4.126	6.760
Entre Sol 1	-1.981	9.892	20.056
Entre Sol2	-1.289	-4.126	9.126

Tableau III.12 Sollicitations maximales à l'ELS

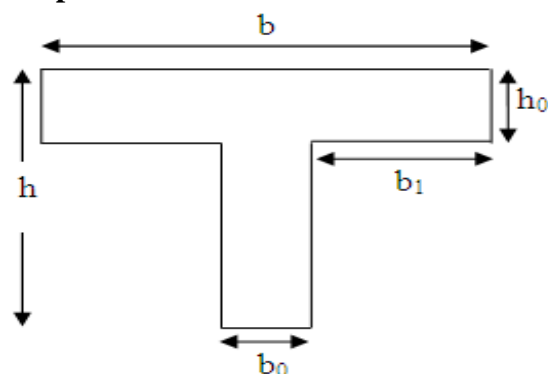
III.1.2.8. Ferrailage des poutrelles

On prend comme exemple pour le ferrailage la poutrelle types 8 du 6eme étage, qui est sollicité par les efforts suivants :

$$\text{A l'ELU : } \begin{cases} M_{Travée}^{Max} = 8.632 \text{ KN.m} \\ M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -1.687 \text{ KN.m (Rive)} \\ -5.947 \text{ KN.m (Interm.)} \end{cases} \\ V^{Max} = 9.379 \text{ KN} \end{cases}$$

1. Caractéristique géométrique de la poutrelle

- b=65cm
- h=16cm
- h0=4cm
- b0=10cm
- d=18cm



2. Ferrailage armature longitudinale

Le calcul du ferrailage se fait pour une section en T soumise a une flexion simple

- ✓ Si $M_u \leq M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h_0$).
- ✓ Si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

M_{tu} : Le moment équilibré par la table de compression.

➤ **En travée :**

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2})$$

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times (0.18 - \frac{0.04}{2})$$

$$M_{tu} = 0,059072 MPa$$

$$M_{tu} = 59,072 KN.m$$

$M_{tu} > M_u = 8.632 KN.m \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T est calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{8.632 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.029 < 0.186 \quad \Rightarrow A' = 0.$$

\Rightarrow Pivot A:

$$\xi_{st} = 10\% \sigma_{st} \Rightarrow \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 MPa$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.054$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.054) = 0.177$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_t = \frac{8.632 \times 10^{-3}}{348 \times 0.176}$$

$$A_t = 1.399 cm$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400}$$

$$A_{min} = 1.41 cm^2 > A_t = 1.399 cm^2$$

Donc on ferraille avec A (minimum).

On opte pour : $A_t = 2HA10 + 1HA12 = 2.7 cm^2$

➤ Aux appuis :

Appuis intermédiaire :

$$M_{appui}^{max} = -5.947 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{5.947 \times 10^{-3}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\mu_{bu} = 0.12926 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} < 0.186$$

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_1 (1 - 0.4 \times \alpha_1) = 0.3916$$

$$\mu_{bu} < \mu_l$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.17363$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1675 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_t}{\sigma_{st} Z} = \frac{5.947 \times 10^{-3}}{348 \times 0.1675}$$

$$A_a = 0.0001020 \text{ m}^2$$

$$A_a = 1.020 \text{ cm}^2$$

On opte $A_a = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

➤ Appuis de rives :

$$M_a^{rive} = 1.687 \text{ MPA}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.784 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.03877 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916$$

$$\mu_{bu} < 0.186$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.04945$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.17644 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_a}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{1.784 \times 10^{-3}}{0.17644 \times 348} = 0.0000291 \text{ m}^2$$

$$A_{rive} = 0.291 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section :

$$A_{rive} = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$$

Les résultats de ferrailage pour les autres types des poutrelles sont donnée dans le tableau ci-dessous :

Etage	Type	M	μ_{bu}	α	Z	A_{cal}	A_{min}	$A_{Adopté}$	A(cm ²)
6	Travée	12.716	0.043	0.054	0.176	1.399	1.413	2HA10+HA12	2.7
	Interm.	-5.947	0.12926	0.17363	0.1675	1.02	0.217	2HA10	1.01
	Rive	-1.784	0.038776	0.04945	0.17644	0.290	0.217	1HA10	0.79
5	Travée	20.123	0.067	0.087	0.174	3.329	1.413	3HA12	3.39
	Interm.	9.073	0.19720	0.27725	0.16004	1.629	0.217	2HA12	2.26
	Rive	-1.817	0.039493	0.05038	0.17637	0.296	0.217	1HA12	1.13

Du 4 au 1+Entre sol3	Travée	10.855	0.036	0.046	0.177	1.766	1.413	2HA10+1HA12	2.7
	Interm.	-5.713	0.12417	0.16628	0.16803	0.977	0.217	2HA8	1.01
	Rive	-1.714	0.037254	0.04747	0.17658	0.2789	0.217	1HA8	0.50
RDC	Travée	9.359	0.031	0.040	0.177	1.518	1.413	2HA10+1HA8	2.07
	Interm.	-5.713	0.12417	0.16628	0.16803	0.977	0.217	2HA8	1.01
	Rive	-1.784	0.006980	0.00876	0.17937	0.2858	0.217	1HA8	0.50
Entre Sol1	Travée	28.579	0.096	0.126	0.171	4.804	1.413	2HA14+1HA16	5.09
	Interm.	14.096	0.30638	0.47215	0.14601	2.774	0.217	2HA14	3.08
	Rive	-2.823	0.011045	0.01388	0.179	0.4532	0.217	1HA14	1.54
Entre Sol2	Travée	12.635	0.042	0.054	0.176	2.062	1.413	2HA10+1HA12	2.7
	Interm.	-5.713	0.12417	0.16628	0.16803	0.977	0.217	2HA8	1.01
	Rive	-1.784	0.006980	0.00876	0.17937	0.2858	0.217	1HA8	0.50

Tableau III.13 Ferrailage des différents types des poutrelles

3. Vérification à l'ELU

A. Cisaillement

$$V_{max} = 12.406 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{12.406 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18}$$

$$\tau_u = 0.574 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

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

C'est vérifié.

B. Calcul des armatures transversales

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) = \min \left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10} \right) = 12 \text{ mm} \Rightarrow \Phi \leq 12 \text{ mm}$$

On opte pour un étrier $2\Phi 6 = 57 \text{ cm}^2$

C. L'espacement

$$S_t = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,9 d; 40 \text{ cm} \\ \frac{A_t f_e}{0,4 b_0} \\ \frac{0,8 A_t f_e}{b_0 \tau_u - 0,3 f_{t28} t} \end{array} \right.$$

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

D. Vérification des armatures longitudinale à l'effort tranchant

➤ Au niveau de l'appui intermédiaire

$$A = 1.01cm^2$$

$$A_l \geq \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(12.406 - \frac{12.716}{0.9 \times 0.18} \right) \times 10^{-3} \frac{1.15}{400} 10^4 = -1.90cm^2$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant M_u (pas d'influence sur les armatures intermédiaires).

➤ Au niveau de l'appui de rive

On a:

$$M_u = 0 KNm$$

$$A_l = 0.5$$

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{12.406 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.356cm^2$$

C'est vérifiée.

E. Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{V_u \times \frac{b - b_0}{2}}{0.9 \times b \times d \times h_0}$$

$$\tau_u = \frac{12.406 \times 10^{-3} \frac{0.65 - 0.1}{2}}{0.9 \times 0.65 \times 0.18 \times 0.04} = 0.780MPa < \bar{\tau}_u = 3.25 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

F. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

	Armature longitudinale aux appuis		Jonction table nervure	Effort tranchant	
	App. Rive	App. Inter.		Le béton	Cisaillement
Calcul	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$	$A_l = \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$	$\tau_u = \frac{V_u (\frac{b - b_0}{2})}{0.9dbh_0}$ $\bar{\tau} = 3.25$	$V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b_0 \cdot a$ $V_u \leq 165.8KN$	$\frac{V_u}{b_0d} \leq \bar{\tau} = 3.25$
6	$A_l=3.2$ $A_l \geq 0.04$ Vérifiée	$A_l=3.71$ $A_l \geq -0.698$ Vérifiée	0.7805 Vérifiée	12.406 Vérifiée	$\tau_u=0.574$ Vérifiée
5	$A_l=3.89$ $A_l \geq 0.0702$ Vérifiée	$A_l=5.65$ $A_l \geq 2.002$ Vérifiée	0.8918 Vérifiée	13.660 Vérifiée	$\tau_u=0.759$ Vérifiée
Du 4 au 1+Entre Sol3	$A_l=3.2$ $A_l \geq -0.686$ Vérifiée	$A_l=3.71$ $A_l \geq -1.396$ Vérifiée	0.8688 Vérifiée	13.307 Vérifiée	$\tau_u=0.739$ Vérifiée

RDC	$A_l=2.57$ $A_l \geq -0.686$ Vérifiée	$A_l=3.08$ $A_l \geq -1.396$ Vérifiée	0.8688 Vérifiée	13.307 Vérifiée	$\tau_u=0.739$ Vérifiée
Entre.S1	$A_l=6.13$ $A_l \geq -1.13$ Vérifiée	$A_l=8.39$ $A_l \geq 1.872$ Vérifiée	1.4284 Vérifiée	21.879 Vérifiée	$\tau_u=1.216$ Vérifiée
Entre.S2	$A_l=3.2$ $A_l \geq -0.699$ Vérifiée	$A_l=3.71$ $A_l \geq -1.396$ Vérifiée	0.8688 Vérifiée	13.307 Vérifiée	$\tau_u=0.739$ Vérifiée

Tableau III.14 Résultats de vérification des armatures longitudinales au cisaillement

4. Vérification à l'ELS

A. Etat limite de compression de béton

$$\begin{cases} M_{travé}^{Max} = 6.234 \text{ KN.m} \\ M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -1.289 \text{ KN.m (Rive)} \\ -4.295 \text{ KN.m (interne)} \end{cases} \end{cases}$$

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

➤ **Entravée**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A'(h_0 - d') - 15 \times A(d - h_0)$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b \times h_0}{2} - 15 \times A(d - h_0)$$

$$H = \frac{0.65 \times 0.0016}{2} - 15 \times 2.7 \times 10^{-4}(0.18 - 0.04)$$

$$H = -4.7 \times 10^{-5} < 0 \Rightarrow \text{Calcul d'une section en T}$$

✓ **Calcul de y :**

$$\Rightarrow \frac{b_0}{2}y^2 + (15A + (b - b_0)h_0)y - 15Ad - (b - b_0)\frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow \frac{0.1}{2}y^2 + (15(2.7 \times 10^{-4}) + (0.65 - 0.1)0.04)y - 15(2.7 \times 10^{-4} \times 0.18) - (0.65 - 0.1)\frac{0.04^2}{2} = 0$$

$$y = 0.04156 \text{ m}$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 - (b - b_0)\frac{(y-h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2 \quad A' = 0$$

On remplace la valeur de y dans l'équation précédente :

$$I = \frac{0.65}{3} (0.04156)^3 - (0.65 - 0.1) \frac{(0.04156 - 0.04)^3}{3} + 15(2.7 \times 10^{-4})(0.18 - 0.04156)^2$$

$$I = 0.0000932 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} = \frac{6.234 \times 0.04156}{0.0000932}$$

$$\sigma_{bc} = 2780.68023 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = 2.7807 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{Vérifier}$$

➤ **Aux appuis**

Appuis intermédiaires :

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.01 \times 10^{-4}(0.18 - 0.04)$$

$$H = 0.0003079 > 0 \Rightarrow \text{Calcul d'une section rectangulaire (b * h)}$$

✓ **Calcul de y :**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$\frac{0.65}{2}y^2 + 15(1.01 \times 10^{-4})y - 15(1.01 \times 10^{-4} \times 0.18) = 0$$

$$0.325y^2 + 0.001515y - 0.0002727 = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.027 \text{ m}$$

✓ **Calcul de moment d'inertie :**

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

$$I = \frac{0.65}{3} (0.027)^3 + 15 \times 1.01 \times 10^{-4}(0.18 - 0.027)^2$$

$$I = 3.97 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} = \frac{4.295 \times 0.027}{0.0000397}$$

$$\sigma_{bc} = 2889.7564 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = 2.89 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{Vérifier}$$

Le tableau suivant nous résume les vérifications des contraintes à l'ELS avec $A' = 0$:

Etage	Elément	Ms (KN.m)	H	y	I $\times 10^{-4}$	δ_{bc}	$\bar{\delta}_{bc}$	$\delta_{bc} \leq \bar{\delta}_{bc}$
6	Travée	6.234	$-4.7 \cdot 10^{-5}$	0.042	0.932	2.78	15	Vérifiée
	Appui	4.295	$3.08 \cdot 10^{-4}$	0.027	0.397	2.89	15	Vérifiée
5	Travée	14.662	$-1.92 \cdot 10^{-4}$	0.046	1.124	6.02	15	Vérifiée
	Appui	6.611	$4.54 \cdot 10^{-5}$	0.038	0.802	3.17	15	Vérifiée

4 au 1+Entre Sol3	Travée	6.76	$-4.7 \cdot 10^{-5}$	0.042	0.932	3.02	15	Vérifiée
	Appui	4.952	$3.08 \cdot 10^{-4}$	0.027	0.397	3.33	15	Vérifiée
RDC	Travée	20.056	$8.53 \cdot 10^{-5}$	0.037	0.745	9.96	15	Vérifiée
	Appui	9.892	$3.08 \cdot 10^{-4}$	0.027	0.397	6.655	15	Vérifiée
Entre. S1	Travée	9.126	$-6.014 \cdot 10^{-4}$	0.057	1.604	3.26	15	Vérifiée
	Appui	4.126	$-1.2 \cdot 10^{-4}$	0.044	1.031	1.76	15	Vérifiée
Entre.S2	Travée	6.76	$-4.7 \cdot 10^{-5}$	0.042	0.932	3.02	15	Vérifiée
	Appui	4.126	$3.08 \cdot 10^{-4}$	0.027	0.397	2.78	15	Vérifiée

Tableau III.15 Résultat du vérifications des contraintes à l'ELS

B. Etat limite de déformation

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contres flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

➤ Evaluation de la flèche

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \quad \text{BAEL (Article L.VI, 2)}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{368} = 0.054 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$ non vérifiée, donc on doit faire une vérification de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 m est :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500} \right) = \frac{368}{500} = 0.736$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèche dues aux charges permanentes totales différées respectivement.

f_{ij} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G+Q)

• Evaluation des moments en travée

$q_{jser} = 0.65 \times G$: LA charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} ; M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} ; ; M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

✓ **Propriété de la section :**

$$Y=4.2\text{cm} ; A=2.7\text{cm}^2 ; I=3970\text{cm}^4$$

Calcul du moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b_0}{3}h^3 + b_0h\left(\frac{h}{2} - y_G\right)^2 + (b - b_0)h_0\left(y_G - \frac{h_0}{2}\right)^2 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + n[A(d - y_G)^2 + A'(y_G - d')^2]$$

I_0 : C'est le moment d'inertie de la section totale.

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + 15(A + A')}$$

$$y_G = \frac{0.1 \times \frac{0.65^2}{2} + (0.65 - 0.1) \frac{0.04^2}{2} + 15(0.00027 \times 0.18)}{(0.1 \times 0.2) + (0.65 - 0.1) \times 0.04 + 15(0.00027)}$$

$$y_G = 0.0688\text{m} = 6.88\text{cm}$$

$$\Rightarrow I_0 = 0.00039154\text{m}^4$$

$$I_0 = 39154.05 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} \Rightarrow \rho = \frac{0.00027}{0.1 \times 0.18} = 0.015$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \dots \dots \dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{0.1}{0.65}\right) \times 0.015} = 2.844$$

$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \dots \dots \dots \text{Déformation différée}$

$$\lambda_v = 0.4 \times 2.844 = 1.137$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{(f_{c28})}$$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721 \text{ MPa}$$

✓ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser}(d-y)}{I} ; \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser}(d-y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser}(d-y)}{I}$$

Inertie fictives :

$$\mu_j = \frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = \frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = \frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$If_{ij} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; If_{ig} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; If_{ip} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; If_{vg} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

Donc :

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.7 = 2.405 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.01 = 3.26 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.01 + 1.5) = 4.23 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{jser} = 3.662 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 4.964 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 6.441 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = 65.526 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 88.821 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 115.249 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 0.6093$$

$$\mu_g = 0.4947$$

$$\mu_p = 0.4077$$

$$If_{ij} = 0.000158 \text{ m}^4$$

$$If_{ig} = 0.000179 \text{ m}^4$$

$$If_{ip} = 0.000199 \text{ m}^4$$

$$If_{vg} = 0.0002756 \text{ m}^4$$

• Calcul de la flèche :

$$f_{ij} = \frac{M_j \times l^2}{10 \times E_i I_{fij}} = 0.00117 \text{ m}$$

$$f_{ig} = \frac{M_g \times l^2}{10 \times E_i I_{fig}} = 0.00140 \text{ m}$$

$$f_{ip} = \frac{M_p \times l^2}{10 \times E_i I_{fip}} = 0.00163 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_j \times l^2}{10 \times E_v I_{fvg}} = 0.00273 \text{ m}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

$$\Delta f = 0.00273 + 0.00163 - 0.0014 - 0.00117$$

$$\Delta f = 0.001785 \text{ m}$$

$$f_{adm} = \frac{4.03}{500} = 0.00806 \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.001785 \text{ m} < f_{adm} = 0.00806 \text{ m}$$

⇒ La flèche est vérifiée

Etage		6+4+3+2+1+2 E.S+3 E.S	5	RDC	1 E.S
q_{ser} (KN/m)	q_{jser} (KN/m)	2.405	2.405	2.405	2.405
	q_{gser} (KN/m)	3.26	3.26	3.26	3.26
	q_{pser} (KN/m)	4.23	4.23	4.23	6.506
M_{ser} (KN.m)	M_{jser} (KN.m)	3.662	3.662	3.518	3.662
	M_{gser} (KN.m)	4.964	4.964	4.769	4.964

	M_{pser} (KN.m)	6.441	6.441	6.187	9.907
	I_0 (cm^4)	39154.05	40405.37	37961.388	43265.655
	ρ	0.015	0.019	0.0115	0.0283
	λ_i	2.843	2.265	3.709	1.508
	λ_v	1.137	0.906	1.484	0.603
	δ_{sj} (MPa)	65.526	53.138	79.441	35.324
	δ_{sg} (MPa)	88.821	72.030	107.683	47.882
	δ_{sp} (MPa)	115.249	93.462	139.724	95.565
	μ_j	0.6093	0.6093	0.639	0.603
	μ_g	0.4947	0.488	0.521	0.489
	μ_p	0.4077	0.4077	0.431	0.285
	If_{ij} (m^4)	0.000158	0.000188	0.000124	0.000249
	If_{ig} (m^4)	0.000179	0.000211	0.000142	0.000274
	If_{ip} (m^4)	0.000199	0.000233	0.000161	0.000333
	If_{vg} (m^4)	0.000276	0.00031	0.000235	0.000367
	f_{ji} (m)	0.001173	0.000983	0.00138	0.000742
	f_{gi} (m)	0.001401	0.00119	0.00162	0.000915
	f_{pi} (m)	0.001630	0.0014	0.00187	0.00150
	f_{vg} (m)	0.002728	0.00244	0.00295	0.00205
	Δf (m)	0.001785	0.00167	0.00181	0.001892
	f_{adm} (m)	0.00806	0.00806	0.0079	0.00806

Tableau III.16 Résultats du calcul de la flèche aux différents niveaux

III.1.2.9. Schéma de ferrailage

Plancher	Schéma de ferrailage	
	Appuis de rives	Appuis intermédiaires
6		
5		
4 au 1+Entre sol 3		
RDC		

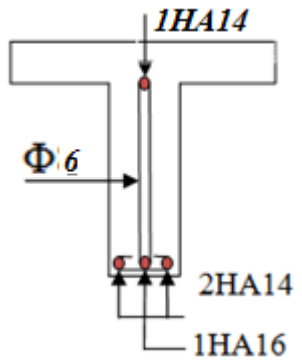
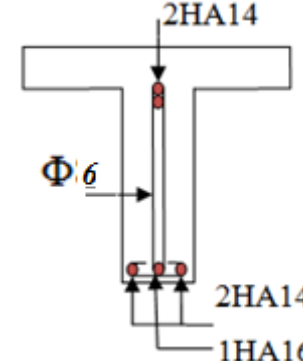
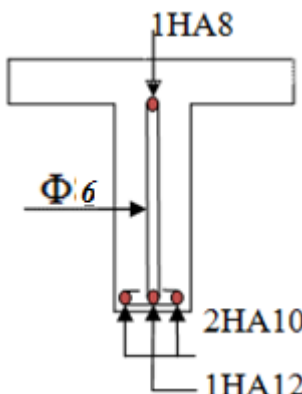
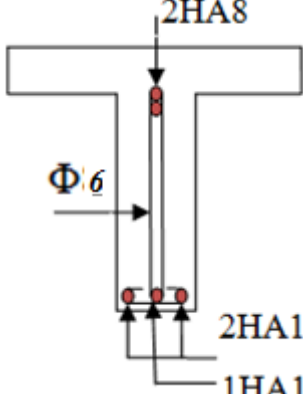
<p>Entre. S1</p>		
<p>Entre.S2</p>		

Tableau III.17 Schéma de ferrillages des différents niveaux

III.1.3. Ferrillage de la dalle de compression

III.1.3.1. Armature perpendiculaire aux nervures

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 5 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèle aux nervures.

Les sections doivent être :

- Si $l \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} (\text{cm}^2)$ (f_e en MPa)
- Si $50 < l \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_s \geq \frac{4l}{f_e}$

l : Longueur de entre l'axe des nervure (cm).

Dans notre cas : $f_e = 400 \text{ MPa}$; $l = 65 \text{ cm}$

$$50 < l \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

D'où on opte pour : $4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$

III.1.3.2. Armature parallèles aux nervures

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.325$$

D'où on opte pour : 3HA8/ml=151cm²

D'après le même article cité ci-dessus les espacements ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

D'où on opte : un treillis soudé TS ϕ 5 (150×150).

III.1.3.3. Schéma de ferrailage

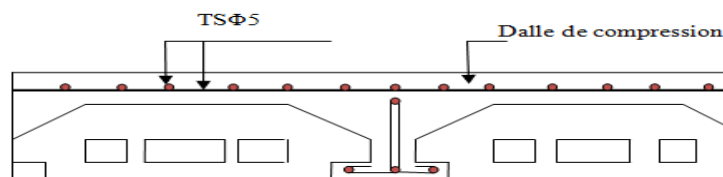


Figure III.10 : Schéma du ferrailage de la dalle de compression

III.2. Dalle pleine

III.2.1. Introduction

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

l_x : la plus petite dimension du panneau.

l_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Si : $\rho \leq 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si : $\rho > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant les deux sens.

III.2.2. Etude de différents types des dalles pleines

III.2.2.1. Etude du premier type de dalle pleine

(palier d'escalier RDC)

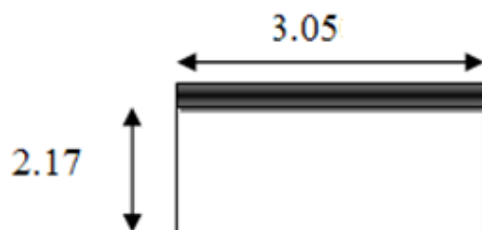


Figure III.11: dalle sur un seul appuis

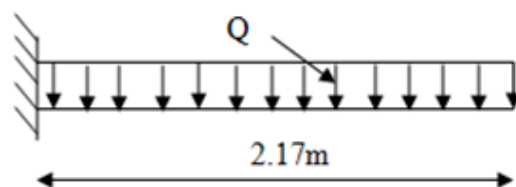


Figure III.12. Schéma statique

1. Calcul des sollicitations

$$G=4.75 \text{ kn}$$

$$Q=2.5 \text{ kn}$$

$$L_x=2.17\text{m}; L_y=3.05\text{m}$$

Pour une bande de 1m on a:

$$q_u = 1.35 \times 4.75 + 1.5 \times 2.5 = 10.16 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35 \times P = 1.35 \text{ KN}$$

$$q_s = 4.75 + 2.5 = 7.25 \text{ KN/ml}$$

$P = 1 \text{ KN}$ qui est le poids du garde corps. (DTR B-C 2-2)

Donc après calcul, on trouve :

$$\begin{cases} M_u^x = \frac{q \times l_x^2}{2} = 23.91 \text{ KN/ml} \\ M_s^x = \frac{q \times l_x^2}{2} = 17.06 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

2. Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

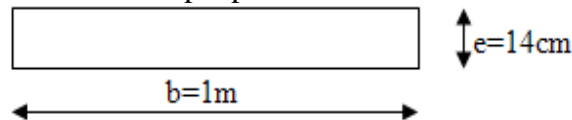


Figure II.13 : Section de la dalle pleine a ferrailé

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
23.91	0,048	0,061	0,097	6.10	4T14=6.16	25

Tableau III.18 : Calcul du ferrailage de la dalle du balcon type1

3. Les armatures de répartitions

$$A_{TY} = \frac{A_{TX}}{4}$$

Soit : $A_{TY} = 4\text{HA}8$ avec un espacement de 25 cm

4. Vérifications

A. Vérification à l'ELU

➤ Vérification de l'effort tranchant

$$v_u^x = q \times l = 10.16 \times 2.17 = 22.04 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{22.04 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.18 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{pas d'armature transversale}$$

➤ Vérification de l'espacement

$$S_t = 25 \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \text{ (Sens principale)}$$

$$S_t = 25 \leq \min(4e; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm} \text{ (Sens secondaire)}$$

➤ Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis à l'effort tranchant

On doit vérifiée que : $A_l \geq \frac{\gamma_{s \times V}}{f_e}$

et on a : $Al=6.16$ et $v_{\max} = 22.04 \text{ KN} \Rightarrow 6.16 > 0.63 \text{ cm}^2$ vérifier

B. Vérification à l'ELS

➤ **Vérification des contraintes**

$$M_{ser} = M_s^x = \frac{q \times l_x^2}{2} = 17.06 \text{ KN/ml}$$

La dalle se situ à l'intérieur donc (FPN), donc on doit vérifier que la contrainte de compression dans le béton (σ_{bc}) et la contrainte de traction dans l'acier (σ_{st})

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \overline{\sigma}_{bc} \frac{d - y}{y} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150 \times 1.6\right)$$

M_{ser} (KN)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
17.06	3.87	8039.36	8.21	15	vérifiée	471.7	240	vérifiée

Tableau III.19 : vérification des contraintes

C. Vérification de la flèche

La flèche sera vérifiée à l'aide du logiciel MATLEB et les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Sens	M_j (KN.m)	M_g (KN.m)	M_p (KN.m)	f_{ji} e-04 (m)	f_{gi} e-04 (m)	f_{gv} e-04 (m)	f_{pi} e-04 (m)	Δf_t e-04 (m)
x-x	2.06	2.79	4.85	1.08	1.47	1.56	2.56	1.57

Tableau III.20 : résultat de la flèche pour les dalles pleine sur un appui

$$\Delta f_t = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 1.57 \times 10^{-4} \text{ m}, f_{adm} = 0.4340$$

$$1.57 \times 10^{-5} \leq 0.4340 \text{ m}$$

D'après le tableau précédent, on voit bien que la flèche est vérifiée suivant les deux sens.

5. Schéma de ferrailage

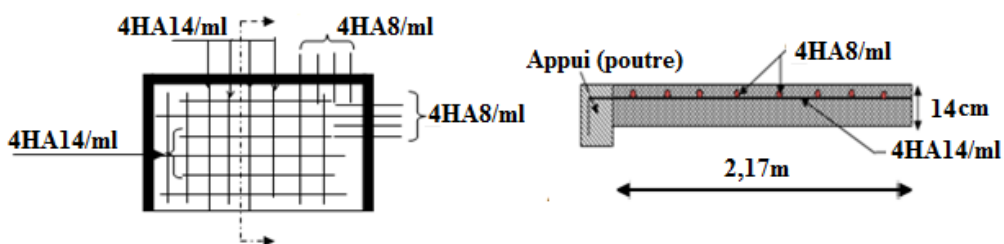


Figure III.14 : Schéma de ferrailage de la dalle type 1

III.2.2.2. Deuxième type

$L_y = 3.85m$
 $L_x = 1.45m$

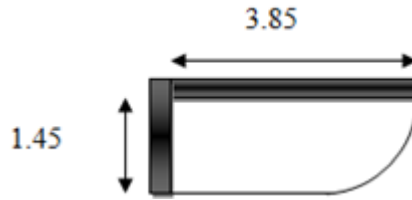


Figure III.15 : Dalle sur deux appuis

$\rho = \frac{1.45}{3.85} = 0,37 < 0,4 \rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

1. Calcul des sollicitations

$G = 4.81 \text{ KN/m}^2$

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

$q_u = 1,35 \times 4.81 + 1,5 \times 3,5 = 11.74 \text{ KN/m}^2$

$q_s = 4.81 + 3.5 = 8.31 \text{ KN/m}^2$

on a $M_{0u} = \frac{q_u l x^2}{2} = 12.37 \text{ KN.m}$

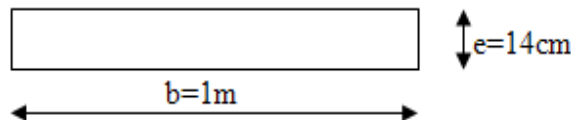
et $M_{0s} = \frac{q_s l x^2}{2} = 8.74 \text{ KN.m}$

$V_u = q_u \times l = 11.74 \times 1.4 = 16.74 \text{ KN}$

$V_s = q_s \times l = 8.31 \times 1.4 = 11.634 \text{ KN}$

2. Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.



A. Armature principale

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple.

$b = 1m, h = 0.14m, d = 0.12m, f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

Mu(KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{opté} (cm ² /ml)	S _t (cm)	A _r (cm ² /ml)
12.37	4.00	1.21	4H12=4.52	25	4HA8=2.01

Tableau. III.21: calcul des armatures principales.

B. Armature secondaire

$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$

$A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$$S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$$

On opte pour : $S_t = 25\text{cm}$

3. Vérifications

A. Vérification des diamètres des barres

$$\phi_x \leq \frac{h}{10} = \frac{14}{10} \quad \text{Soit : } \phi_x \leq 14\text{mm}$$

$$\phi_x^{\max} = 10\text{mm} < 14\text{mm} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

B. Vérification à l'ELU

➤ Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 16.74\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{16.74 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.17\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa} \quad \text{donc c'est vérifié}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16.74 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.17\text{MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa} \Rightarrow \text{pas d'armature transversale}$$

C. Vérification à l'ELS

➤ Vérification des contraintes

Le balcon se situe à l'extérieur (FN), donc on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton (σ_{bc}) et la contrainte de traction dans l'acier (σ_{st})

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \sigma_{bc} \frac{d-y}{y} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150 \times 1.6\right)$$

M_{ser} (KN)	y(m)	I(m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
8.74	3.1	4254.64	6.9	15	vérifiée	233.4	240	vérifiée

Tableau. III.22: Vérification des contraintes

D. Vérification de la flèche

Le tableau (Tableau III.15) illustre le résultat du calcul des différentes flèches

f_{gi} (m)	f_{gv} (m)	f_{ji} (m)	f_{pi} (m)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)	Obs
1.7×10^{-3}	0.0028	6.37×10^{-4}	0.00315	0.361	0.56	vérifiée

Tableau. III.23: Vérification de la flèche

4. Schéma de ferrailage

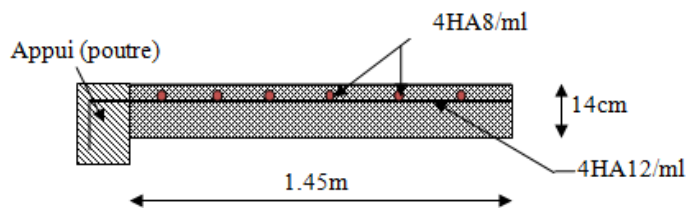
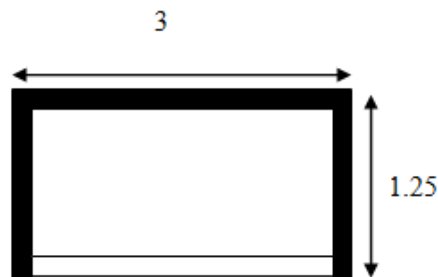


Fig.III.16 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine type1.

III.2.2.3. Troisième type

Dalle pleines sur 3 appuis (balcon)

Toutes les dalles sur trois appuis seront calculées de la même manière



On utilise le théorème des lignes de rupture



Figure III.17 : Ouverture des fissures

$$L_x = 1.25m$$

$$L_y = 3m$$

$$L_x < L_y/2$$

1. Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_y^0 = q * \frac{L_x^3}{6} \\ M_x^0 = \frac{q * L_x^2 * L_y}{2} - \frac{2 * q * L_x^3}{3} \end{cases}$$

$$G = 4.81 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

A. Les sollicitations à l'ELU

$$q_u = 1,35 \cdot 4,81 + 1,5 \cdot 3,5 = 11,74 \text{ KN/m}^2$$

$$M_y^0 = \frac{11,74 \cdot 1,25^3}{6} = 3,82 \text{ KN.m}$$

$$M_x^0 = \frac{11,74 \cdot 1,25^2 \cdot 3}{2} - \frac{2 \cdot 11,74 \cdot 1,25^3}{3} = 12,23 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 \cdot M_x^0 = 10,39 \text{ KN.m} \\ M_x^a = 0,5 \cdot M_x^0 = 6,11 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \text{Sens x-x}$$

$$\begin{cases} M_y^t = 0,85 \cdot M_y^0 = 3,24 \text{ KN.m} \\ M_y^a = M_x^a = 6,11 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \text{Sens y-y}$$

B. Les sollicitations à l'ELS

$$q_s = 4,81 + 3,5 = 8,31 \text{ KN/m}^2$$

$$M_y^0 = 2,70 \text{ KN.m}$$

$$M_x^0 = 8,65 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 7,35 \text{ KN.m} \\ M_x^a = 4,32 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \text{Sens x-x}$$

$$\begin{cases} M_y^t = 2,29 \text{ KN.m} \\ M_y^a = M_x^a = 4,32 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \text{Sens y-y}$$

C. Calcul de l'effort tranchant

$$V_x = (p l_x / 2) \cdot (l_y^4 / (l_x^4 + l_y^4)).$$

$$V_y = (p l_y / 2) \cdot (l_x^4 / (l_x^4 + l_y^4)).$$

$$V_x = 7,12 \text{ KN.}$$

$$V_y = 0,51 \text{ KN.}$$

2. Ferrailage

$$b = 100 \text{ cm, } h = 14 \text{ cm, } d = 12 \text{ cm, } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

Element	Sens	Moments (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
Travée	X-X	10.39	0.052	0.068	0.116	2.57	4T10=3.14
	Y-Y	3.24	0.016	0.020	0.119	0.78	4T8=2.01
Appui		6.11	0.030	0.039	0.118	1.48	4T8=2.01

Tableau. III.24: Calcul des armatures principales.

3. Calcul de l'espacement

$$\text{Parallele à } l_x : St \leq \min(3 \cdot e, 33 \text{ cm})$$

$$\text{Parallele à } l_x : St \leq \min(3 \cdot 14, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

On prend:

Parallele à l_x : $St = 25\text{cm}$.

Parallele à l_y : $St = 25\text{cm}$.

4. Vérifications

A. Vérification de diamètre des barres

$$\emptyset \leq \frac{e}{10} \Rightarrow \emptyset \leq 14\text{mm}.$$

B. Vérification à l'ELU

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

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

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{4.10 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.041\text{MPa} < \bar{\tau}.$$

Condition vérifiée (y'a pas de risque de rupture par cisaillement)

$$\frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.16\text{MPa}$$

$\tau_u < 1.16\text{MPa}$ vérifiée (les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

➤ **Vérification des conditions de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45\text{cm}^2.$$

$1.45 < 2.01$c'est vérifié.

➤ **Vérification des aciers min dans la dalle**

$$A_y^t \geq \frac{A_x^t}{4} \rightarrow 1.41 > \frac{3.14}{4} = 0.785 \dots\dots\dots\text{c'est vérifié.}$$

C. Vérification à l'ELS

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

$$M_{ser}^x = 7.35\text{KN.m.}$$

$$M_{ser}^y = 2.29\text{KN.m}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

Sens x-x :

On a : $A_s = 3.14\text{cm}^2$

$$50 y^2 + 47.1 y - 471 = 0$$

$$y = 2.63 \text{ cm} = 0.0263 \text{ m}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 * A_s (d_x - y)^2$$

$$I = 3.16 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{0.99 * 10^{-3}}{3.16 * 10^{-5}} (0,0263) = 0.824 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.824 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Sens y-y :

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

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 * A_s * y - 15 * A_s * d_y = 0$$

$$50 y^2 + 30.15 y - 452.25 = 0$$

$$y = 2.71 \text{ cm} = 0.0271 \text{ m}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 * A_s (d_y - y)^2$$

$$I = 5.21 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.29 * 10^{-3}}{5.21 * 10^{-5}} (0,0271) = 2.19 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.19 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

D. Vérification des flèches

Selon x - x

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{0.14}{1.25} = 0.112 > \frac{1}{16} \dots\dots\dots 1^{\text{ère}} \text{ vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{l_x} = 0.112 > \frac{M_t}{10 * M_0} = 0.084 \dots\dots\dots 2^{\text{ème}} \text{ vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b * d} = 0.0067 \geq \frac{2,4}{f_e} = 0,006 \dots\dots\dots 3^{\text{ème}} \text{ non vérifiée.}$$

La troisième condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est recommandé.

$$\Delta f \leq f_{adm} = \frac{l}{500} = 0.25 \text{ cm.}$$

Sens Y-Y :

$$1. \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.14}{3} = 0.046 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$2. \frac{h_t}{l_y} = 0.046 \leq \frac{M_t}{10 * M_0} = 0.0848 \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

$$3. \frac{A_s}{b * d} = 0.0016 \leq \frac{2,4}{f_e} = 0,006 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est recommandé.

$$\Delta f \leq f_{adm} = \frac{l}{500} = 0.6cm.$$

La flèche sera vérifiée à l'aide du logiciel SOCOTEC et les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Sens	M _j (KN.m)	M _g (KN.m)	M _p (KN.m)	f _{ji} e-05 (m)	f _{gi} e-05 (m)	f _{gv} e-05 (m)	f _{pi} e-05 (m)	Δf _t e-05 (m)
x-x	0.683	0.939	1.623	1.13	1.56	1.56	2.69	1.56
y-y	9.94	13.22	19.07	5.65	17.28	12.44	9.94	10.30

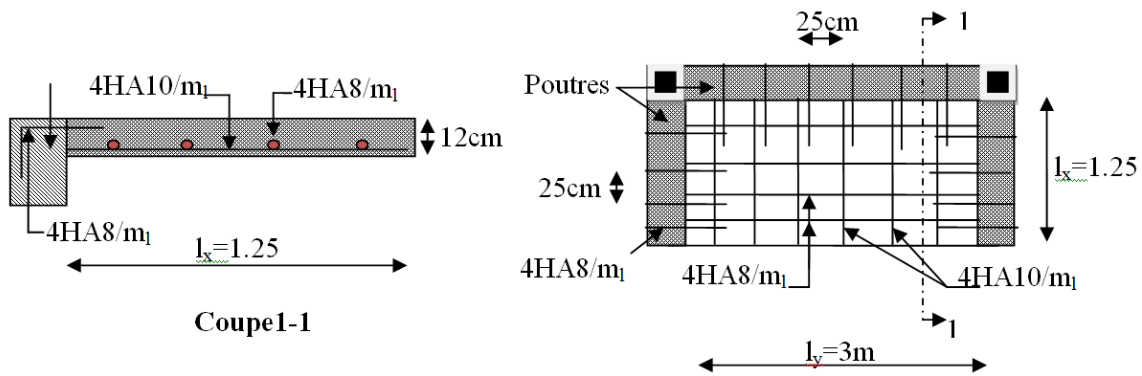
Tableau III.25 : résultat de la flèche pour les dalles pleine sur trois appuis

$$\Delta f_t = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 1.56 * 10^{-5} \text{ m}$$

$$1.56 * 10^{-5} \leq 0.4340 \text{ m}$$

D'après le tableau précédent, on voit bien que la flèche est vérifiée suivant les deux sens.

5. Schéma de ferrailage



FigureIII.18. :Schéma de ferrailage de la dalle pleines sur 3 appuis

III.3. Calculs des escaliers

III.3.1. Calcul d'escalier type 1 (deux volées étage courant)

III.3.1.1. Calcul de la volée (escalier a deux volées contrariées avec palier de repos)

1. Etude d'escalier

Les escaliers sont calculés à la flexion simple en considérant la section a ferrailer comme une section rectangulaire de largeur 100cm et de hauteur h. Le dimensionnement et le poids revenant de l'escalier est calculé au chapitre II.

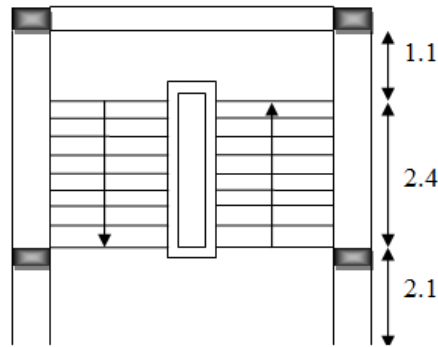


Figure III.18 : Vue en plan d'escalier type 1

2. Charge et surcharge

Palier :

$$G_{palier} = 4.89 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Volée : $G_{paillasse} = 7.924 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$Q_{escalier} = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2$$

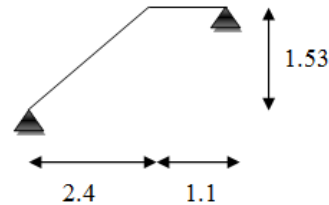


Schéma statique

3. Calcul des sollicitations

A. Les sollicitations à l'ELU

$$q_v = 1.35 \times 4.89 + 1.5 \times 2.5 = 10.35 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$q_p = 1.35 \times 7.924 + 1.5 \times 2.5 = 14,04 \text{ KN} / \text{ml}$$

Par la méthode RDM on trouve :

$$R_A = 18.75 \text{ KN}$$

$$R_B = 21.91 \text{ KN}$$

$$M_0 = 17.11 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\text{max}} = 12.83 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 8.5 \text{ KN.m},$$

$$V_{Elu} = 21.91 \text{ KN}$$

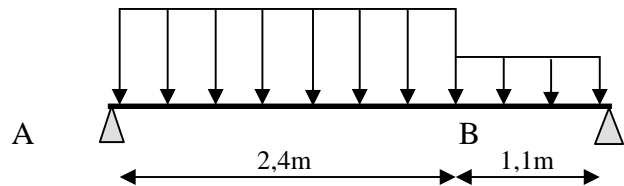


Figure III.20 : Schéma statique avec chargement

B. Les sollicitations à l'ELS

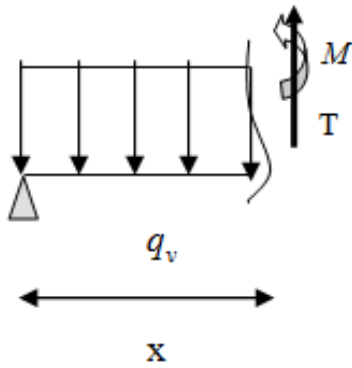
$$q_v = 4.89 + 2.5 = 7.39 \text{ KN} / \text{m}$$

$$q_p = 7.268 + 2.5 = 10.12 \text{ KN} / \text{m}$$

$$R_A = 13.45 \text{ KN}$$

$$R_B = 15.74 \text{ KN}$$

Après calcul on trouve :



$$M_{\max} = 12.25 \text{ KN.m}$$

$$M_l = 10.41 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 4.90 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 15.74 \text{ KN}$$

4. Calcul de ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

En travée: $M_l = 12.83 \text{ KN.m}$

En appuis: $M_a = 8.55 \text{ KN.m}$

$b = 100 \text{ cm.}$

$d = 13 \text{ cm.}$

$h = 15 \text{ cm.}$

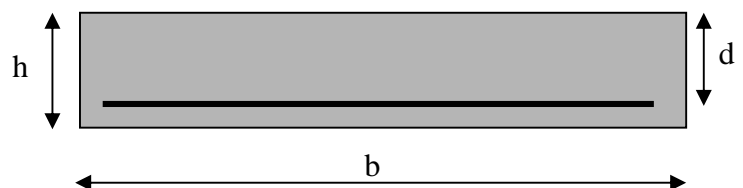


Figure III. 21 : Section à ferrailer

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

	$M \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{CAL} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{Adobé} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	St (cm)
En travée	12.74	0,053	0,068	0,127	2.91	4HA10=3.14	25
En appuis	8.55	0,035	0,045	0,127	1.92	5HA10=2.51	20

Tableau III.26 : Résumé des résultats de ferrailage.

5. Vérifications

A. Vérification à l'ELU

➤ Vérification des conditions de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23.b.d.f_{t28} / f_e = 0,23.1.0,13.2,1/400 = 1,569 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 3,25MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{21.91 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0,16MPa < \tau_u^- \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (21,91 \times 10^{-3} - \frac{12.83 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13}) \times \frac{1.15}{400} = -0.00025m^2 \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Calcul des armatures de répartition**

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785cm^2/m$ on choisie : 4HA8 = 2,01cm²/m

➤ **Ecartement des barres**

— **Armatures principales**

En appuis (St = 25cm) ≤ min(3.e, 33cm) = 33 cmc'est vérifié.

En travée (St = 20cm) ≤ min(3.e, 33cm) = 33 cm c'est vérifié.

— **Armatures secondaires**

(St = 25cm) ≤ min (4.e, 45cm) = 45 cm c'est verifié.

B. Vérification à l'ELS

$$M_t^{ser} = 10.41 KN.m , V_{ser} = 15.74 KN$$

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

➤ **Vérification des contraintes d'adhérence**

— **En travée :**

$$\tau_{ser} \leq \tau_{ser}^-$$

$$\tau_{ser}^- = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1,5^2) \times 2.1 = 2,83MPa \quad \text{avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0,9.d \times \sum U_i$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres = $\pi \times n \times \phi$

$$\sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 4 \times 1 \times 3.14 = 12.56cm.$$

$$\tau_u = \frac{15.74 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 12.56 \times 10^{-2}} = 1.07MPa.$$

$$\tau_{ser} < \tau_{ser}^- \quad \text{Condition vérifiée.}$$

– En appuis :

$$\tau_{ser} \leq \tau_{ser}^-$$

$$\tau_{ser}^- = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.83 MPa$$

avec $\psi = 1.5$ pour les HA

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0.9.d \cdot \sum U_i$$

$$\sum U_i : \text{Somme des périmètres des barres} = \pi \times n \times \phi$$

$$\sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 5 \times 1 \times 3.14 = 15.70 cm$$

$$\tau_u = \frac{15.74 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 15.70 \times 10^{-2}} = 0.85 MPa$$

$$\tau_{ser} < \tau_{ser}^- \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de l'état limite de compression du béton

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

$$50 \times y^2 + 47.1 \times y - 612.3 = 0$$

$$y = 3.059 cm$$

$$I = 5608.73 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12.25 \times 10^{-3}}{5608.73 \times 10^{-8}} \times 0.0305 = 6.66 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 6.66 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de l'état limite de déformation

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \quad (3)$$

0,04 < 0,0625.....1^{ère} condition non vérifiée.

0.15 > 0.084.....2^{ème} condition vérifiée

0.0024 < 0.006.....3^{ème} condition vérifiée.

La relation (1), n'est pas vérifiée ; donc on procède à la vérification de la flèche et les résultats sont comme suit :

La flèche est calculée comme dans les poutrelles.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant

M_j (KN.m)	M_g (KN.m)	M_p (KN.m)	f_{ji} e-04 (m)	f_{gi} e-04 (m)	f_{gv} e-04 (m)	f_{pi} e-04 (m)	Δf_t e-04 (m)
5.74	12.13	17.87	0.706	1.49	1.49	2.19	1.49

Tableau III.27 : résultat de la flèche pour l'escalier

$$\Delta f_t = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 1.484 * 10^{-4} \text{ m}, f_{adm} = 0.700$$

$$1.484 * 10^{-5} \leq 0.700 \text{ m}$$

D'après les résultats obtenus, on voit bien que la flèche est vérifiée

6. Schéma de ferrailage

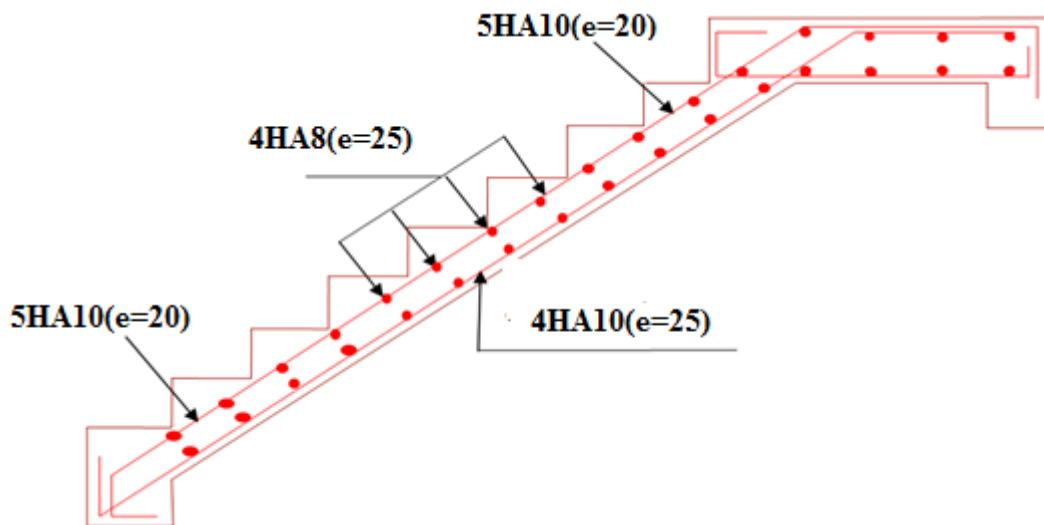


Figure III.22 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 1

III.3.1.2. Calcul du palier de repos de l'escalier type 1

Il sera étudié comme une console encastrée dans la poutre palière :

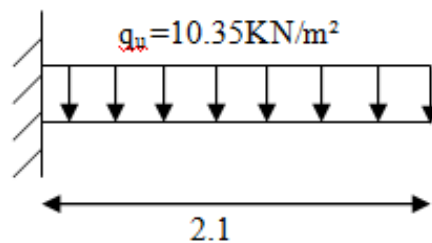


Figure III.23 : Schéma statique du palier de repos

1. Calcul des charges

$$G = 4.89 \text{ KN} / \text{m}^2$$

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

$P = 1.85 \times 1.53 = 4.36 \text{ KN/ml}$ (la charge concentrée due au poids propre de mure)

$R_B = 21.91 \text{ KN}$ (La charge transmise par l'escalier).

2. Calcul des sollicitations**A. Les sollicitations à l'ELU**

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 10.35 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$p_u = 1.35 \times 4.36 = 5.9 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + q_u \times l = 35.21 \text{ KN.m}$$

$$V_u = (P_u \times l) + p_u + R_B = 49.54 \text{ KN.m}$$

B. Les sollicitations à l'ELS

$$q_{ser} = G + Q = 4.89 + 2.5 = 7.39 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$p = 5.9 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + p \times l = 28.68 \text{ KN.m}$$

3. Calcul de ferrailage**A. Ferrailage des armatures principales**

Le calcul des armatures se fait en flexion simple.

$b = 100 \text{ cm}$, $h = 15 \text{ cm}$, $d = 13 \text{ cm}$, $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
35.21	0,147	0,199	0.119	8.46	8T112=9.05	20

Tableau III.28 : Le ferrailage de palier intermédiaire

B. Ferrailage des armatures secondaire

$$A_t = \frac{A_r}{3} = \frac{9.05}{3} = 3.01 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte } A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

4. Vérifications**A. Vérification à l'ELU****➤ Vérification de la condition de non fragilité**

On calcule A_{\min} :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1 \times 0,13 \times 2,1 / 400 = 1,56 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{49.54 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.353 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

B. Vérification à l'ELS

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

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

$$50 \times y^2 + 135.75 \times y - 1764.75 = 0$$

$$y = 4.736 \text{cm}$$

$$I = 12811.77 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{28.68 \times 10^{-3}}{12811.77 \times 10^{-8}} \times 0.0473 = 7.93 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.93 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des contraintes dans l'acier**

Fissuration nuisible $\rightarrow \bar{\delta}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 240 \text{MPa}$

$$\bar{\delta}_s = \frac{15 \times M_{SSR}}{I} \times (d - y) = 27.74 \text{MPa}$$

$$\sigma < \bar{\delta}_s \quad \text{C'est vérifié.}$$

C. Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \tag{1}$$

$$\frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \tag{2}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \tag{3}$$

(1) : $\frac{15}{210} = 0.07 < \frac{1}{16} = 0.0625$ 1^{ère} condition non vérifiée.

(2) : $0.15 > \frac{28.68}{10 \times 28.68} = 0.9$ 2^{ème} condition vérifiée

La relation (1), n'est pas vérifiée ; donc on procède à la vérification de la flèche et les résultats sont comme suit :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant

M_j (KN.m)	M_g (KN.m)	M_p (KN.m)	f_{ji} e-04 (m)	f_{gi} e-04 (m)	f_{gv} e-04 (m)	f_{pi} e-04 (m)	Δf_t e-04 (m)
3.36	2.69	6.06	1.30	1.04	1.04	2.19	0.89

Tableau III.29 : résultat de la flèche pour l'escalier

$$\Delta f_t = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0.89 \cdot 10^{-4} \text{ m}, f_{adm} = 0.4200$$

$$0.89 \cdot 10^{-4} \leq 0.4200$$

D'après le tableau précédent, on voit bien que la flèche est vérifiée

5. Schéma de ferrailage

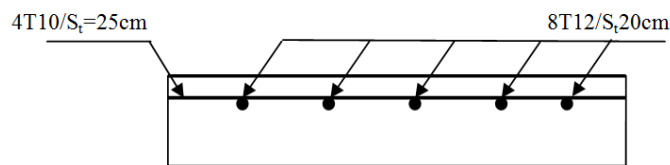


Figure III.24 : Schéma de ferrailage de palier intermédiaire

III.3.1.3. Calcul de poutre de la poutre palière

1. Dimensionnement

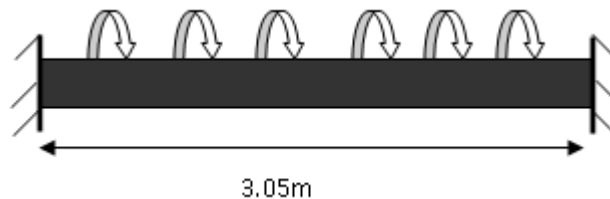


Figure III.25. : Schéma statique de la poutre de palier

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 20.33 \leq h \leq 30.5$$

On opte pour $h=30$ cm, $b= 30$ cm

Vérification des conditions du RPA :

$b \geq 20\text{cm}$ vérifiée.

$h \geq 30\text{cm}$ vérifiée.

$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$ vérifiée.

2. Calcul des sollicitations

g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$$

La charge transmise par l'escalier (type1) : c'est les réactions d'appuis au point B.

ELU : $R_B = 15.74 \text{ KN/m}$

ELS: $R_B = 21.91 \text{ KN/m}$

ELU	ELS
$R_B = 15.74 \text{ KN/m}$ $P_u = 1.35 g_0 + R_B$ $P_u = 18.77 \text{ KN/m}$ $M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 7.27 \text{ KN/m}$ $M^a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -14.55 \text{ KN/m}$ $V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 28.62 \text{ KN/m}$	$R_B = 21.91 \text{ KN/m}$ $P_s = g_0 + R_B$ $P_s = 24.16 \text{ KN/m}$ $M^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 9.36 \text{ KN/m}$ $M^a = -\frac{P_s \times L^2}{12} = 18.72 \text{ KN/m}$ $V_u = \frac{P_s \times L}{2} = 36.84 \text{ KN/m}$

Tableau III.30 : les sollicitations de la poutre palière.

3. Ferrailage de la poutre palière

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé (cm ²)	A min(cm ²)
travée	7.27	0,034	0,038	0,128	1.63	1.569
appui	14.55	0.060	0.078	0.125	3.32	1.569

Tableau III.31 : ferrailage de la poutre de palière à la flexion simple.

Exigence de la RPA :

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h = 4.5 \text{ cm}^2$$

Donc on opte $A^a = A^t = 4.5 \text{ cm}^2$

A^a : Section d'armature en appui

A^t : Section d'armature en travée

4. Vérification divers

A. Vérification à l'ELU

➤ Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 28.62 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau = \frac{V_u}{b \times d} = 0.22 \text{ MPa} \\ \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.25 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau < \bar{\tau} \text{ C'est vérifié.}$$

➤ Vérification des armatures longitudinales

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = \left(28.68 \times 10^{-3} - \frac{14.55 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.27} \right) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -0.896 \text{ cm}^2 \text{ Vérifier.}$$

➤ **Calcul de l'espacement**

$S_t \leq \min(0,9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 24.3$. On opte : $S_t=15cm$ en travée et $S_t=10cm$ en appui

➤ **Calcul de la section d'armature à la torsion**

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée C'est le moment d'appui de l'escalier (Figure III-16).

$$M^{torsion} = M_b^a = 8.55KN.m$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section **BAEL (ChapI.II.b)**

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracer a mi hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_l : section d'acier

$$e = \varnothing / 6 = b/6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e)+(b-e)] = 1 \text{ m}^2$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 1.966 \text{ cm}^2$$

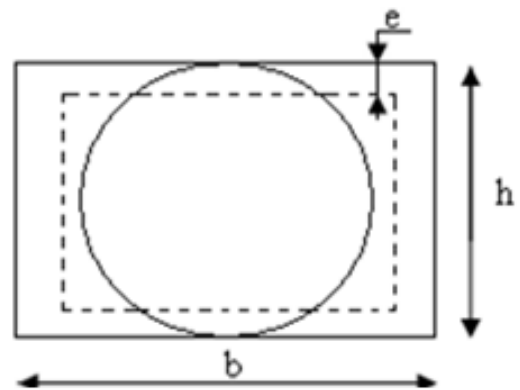


Figure III.26 : Section creuse équivalente

- **Section d'armatures finale**

•En travée

$$\text{Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 4.5 + \frac{1.966}{2} \Rightarrow A^t = 5.483 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec, Soit : $A^t = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$

•En appui

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 4.5 + \frac{1.966}{2} \Rightarrow A^a = 5.483 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec , Soit : $A^a = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

1. : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$ BAEL (ChapI.III)

On a $V_{max} = 28.62 \text{ KN}$; $\tau_{flexion} = 0.22 \text{ MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{8.55 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 1.368 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 1.385 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = \min(0,3 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa} \dots\dots$ Condition vérifiée

➤ **Calcul des armatures transversales à la torsion**

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$ en travée et 10 cm en appuis

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{8.55 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 625 \times 10^{-8} \times 348} \Rightarrow A_t = 0.33 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

D'où $A_t = 1.35 + 0.45 = 1.8 \text{ cm}^2$; Soit un cadre et un étrier $\text{Ø}8 = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

B. Vérification à l'ELS

➤ **Vérification de l'état limite de compression de béton**

On vérifie : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

Avec

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

Sur appuis ($M_a = 14.55 \text{ KN.m}$) ; $y = 9.095 \text{ cm}$; $I = 29740.114 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{14.55 \times 10^{-3}}{29740.114 \times 10^{-8}} \times 9.095 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots$$
 Condition vérifié

Sur travée ($M_t = 7.27 \text{ KN.m}$), $y = 9.095 \text{ cm}$; $I = 29740.114 \text{ cm}^4$

.....Condition vérifié

$$\sigma_{bc} = 2.22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc}$$

C. Calcule de la flèche

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite

la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.098 > 0.0625;$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.098 > 0.023; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.0019 < 0.01$$
 la vérification de la

flèche n'est pas nécessaire.

5. Schéma de ferrailage

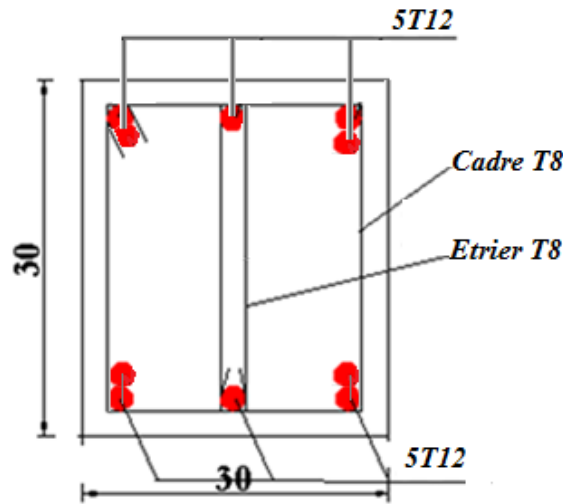


Figure III.27 : Schéma de ferrailage

III.3.2. Calcul d'escalier de RDC2

III.3.2.1. 1^{er} volé

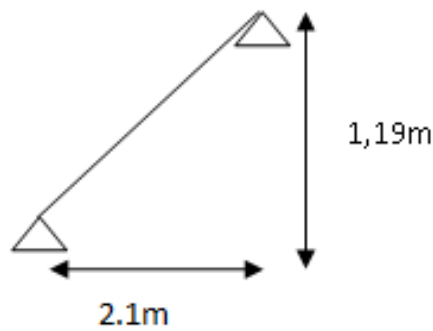


Figure III.28 : 1^{er} volé de l'escalier type 1

La volée :
$$\begin{cases} G_v = 7,767 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

1. Calcul des sollicitations

A. Sollicitation à l'ELU

➤ Combinaison de charge

- Paillasse : $q_{uv} = 1,35G_v + 1,5 Q_v = 1,35 \times (7,767) + 1,5 \times (2,5) \Rightarrow q_{uv} = 14,235 \text{ KN/ml}$

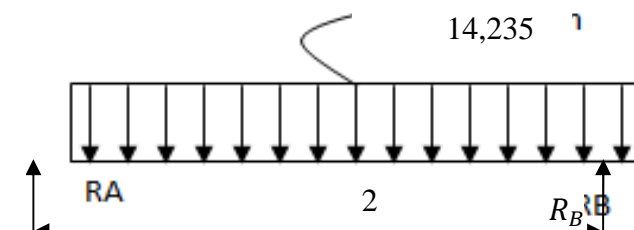


Figure III.29 : Schéma statique avec chargement.

➤ Calcul des réactions d'appuis

La poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 14,235 \times 2,1$$

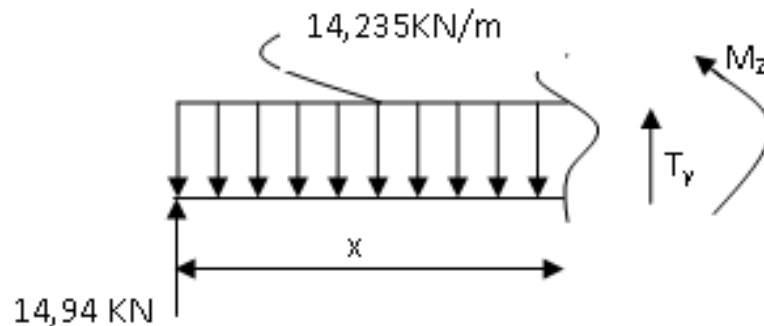
$$\Leftrightarrow R_A + R_B = 29,89 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0 \Leftrightarrow (14,235 \times 2,10 \times \frac{2,10}{2}) = R_B(2,10)$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{31,38}{2,1} = 14,947 \text{ KN}$$

$$R_A = 29,88 - R_B \Rightarrow R_A = 14,94 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des efforts interne**



• $0 \leq x \leq 2,10 \text{ m}$

$$M_z(x) = 14,94 \cdot x - 14,235 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M_z(x) = 14,94 \cdot x - 7,117 \cdot x^2$$

$$T_y(x) = 14,94 - 14,235 \cdot x$$

$$\Rightarrow \begin{cases} x=0 \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}, & T_y = 14,94 \text{ KN} \\ x=2,10 \Rightarrow M_z = 0,0006 \text{ KN.m}, & T_y = -14,94 \text{ KN} \end{cases}$$

Le moment max à ' x_0 ' tel que :

$$T(x_0) = 0 \Rightarrow x_0 = 1,050 \text{ m}$$

$$M(1,05) = 7,847 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 7,847 \text{ KN.m}$$

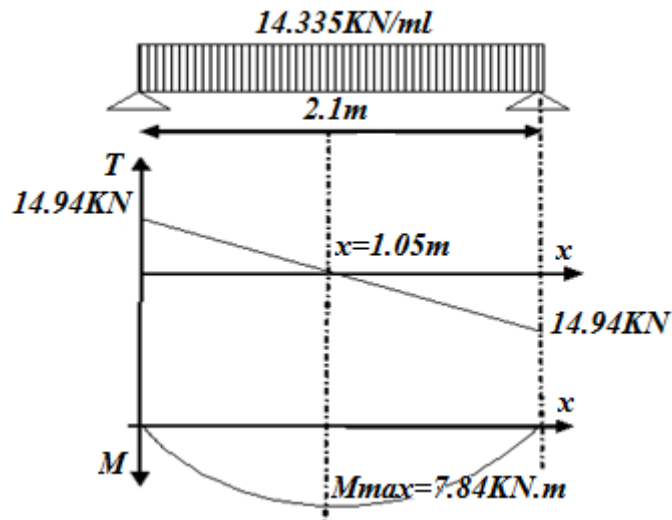


Figure III.30 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

En appuis..... $M_A = M_B = 0,5M_{max} = 3,923 \text{ KN.m}$

En travée..... $M_t = 0,75M_{max} = 5,88 \text{ KN.m}$

$T_{max} = 14,94 \text{ KN}$.

B. Sollicitation à l'ELS

$q_{sv} = 10,267 \text{ KN/ml}$.

Le calcul se fait de la même manière à l'ELU

$R_A = 10,78 \text{ KN.m}$; $R_B = 10,78 \text{ KN.m}$.

$X_0 = 1,05 \text{ m}$

$M_0 = M_{max} = 5,65 \text{ KN.m}$.

$M_t^{ser} = 0,75 \times M_0 = 0,75 \times 5,65 = 4,23 \text{ KN.m}$.

$M_a^{ser} = 0,5 \times M = 0,5 \times 5,65 = -2,26 \text{ KN.m}$.

$T_{max} = 10,78 \text{ KN}$.

2. Calcul de ferrailage

A. Calcul des armatures longitudinales

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre de largeur en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

Les caractéristiques géométriques de la section sont :

$S = b \times e$ avec ($b = 100 \text{ cm}$; $e = 15 \text{ cm}$) et $d = 13 \text{ cm}$

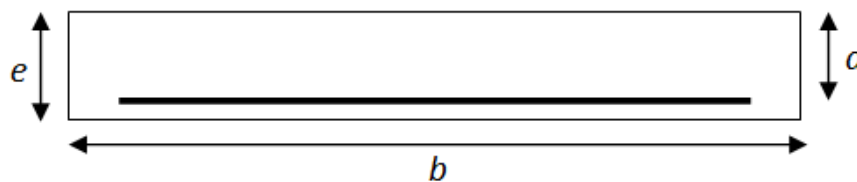


Figure III.31 : Section de calcul d'escalier.

➤ **En travée**

$$M_t = 5,88 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{5,88 \times 10^{-3}}{1 \cdot (0,13)^2 \cdot 14,2} = 0,024$$

$$\mu_{bu} = 0,024 < \mu_l = 0,392.$$

→ Pivot A et les armatures comprimées sont pas nécessaires ($A'_s = 0$).

$$\varepsilon_s = 10\% \quad \text{et} \quad f_{St} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 0,031$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,128$$

La section d'armatures tendues vaut :

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot f_{St}} = \frac{5,88 \times 10^{-3}}{0,128 \times 348} = 1,31 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec $A_s = 1,31 \text{ cm}^2$, on adopte : (3HA10)/ml = 2,36 cm^2

➤ **En appuis**

$$M^a = -3,923 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{3,923 \times 10^{-3}}{1 \cdot (0,13)^2 \cdot 14,2} = 0,016$$

$$\mu_{bu} = 0,016 < \mu_l = 0,392.$$

$$\alpha = 0,02 \rightarrow Z = 0,128 \text{ m}$$

La section d'armatures tendues vaut : $A_s = \frac{3,923 \times 10^{-3}}{0,128 \times 348} = 0,874 \text{ cm}^2$

Donc on ferraille avec $A_s = 0,874 \text{ cm}^2$, on adopte : (3HA8)/ml = 1,51 cm^2

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A calculée (cm^2)	A adoptée (cm^2)
En travée	5,88	0,024	0,031	0,128	1,31	4Φ10 = 3,14
En appui	3,923	0,016	0,02	0,128	0,874	4Φ8 = 2,01

Tableau III.32 : Les armatures de ferrailage

B. Calcul des armatures de répartition

Selon l'article **E. 8. 2. 41 du BAEL91** lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égale à $\frac{A}{4}$ alors :

$$A_r \geq A_s/4 \Rightarrow \text{En travée : } A_{r1} = 3,14/4 = 0,785 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En appui : } A_{ra} = 2,01/4 = 0,50 \text{ cm}^2.$$

On adopte 4HA8 = 2,01 cm² (appuis et travée).

C. Calcul de l'espacement des barres

✓ Les armatures principales (longitudinales)

$$\left\{ \begin{array}{l} S = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \quad S = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{En travée.} \\ S = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \quad S = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{En appui.} \end{array} \right.$$

✓ Les armatures de répartition (secondaires)

$$\left\{ \begin{array}{l} S = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \quad \text{soit : } 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{En travée.} \\ S = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \quad \text{soit : } 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{En appui.} \end{array} \right.$$

D. Calcul des armatures transversales

D'après le **BAEL91** (article A.5.2), il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales si :

$$✓ \quad \bar{\tau}_u = \frac{T_u}{b \cdot d} < 0,05 f_{c28};$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{14,94 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,114 < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

✓ Il n'y a pas de reprise de bétonnage.....vérifiée.

Conditions vérifiées donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

3. Vérification divers

A. Vérification à l'ELU

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{\min}$$

$$A_s^{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,569 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_s = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_s^{\min} = 1,569 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\text{Aux appuis : } A_s = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_s^{\min} = 1,569 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

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

$$\text{Tel que : } \tau_U = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_U$$

$$\tau_U = \frac{14,94 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.114 \text{ MPa} < \bar{\tau}_U = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

⇒ Pas de rupture par cisaillement

➤ **Vérification des armatures longitudinales en cisaillement**

(BAEL91 Article : A.5.1, 321)

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_s \geq \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(14,94 \times 10^{-3} - \frac{7,847 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13} \right) \times \frac{1.15}{400} = -1.49 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 \geq -1,49 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui**

D'après le BAEL91 / article 5. 13. 2 :

✓ **Influence sur béton**

On vérifie que :

$$T_U \leq 0,4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot a \cdot b \quad \text{Avec } a \approx 0,9 \cdot d = 0,9 \times 0.13 \quad a = 0,117 \text{ m}$$

$$T_U \leq 0,4 \cdot \frac{25 \cdot 10^3}{1,5} \cdot 0,117 \cdot 1 \Rightarrow 14,94 \text{ KN} \leq 780 \text{ KN} \quad \text{Vérifié}$$

✓ **Influence sur les armatures longitudinale**

$$A_l = A_{\text{Sup}} + A_{\text{Inf}} = 3,14 + 2,01 = 5,15 \text{ cm}^2$$

$$\text{On vérifie que : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \cdot T_{\max}^a = \frac{1.15}{400} \times 14,94 \cdot 10^{-3} = 0.8257 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 5,15 \text{ cm}^2 \geq 0.8257 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'adhérence des armatures tendues**

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 \cdot d \cdot \sum \mu_i} \times \frac{A_{St}}{A_s} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

$\sum \mu_i$: La somme des périmètres utiles des barres ou des paquets = $\pi \times n \times \phi$.

A_{St} : Section d'armature d'un paquet de barres.

A_s : Section totale d'armature.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence à l'ELU.

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence.

ψ_s : Coefficient de scellement des barres.

$\psi_s = 1$ pour les R.L $\psi_s = 1,5$ pour les H.A

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 \cdot d \cdot \sum \mu_i} \times \frac{A_{sl}}{A_s}, \quad \sum \mu_i = 4 \cdot \pi \cdot 0,8 = 10,048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{14,94 \cdot 10^{-3}}{0,9 \cdot 0,13 \cdot 0,10048} \times \frac{0,50}{3,14} = 0,202 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifier.}$$

➤ Longueur de scellement

$$l_s = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28}}$$

Avec :

l_s : Longueur de scellement.

ϕ : Diamètre de la barre.

f_e : Limite élastique des aciers.

ψ_s : Coefficient de scellement des barres.

$\psi_s = 1$ pour les R.L

$\psi_s = 1,5$ pour les H.A

f_{t28} : résistance caractéristique du béton à la traction.

$$l_s = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28}} = \frac{0,8}{4} \times \frac{400}{0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1} = 28,22 \text{ cm}$$

➤ Vérification de l'espacement des armatures

Les charges appliquées sont des charges réparties alors les armatures de la même nappe ne doivent pas dépasser les espacements suivants :

Armatures longitudinales : $S_t = 25 \leq \min(3 \times h ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée

Armatures secondaires : $S_t = 25 \leq \min(4 \times h ; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée

→ Ces conditions sont vérifiées dans les deux directions.

B. Vérification à l'ELS

$$M_t^{ser} = 4,23 \text{ KN.m} , T_{ser} = 10,78 \text{ KN}$$

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

➤ **Vérification à l'état limité d'ouverture des fissures**

Tous les éléments de l'escalier sont protégés, donc la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

➤ **Etat limite de compression de béton**

On a une fissuration peu nuisible, donc on doit vérifier la contrainte du béton comprimé

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Ser}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton à l'ELS.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible à l'ELS.

A: section d'armatures tendues;

M_{Ser} : Moment de flexion à l'ELS.

I : moment d'inertie donné par cette équation :

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A_s' \cdot (y - d')^2 + 15 \cdot A_s \cdot (d - y)^2 \quad Y : \text{racine de l'équation}$$

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

✓ **En travée :**

$$M_{ser}^t = 4,23 \text{ KN.m} ; A_s = 2,01 \text{ cm}^2 ; d = 13 \text{ cm} \text{ et } b = 100 \text{ cm } A' = 0.$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot 2,01 \cdot y - 15 \cdot 2,01 \cdot 13 = 0$$

$$\Rightarrow y = 2,51 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} \cdot (2,51)^3 + 15 \cdot 2,01 \cdot (13 - 2,51)^2$$

$$\Rightarrow I = 384481 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{Ser}^t}{I} \cdot y = \frac{4,237 \cdot 10^3}{384481 \cdot 10^{-8}} \cdot 0,025 = 2,76 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifier.}$$

✓ **En appuis :** $M_{ser}^a = 2,26 \text{ KN.m}$, $d' = 13 \text{ cm}$

Localisation	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Travées	4,237	3844,81	2.51	2,76	15	Vérifiée
Appuis	2,26	3844,81	2,51	2,76	15	

Tableau III.33 : Vérifications des contraintes

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{Ser}^a}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15MPa \rightarrow \text{Vérifier}$$

➤ **Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ **Vérification de l'état limite de déformation :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \dots\dots\dots(3)$$

0,0714 > 0,06251^{ère} condition vérifiée.

0.15 > 0.07482^{ème} condition vérifiée

0.0015 < 0.0063^{ème} condition vérifiée.

Les relations (1), (2) et (3) sont vérifiées ; le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

4. Schéma de ferrailage

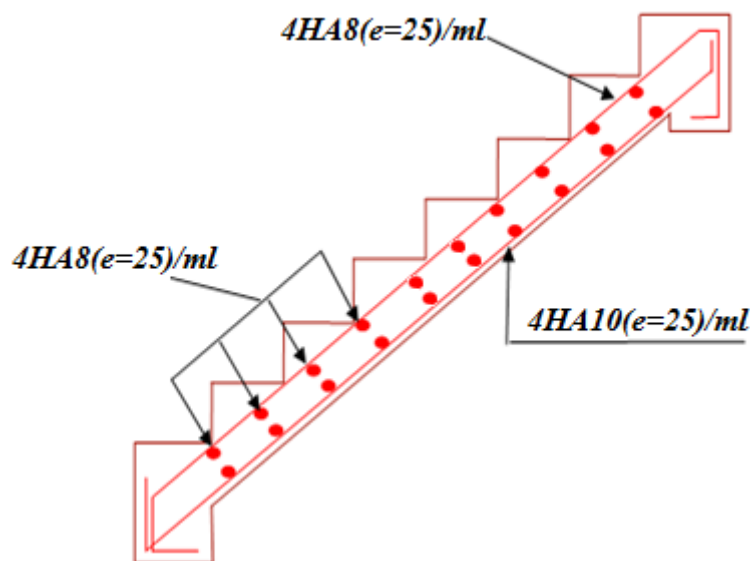


Figure III.32 : Schéma de ferrailage de l'escalier RDC 1^{er} volée.

III.3.2.2. 2^{ème} volé

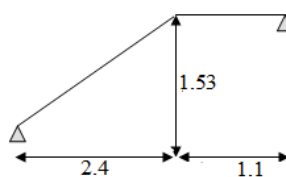


Figure III.33 : Schéma statique de l'escalier (type2).

1. Charge et surcharge

La volée : $\begin{cases} G_v = 7,648 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

Le palier : $\begin{cases} G_p = 4,89 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2.50 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

2. Calcul des sollicitations

A. Sollicitation à l'ELU

➤ **Combinaison de la charge**

- Paillasse : $q_{uv} = 1,35G_v + 1,5 Q_v = 1,35 \times (7,648) + 1,5 \times (2,5) \Rightarrow q_{uv} = 14,075 \text{ KN/ml}$

- Palier : $q_{up} = 1,35G_p + 1,5 Q_p = 1,35 \times (4,89) + 1,5 \times (2,5) \Rightarrow q_{up} = 10,35 \text{ KN/ml}$

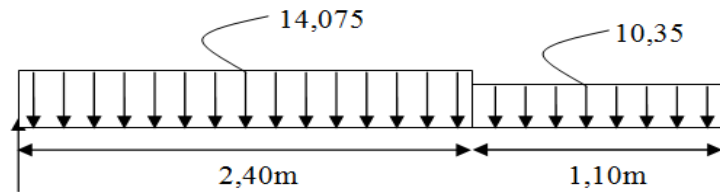


Figure III.34 : Schéma statique avec chargement.

➤ **Calcul des réactions d'appui**

La poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 14.075 \times 2.40 + 10.35 \times 1.10$$

$$\Leftrightarrow R_A + R_B = 45.16 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0 \Leftrightarrow (14,075 \times 2,4 \times \frac{2,40}{2}) + (10,35 \times 1,10)(\frac{1,10}{2} + 2,40) = R_B (2,40 + 1,10)$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{74,11}{3,50} = 21,17 \text{ KN}$$

$$R_A = 45,16 - R_B \Rightarrow R_A = 23,98 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des efforts interne**

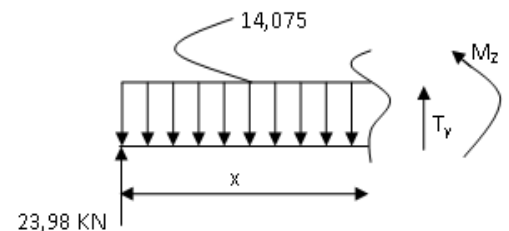
• $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$

$$M_z(x) = 23,98 \cdot x - 14,075 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M_z(x) = 23,98 \cdot x - 7,037 x^2$$

$$T_Y(x) = -23,98 + 14,075 \cdot x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}, T_Y = -23,98 \text{ KN} \\ x = 2.40 \Rightarrow M_z = 17.01 \text{ KN.m}, T_Y = 9,8 \text{ KN} \end{array} \right.$$

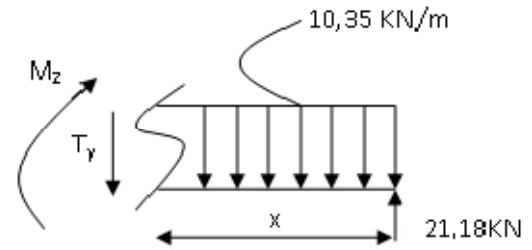


Le moment max à 'X₀' tel que :

$$T(x_0) = 0 \Rightarrow x_0 = 1.704 \text{ m}$$

$$M(1.704) = 20,43 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 20,43 \text{ KN.m}$$



• $0 \leq x \leq 1.10 \text{ m}$

$$\begin{cases} M_z(x) = 21,18 \cdot x - 5,175 \cdot x^2 \\ T_Y(x) = 10,35 \cdot x - 21,18 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} x=0 \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} , & T_Y = -21,18 \text{ KN} \\ x=1.10 \Rightarrow M_z = 17,036 \text{ KN.m} , & T_Y = -9,8 \text{ KN} \end{cases}$$

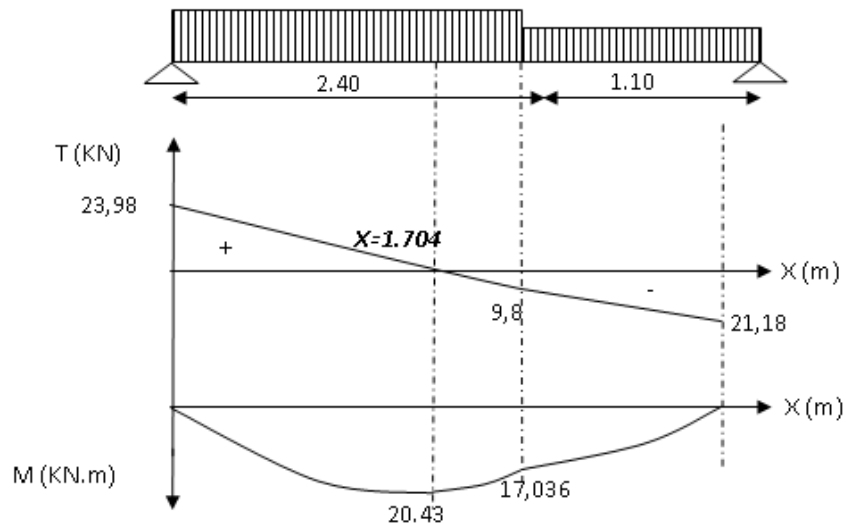


Figure III.35: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

En tenant compte du semi encastrement nous obtenons :

En appui..... $M_a = -0,5 \cdot M_{\max} \Rightarrow M_a = -0,5 \cdot 20,43 \Rightarrow M_a = -10,21 \text{ KN.m}$

En travée..... $M_t = 0,75 \cdot M_{\max} \Rightarrow M_t = 0,75 \cdot 20,43 \Rightarrow M_t = 15,32 \text{ KN.m}$

$T_{\max} = 23,98 \text{ KN}$.

B. Sollicitation à l'ELS

$q_{sv} = 10,148 \text{ KN/ml}$; $q_{sp} = 7,39 \text{ KN/ml}$.

Le calcul se fait de la même manière que l'ELU

$$R_A = 17,28 \text{ KN.m}; \quad R_B = 15,20 \text{ KN.m.}$$

$$M_0 = M_{\max} = 14,71 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^{ser} = 0,75 \times M_0 = 0,75 \times 14,71 = 11,03 \text{ KN.m.}$$

$$M_a^{ser} = 0,5 \times M_0 = 0,5 \times 14,71 = -7,35 \text{ KN.m.}$$

$$T_{\max} = 17,28 \text{ KN.}$$

3. Calcul de ferrailage

A. Calcul des armatures longitudinal

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre de largeur en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

Les caractéristiques géométriques de la section sont :

$$S = b \times e \quad \text{avec } (b = 100 \text{ cm}; e = 15 \text{ cm}) \quad \text{et} \quad d = 13 \text{ cm}$$

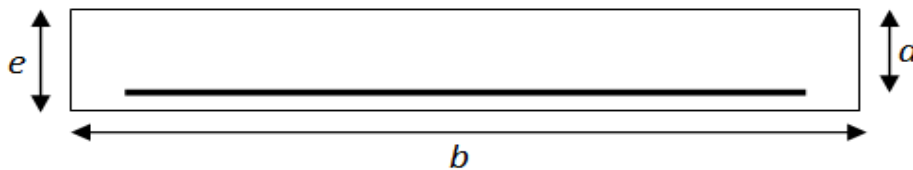


Figure III.36 : Section de calcul d'escalier.

➤ En travée

$$M_t = 15,33 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{19,45 \times 10^{-3}}{1 \cdot (0,13)^2 \cdot 14,2} = 0,064$$

$$\mu_{bu} = 0,064 < \mu_l = 0,392.$$

→ Pivot A et les armatures comprimées sont pas nécessaires ($A'_s = 0$).

$$\varepsilon_s = 10\% \quad \text{et} \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 0,082$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,125$$

La section d'armatures tendues vaut :

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot f_{st}} = \frac{15,33 \times 10^{-3}}{0,125 \times 348} = 3,5 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec $A_s = 3,5 \text{ cm}^2$, on adopte : (6HA10)/ml = $4,71 \text{ cm}^2$

➤ **En appuis**

$$M^a = -10,22 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{10,22 \times 10^{-3}}{1 \cdot (0.13)^2 \cdot 14.2} = 0.042$$

$$\mu_{bu} = 0.042 < \mu_l = 0.392.$$

$$\alpha = 0.054 \rightarrow Z = 0.127 \text{ m}$$

La section d'armatures tendues vaut : $A_s = \frac{10,22 \times 10^{-3}}{0.127 \times 348} = 2.31 \text{ cm}^2$

Donc on ferraille avec $A_s = 2,31 \text{ cm}^2$, on adopte : (6HA8)/ml = 3,02 cm^2

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
En travée	15,33	0.064	0.082	0.125	3,5	6Φ10 = 4.71
En appui	10,22	0.042	0.054	0.127	2.31	6Φ8 = 3.02

Tableau III. 34 : Calcul des armatures principales.

B. Calcul des armatures de répartition

Selon l'article **E. 8. 2. 41 du BAEL91** lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égale à $\frac{A}{4}$ alors :

$$A_r \geq A_s/4 \Rightarrow \text{En travée : } A_{rt} = 4.71/4 = 1.1775 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En appui : } A_{ra} = 3.02/4 = 0.755 \text{ cm}^2.$$

Pour des raisons de réalisation et de sécurité on adopte 4HA8 = 2,01 cm^2 (appuis et travée).

C. Calcul de l'espacement des barres

✓ Les armatures principales (longitudinales)

$$\left\{ \begin{array}{l} S = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm} \quad \text{soit : } 17 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{En travée.} \\ S = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm} \quad \text{soit : } 17 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{En appui.} \end{array} \right.$$

✓ Les armatures de répartition (secondaires)

$$\left\{ \begin{array}{l} S = \frac{100}{4} = 25.00 \text{ cm} \quad \text{soit : } 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{En travée.} \\ S = \frac{100}{4} = 25.00 \text{ cm} \quad \text{soit : } 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{En appui.} \end{array} \right.$$

D. Calcul des armatures transversales

D'après le **BAEL91** (article A.5.2), il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales si :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} < 0,05 f_{c28} \Leftrightarrow \tau_u = \frac{23,98 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,184 < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPA} \dots \text{vérifiée}$$

➤ Il n'y a pas de reprise de bétonnage.....vérifiée.

Conditions vérifiées donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

4. Vérification divers

A. Vérification à l'ELU

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{\min}$$

$$A_s^{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,569 \text{ cm}^2$$

✓ **En travée**

$$A_s = 4,71 \text{ cm}^2 \geq A_s^{\min} = 1,569 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifier}$$

✓ **En appuis**

$$A_s = 3,02 \text{ cm}^2 \geq A_s^{\min} = 1,569 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifier}$$

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\tau_U = \min \left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \leq \tau_U$$

$$\tau_u = \frac{23,98 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,184 \text{ MPa} < \tau_U = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

⇒ Pas de rupture par cisaillement

➤ **Vérification des armatures longitudinale au cisaillement**

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_s \geq \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(23,98 \times 10^{-3} - \frac{20,43 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,13} \right) \times \frac{1,15}{400} = -4,33 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s = 4,71 \text{ cm}^2 \geq -4,33 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

➤ **L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui**

D'après le BAEL91 / article 5. 13. 2 on a deux types :

✓ **L'influence sur le béton**

On vérifie que :

$$T_U \leq 0,4 \cdot \frac{f_{e28}}{\gamma_b} \cdot a \cdot b \quad \text{Avec } a \approx 0,9 \cdot d = 0,9 \times 0,13 \quad a = 0,117 \text{ m}$$

$$T_U \leq 0,4 \cdot \frac{25 \cdot 10^3}{1,5} \cdot 0,117 \cdot 1 \Rightarrow 23,98 \text{ KN} \leq 780 \text{ KN} \quad \text{Vérifié}$$

✓ **Influence sur les armatures longitudinale**

$$A_l = A_{Sup} + A_{Inf} = 4,71 + 3,02 = 7,73 \text{ cm}^2$$

On vérifie que : $A_l \geq \frac{\gamma_S}{f_e} \cdot T_{\max}^a = \frac{1,15}{400} \times 23,98 \cdot 10^{-3} = 0,689 \text{ cm}^2$

$$A_l = 7,73 \text{ cm}^2 \geq 0,689 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'adhérence des armatures tendue**

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 \cdot d \cdot \sum \mu_i} \times \frac{A_{SI}}{A_S} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_S \cdot f_{t28}$$

Avec :

$\sum \mu_i$: La somme des périmètres utiles des barres ou des paquets = $\pi \times n \times \phi$.

A_{SI} : Section d'armature d'un paquet de barres.

A_S : Section totale d'armature.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence à l'ELU.

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence.

ψ_S : Coefficient de scellement des barres.

$\psi_S = 1$ pour les R.L $\psi_S = 1,5$ pour les H.A

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 \cdot d \cdot \sum \mu_i} \times \frac{A_{SI}}{A_S}, \quad \sum \mu_i = 6 \cdot \pi \cdot 0,8 = 15,08 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{23,98 \cdot 10^{-3}}{0,9 \cdot 0,13 \cdot 0,1508} \times \frac{0,50}{3,02} = 0,225 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_S \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifier.}$$

➤ **Longueur de scellement**

$$l_S = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{0,6 \cdot \psi_S^2 \cdot f_{t28}}$$

Avec :

l_S : Longueur de scellement.

ϕ : Diamètre de la barre.

f_e : Limite élastique des aciers.

ψ_S : Coefficient de scellement des barres.

$\psi_s = 1$ pour les R.L

$\psi_s = 1,5$ pour les H.A

f_{t28} : résistance caractéristique du béton à la traction.

$$l_s = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28}} = \frac{0,8}{4} \times \frac{400}{0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1} = 28,22 \text{ cm}$$

➤ Vérification de l'espacement

Les charges appliquées sont des charges réparties alors les armatures de la même nappe ne doivent pas dépasser les espacements suivants :

Armatures longitudinales : $S_t = 17 \leq \min(3 \times h ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée

Armatures secondaires : $S_t = 25 \leq \min(4 \times h ; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée

→ Ces conditions sont vérifiées dans les deux directions.

B. Vérification à l'ELS

$M_t^{ser} = 11,03 \text{ KN.m}$, $T_{ser} = 17,28 \text{ KN}$

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

➤ Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures

Tous les éléments de l'escalier sont protégés, donc la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

➤ Etat limite de compression du béton

On a une fissuration peu nuisible, donc on doit vérifier la contrainte du béton comprimé

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Ser}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton à l'ELS.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible à l'ELS.

A: section d'armatures tendues;

M_{Ser} : Moment de flexion à l'ELS.

I : moment d'inertie donné par cette équation :

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A_s' \cdot (y - d')^2 + 15 \cdot A_s \cdot (d - y)^2 \quad Y : \text{racine de l'équation}$$

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

✓ **En travée** : $M_{ser}^t = 12,50 \text{ KN.m}$; $A_s = 4,71 \text{ cm}^2$; $d = 13 \text{ cm}$ et $b = 100 \text{ cm}$.

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot 3,02 \cdot y - 15 \cdot 3,02 \cdot 13 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3,00 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A_s \cdot (d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} \cdot (3,00)^3 + 15 \cdot 3,02 \cdot (13 - 3,00)^2$$

$$\Rightarrow I = 5429,97 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M'_{Ser}}{I} \cdot y = \frac{11,03 \cdot 10^3}{5429,976} \cdot 3,00 = 6,09 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifier.}$$

✓ **En appuis :** $M'_{ser} = 7,35 \text{ KN.m}$, $d' = 13 \text{ cm}$

$$\frac{b}{2} \cdot y'^2 + 15 \cdot A'_s \cdot y' - 15 \cdot A'_s \cdot d = 0 \Rightarrow y = 2,51 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \cdot y'^3 + 15 \cdot A'_s \cdot (d - y')^2 \Rightarrow I = 3844,8 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M^a_{Ser}}{I} \cdot y = \frac{7,35 \cdot 10^3}{3844} \cdot 2,51 = 4,71 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifier.}$$

➤ **Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

- $\frac{h}{l} = \frac{15}{350} = 0,042 > \frac{1}{16} = 0,0625$ Condition non vérifiée .
- $\frac{h}{l} = \frac{15}{350} = 0,042 < \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{12,5}{147,1} = 0,085$ Condition vérifiée
- $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2,4}{f_e} \Rightarrow \frac{4,71}{100 \times 13} = 0,0036 \leq 0,006$ Condition vérifiée .

Donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Sens	M _j (KN.m)	M _g (KN.m)	M _p (KN.m)	f _{ji} e-05 (m)	f _{gi} e-05 (m)	f _{gv} e-05 (m)	f _{pi} e-05 (m)	Δf _t e-05 (m)	f _{adm} (m)
Travée	2.70	5.50	8.206	1.41	2.88	2.88	0.718	0.057	0.48
Appui	2.70	5.50	8.20	1.41	2.96	2.96	8.7	0.0725	0.48

Tableau III.35 : Calcul de la flèche

Δf_t ≤ f_{adm} dans tout les cas étudié

D'après le tableau précédent, on voit bien que la flèche est vérifiée

5. Schéma de ferrailage

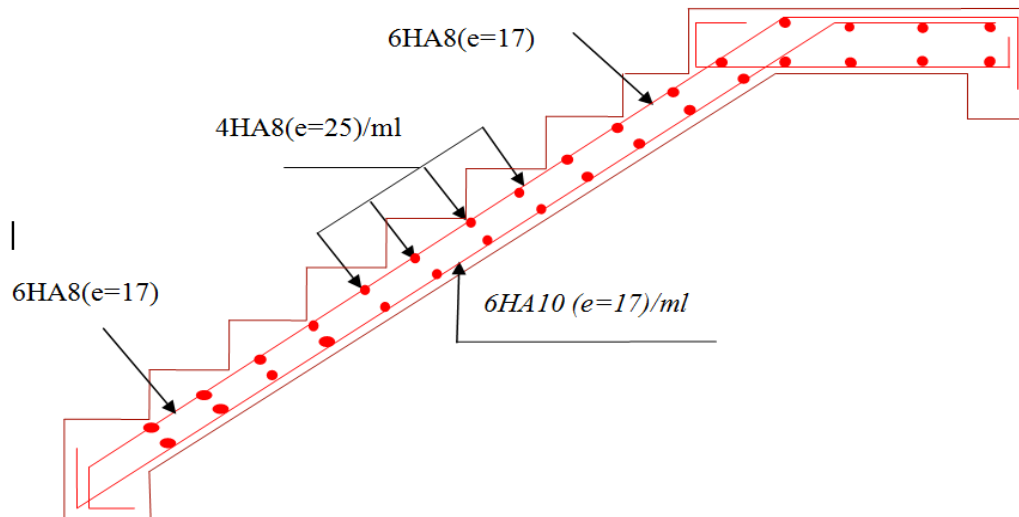


Figure III.37 : Schéma de ferrailage de l'escalier RDC 2^{ème} volée

III.3.2.3. 3^{ème} volé

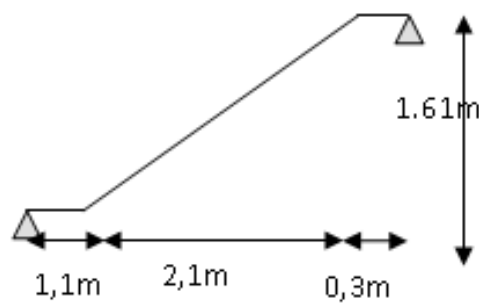


Figure III.38: Schéma statique de l'escalier (type2).

La volée : $\begin{cases} G_v = 7,924 \text{ KN} / m^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN} / m^2 \end{cases}$

Le palier : $\begin{cases} G_p = 4,89 \text{ KN} / m^2 \\ Q_p = 2.50 \text{ KN} / m^2 \end{cases}$

1. Calcul de sollicitation

A. Sollicitation à l'ELU

$q_{uv} = 14,44 \text{ KN/ml}; \quad q_{up} = 10,35 \text{ KN/ml}$

Le calcul se fait de la même manière que le type 1

$$R_A = 21,43 \text{ KN.m}; \quad R_B = 23.39 \text{ KN.m.}$$

$$M_0 = M_{\max} = 20,80 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 0.75 \times 20.8 = 15,60 \text{ KN.m.}$$

$$M_a = -0.5 \times M_0 = -0.5 \times 24.137 = -10,40 \text{ KN.m.}$$

$$T_{\max} = 23,39 \text{ KN.}$$

B. Sollicitation à l’ELS

$$q_{sv} = 10,42 \text{ KN/ml}; \quad q_{sp} = 7,39 \text{ KN/ml.}$$

Le calcul se fait de la même manière que le type 1

$$R_A = 15,39 \text{ KN.m}; \quad R_B = 16.84 \text{ KN.m.}$$

$$M_0 = M_{\max} = 14,98 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^{ser} = 0.75 \times M_0 = 0.75 \times 14,98 = 12,73 \text{ KN.m.}$$

$$M_a^{ser} = 0.5 \times M_0 = 0.5 \times 17.392 = -5,99 \text{ KN.m.}$$

$$T_{\max} = 22.7 \text{ KN.}$$

2. Calcul de ferrailage

Le ferrailage se fera pour une bande d’un mètre de largeur en flexion simple pour une sollicitation maximale à l’ELU.

Les caractéristiques géométriques de la section sont :

$$S = b \times e \quad \text{avec } (b = 100 \text{ cm}, e = 15 \text{ cm}) \quad \text{et} \quad d = 13 \text{ cm.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Désignation	Localisation	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)	Espacement (cm)
Les armatures longitudinales	En travée	3,57	6HA10 = 4.71	17
	En appui	2.35	6HA8 = 3.02	17
Les armatures de répartition	En travée	1,177	4HA8 = 2.01	25
	En appui	0,755	4HA8 = 2.01	25
Les armatures transversales	Ils ne sont pas nécessaires			

Tableau III. 36 : Calcul des armatures principales (type2).

3. Vérification

A. Vérification à l’ELU

L’ensemble des vérifications à l’ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Vérification	Localisation	Condition	Calcul	Observation
Condition de non fragilité	En travée	$A_s \geq A_s^{\min}$	$4.71 \geq 1.569$	Vérifié
	En appui		$3.02 \geq 1.569$	Vérifié
L’effort tranchant	/	$\tau_U \leq \bar{\tau}_U$	$0.179 \leq 3.33$	Vérifié

Les armatures longitudinales au cisaillement	/	$A_s \geq (T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$	$4.71 \geq -4.43$	Vérifié
L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui	Sur le béton	$T_u \leq 0.4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot a \cdot b$	$23.39 \leq 780$	Vérifié
	Sur les armatures longitudinales	$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \cdot T_{max}^a$	$7.73 \geq 0.672$	Vérifié
Vérification de l'adhérence des armatures tendues	/	$\tau_{Se} \leq \bar{\tau}_{Se}$	$0.219 \leq 3.15$	Vérifié
Vérification de l'espacement des armatures	Armatures longitudinales	$S_t \leq S_t \text{ min}$	$17 \leq 33$	Vérifié
	Armatures secondaires	$S_t \leq S_t \text{ min}$	$25 \leq 45$	Vérifié

Tableau III. 37 : Vérification à l'ELU (type2).

B. Vérification à l'ELS

La fissuration est peu nuisible, donc les vérifications à faire sont :

➤ **Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures**

Aucune vérification n'est à effectuer.

➤ **Etat limite de compression du béton**

On doit vérifier la contrainte du béton comprimé.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Ser}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	$M_{ser} (KN.m)$	$I (cm^4)$	$Y (cm)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$
Travées	12,73	5608	3.05	6.95	15
Appuis	5,99	3844,8	2,51	3,92	15

Tableau III.38 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

➤ **Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

- $\frac{h}{l} = \frac{15}{350} = 0.042 < \frac{1}{16} = 0.0625$ Condition non vérifiée .
- $\frac{h}{l} = \frac{15}{350} = 0,042 < \frac{Mt}{10M_0} = \frac{12,73}{149,8} = 0,084$ Condition vérifiée
- $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2,4}{f_e} \Rightarrow \frac{4.71}{100 \times 13} = 0.0036 \leq 0.006$ Condition vérifiée .

Donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant

Sens	M _j (KN.m)	M _g (KN.m)	M _p (KN.m)	f _{ji} e-04 (m)	f _{gi} e-04 (m)	f _{gv} e-04 (m)	f _{pi} e-04 (m)	Δf _i e-04 (m)	f _{adm} (m)
Armature longitudinal	2.06	4.36	6.45	1.35	1.35	1.35	2.05	0.014	0.42
	2.06	4.36	6.45	0.851	1.79	1.79	2.65	0.018	0.42
Armature de repartition	2.06	4.36	6.45	0.864	1.82	1.82	2.69	0.001	0.42
	2.06	4.36	6.45	0.864	1.82	1.82	2.69	0.001	0.42

Tableau III.39 : résultat de la flèche de l'escalier

Δf_i ≤ f_{adm} dans tout les cas étudié

D'après le tableau précédent, on voit bien que la flèche est vérifiée

III.3.3. Escalier d'entre sol 1 (volé 1)

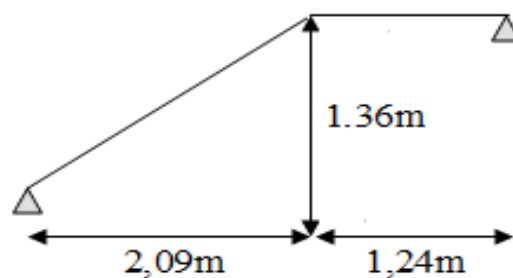


Figure III.39 : Schéma statique de l'escalier (type3).

La volée : $\begin{cases} G_v = 7,951 \text{ KN} / m^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN} / m^2 \end{cases}$

Le palier : $\begin{cases} G_p = 4,89 \text{ KN} / m^2 \\ Q_p = 2.50 \text{ KN} / m^2 \end{cases}$

III.3.3.1. Calcul des sollicitations**A. Sollicitation à l'ELU**

$$q_{uv} = 14,48 \text{ KN/ml}, \quad q_{up} = 10,35 \text{ KN/ml}$$

Le calcul se fait de la même manière que le type 1

$$R_A = 23,16 \text{ KN.m}; \quad R_B = 19,94 \text{ KN.m.}$$

$$M_0 = M_{\max} = 18,51 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0,75 \times M_0 = 0,75 \times 18,51 = 13,88 \text{ KN.m.}$$

$$M_a = 0,5 \times M_0 = 0,5 \times 18,51 = -9,25 \text{ KN.m.}$$

$$T_{\max} = 23,16 \text{ KN.}$$

B. Sollicitation à l'ELS

$$q_{sv} = 10,45 \text{ KN/ml.}; \quad q_{sp} = 7,39 \text{ KN/ml.}$$

Le calcul se fait de la même manière que le type 1

$$R_A = 16,34 \text{ KN.m}; \quad R_B = 19,03 \text{ KN.m.}$$

$$M_0 = M_{\max} = 17,36 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^{ser} = 0,75 \times M_0 = 0,75 \times 17,36 = 14,76 \text{ KN.m.}$$

$$M_a^{ser} = 0,5 \times M_0 = 0,5 \times 17,36 = -8,68 \text{ KN.m.}$$

$$T_{\max} = 25,75 \text{ KN.}$$

III.3.3.2. Calcul des ferrailages

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre de largeur en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU.

Les caractéristiques géométriques de la section sont :

$$S = b \times e \quad \text{avec } (b = 100 \text{ cm}; e = 15 \text{ cm}) \quad \text{et} \quad d = 13 \text{ cm.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Désignation	Localisation	$A_{calculée} (cm^2)$	$A_{adoptée} (cm^2)$	Espacement (cm)
Les armatures longitudinales	En travée	3,16	6HA10 = 4.71	17
	En appui	2.089	6HA8 = 3.02	17
Les armatures de répartition	En travée	1.25	4HA8 = 2.01	25
	En appui	0.75	4HA8 = 2.01	25
Les armatures transversales	Ils ne sont pas nécessaires			

Tableau III. 40 : Calcul des armatures principales (type3).

III.3.3.3. Vérification

A. Vérification à l'ELU

L'ensemble des vérifications à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Vérification	Localisation	Condition	Calcul	Observation
Condition de non fragilité	En travée	$A_s \geq A_s^{\min}$	$4.71 \geq 1.569$	Vérifié
	En appui		$3.02 \geq 1.569$	Vérifié
L'effort tranchant	/	$\tau_U \leq \overline{\tau_U}$	$0.17 \leq 3.33$	Vérifié
Les armatures longitudinales au cisaillement	/	$A_s \geq (T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$	$4.71 \geq -3.743$	Vérifié
L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui	Sur le béton	$T_U \leq 0,4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot a \cdot b$	$27.46 \leq 780$	Vérifié
	Sur les armatures longitudinales	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \cdot T_{\max}^a$	$7.73 \geq 0.0789$	Vérifié
Vérification de l'adhérence des armatures tendues	/	$\tau_{Se} \leq \overline{\tau_{Se}}$	$0.219 \leq 3,15$	Vérifié
Vérification de l'espacement des armatures	Armatures longitudinales	$S_t \leq S_t \min$	$17 \leq 33$	Vérifié
	Armatures secondaires	$S_t \leq S_t \min$	$25 \leq 45$	Vérifié

Tableau III. 41 : Vérification à l'ELU (type3).

B. Vérification à l'ELS

La fissuration est peu nuisible, donc les vérifications à faire sont :

➤ **Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures**

Aucune vérification n'est à effectuer.

➤ **Etat limite de compression du béton**

On doit vérifier la contrainte du béton comprimé.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	$M_{ser} (KN.m)$	$I (cm^4)$	$Y (cm)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\overline{\sigma}_{bc} (MPa)$
Travées	14,76	5608,7	3	8,05	15
Appuis	6,94	3844,8	2,5	4,54	15

Tableau III.42 : Vérification des contraintes de compression dans le béton (type3).

➤ **Etat limite de déformation**

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

- $\frac{h}{l} = \frac{15}{380} = 0.039 < \frac{1}{16} = 0.0625$ Condition non vérifiée .
- $\frac{h}{l} = \frac{15}{380} = 0,039 < \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{11,3}{138,5} = 0,081$ Condition vérifiée
- $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2,4}{f_e} \Rightarrow \frac{4.71}{100 \times 13} = 0.0036 \leq 0.006$ Condition vérifiée .

Donc le calcul de la flèche nécessaire.

Sens	M _j (KN.m)	M _g (KN.m)	M _p (KN.m)	f _{ji} e-04 (m)	f _{gi} e-04 (m)	f _{gv} e-04 (m)	f _{pi} e-04 (m)	Δf _i e-04 (m)	f _{adm} (m)
Armature longitudinal	2.047	4.341	6.388	0.814	1.72	1.72	2.55	0.0174	0.41
	2.04	4.34	6.38	0.835	1.77	1.77	2.60	0.0177	0.41
Armature de repartition	2.04	4.34	6.38	0.848	1.79	1.79	2.64	0.018	0.41
	2.04	4.34	6.38	0.848	1.79	1.79	2.64	0.018	0.41

Tableau III.43 : Vérification de la flèche

Δf_i ≤ f_{adm} dans tout les cas étudié

D'après le tableau précédent, on voit bien que la flèche est vérifiée

III.3.3.4. Schéma de ferrailage

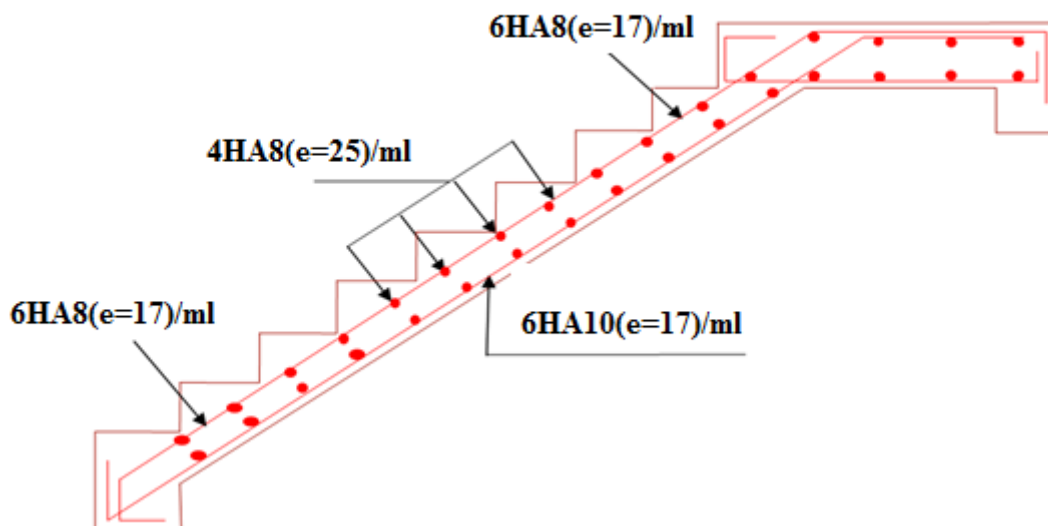


Figure III.40: ferrailage d'entre sol

III.3.4. Escalier d'entre sol 2

III.3.4.1. Volé 1

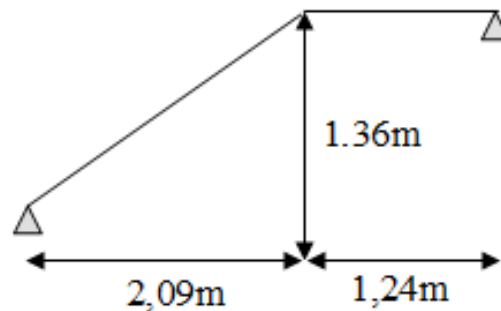


Figure III.41 : Schéma statique de l'escalier (type3).

$$\text{La volée : } \begin{cases} G_V = 7,951 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_V = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le palier : } \begin{cases} G_P = 4,89 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_P = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

1. Calcul des sollicitations

A. Sollicitation à l'ELU

$$q_{uv} = 14,48 \text{ KN/ml}, \quad q_{up} = 10,35 \text{ KN/ml}$$

Le calcul se fait de la même manière que le type 1

$$R_A = 23,16 \text{ KN.m}; \quad R_B = 19,94 \text{ KN.m.}$$

$$M_0 = M_{\max} = 18,51 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 0.75 \times 18,51 = 13,88 \text{ KN.m.}$$

$$M_a = 0.5 \times M_0 = 0.5 \times 18,51 = -9,25 \text{ KN.m.}$$

$$T_{\max} = 23,16 \text{ KN.}$$

B. Sollicitation à l'ELS

$$q_{sv} = 10,45 \text{ KN/ml.}; \quad q_{sp} = 7,39 \text{ KN/ml.}$$

Le calcul se fait de la même manière que le type 1

$$R_A = 16,69 \text{ KN.m}; \quad R_B = 14,31 \text{ KN.m.}$$

$$M_0 = M_{\max} = 13,33 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^{ser} = 0.75 \times M_0 = 0.75 \times 13,33 = 11,3 \text{ KN.m.}$$

$$M_a^{ser} = 0.5 \times M_0 = 0.5 \times 13,33 = -6,66 \text{ KN.m.}$$

$$T_{\max} = 16,69 \text{ KN.}$$

2. Calcul de ferrailage

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre de largeur en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU.

Les caractéristiques géométriques de la section sont :

$$S = b \times e \quad \text{avec } (b = 100 \text{ cm} ; e = 15 \text{ cm}) \quad \text{et} \quad d = 13 \text{ cm}.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Désignation	Localisation	$A_{calculée} (cm^2)$	$A_{adoptée} (cm^2)$	Espacement (cm)
Les armatures longitudinales	En travée	3,16	6HA10 = 4.71	17
	En appui	2.089	6HA8 = 3.02	17
Les armatures de répartition	En travée	1.25	4HA8 = 2.01	25
	En appui	0.75	4HA8 = 2.01	25
Les armatures transversales	Ils ne sont pas nécessaires			

Tableau III. 44 : Calcul des armatures principales (type3).

3. Vérification

A. Vérification à l'ELU

L'ensemble des vérifications à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

	Localisation	Condition	Calcul	Observation
Condition de non fragilité	En travée	$A_s \geq A_s^{min}$	$4.71 \geq 1.569$	Vérifié
	En appui		$3.02 \geq 1.569$	Vérifié
L'effort tranchant	/	$\tau_U \leq \bar{\tau}_U$	$0.17 \leq 3.33$	Vérifié
Les armatures longitudinales au cisaillement	/	$A_s \geq (T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$	$4.71 \geq -3.743$	Vérifié
L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui	Sur le béton	$T_U \leq 0,4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot a \cdot b$	$27.46 \leq 780$	Vérifié
	Sur les armatures longitudinales	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \cdot T_{max}^a$	$7.73 \geq 0.0789$	Vérifié
Vérification de l'adhérence des armatures tendues	/	$\tau_{Se} \leq \bar{\tau}_{Se}$	$0.219 \leq 3,15$	Vérifié
Vérification de l'espacement des armatures	Armatures longitudinales	$S_t \leq S_t \text{ min}$	$17 \leq 33$	Vérifié
	Armatures secondaires	$S_t \leq S_t \text{ min}$	$25 \leq 45$	Vérifié

Tableau III.45 : Vérification à l'ELU (type3).

B. Vérification à l'ELS

La fissuration est peu nuisible, donc les vérifications à faire sont :

➤ **Vérification de l'état limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification n'est à effectuer

➤ **Etat limite de compression du béton**

On doit vérifier la contrainte du béton comprimé.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	11,3	8175	3.7	5,17	15
Appuis	5,33	5400	3.00	2,96	15

Tableau III.46 : Vérification des contraintes de compression dans le béton (type3).

➤ **Etat limite de déformation**

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

- $\frac{h}{l} = \frac{15}{333} = 0,045 < \frac{1}{16} = 0,0625$ Condition non vérifiée .
- $\frac{h}{l} = \frac{15}{333} = 0,045 < \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{11,3}{138,5} = 0,081$ Condition vérifiée
- $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2,4}{f_e} \Rightarrow \frac{4,71}{100 \times 13} = 0,0036 \leq 0,006$ Condition vérifiée .

Donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Sens	M_j (KN.m)	M_g (KN.m)	M_p (KN.m)	f_{ji} e-04 (m)	f_{gi} e-04 (m)	f_{gv} e-04 (m)	f_{pi} e-04 (m)	Δf_i e-04 (m)	f_{adm} (m)
Armature longitudinal	2.06	4.36	6.43	0.829	1.75	1.75	2.64	0.018	0.42
	1.29	4.001	5.89	0.74	1.51	1.51	2.22	0.018	0.40
Armature de repartition	2.06	4.36	0.864	0.864	1.82	1.82	2.69	0.018	0.42
	2.06	4.36	6.43	0.882	1.86	1.86	2.74	0.018	0.42

Tableau III.47 : Vérification de la flèche

$\Delta f_i \leq f_{adm}$ dans tout les cas étudié

D'après le tableau précédent, on voit bien que la flèche est vérifiée

4. Schéma de ferrailage

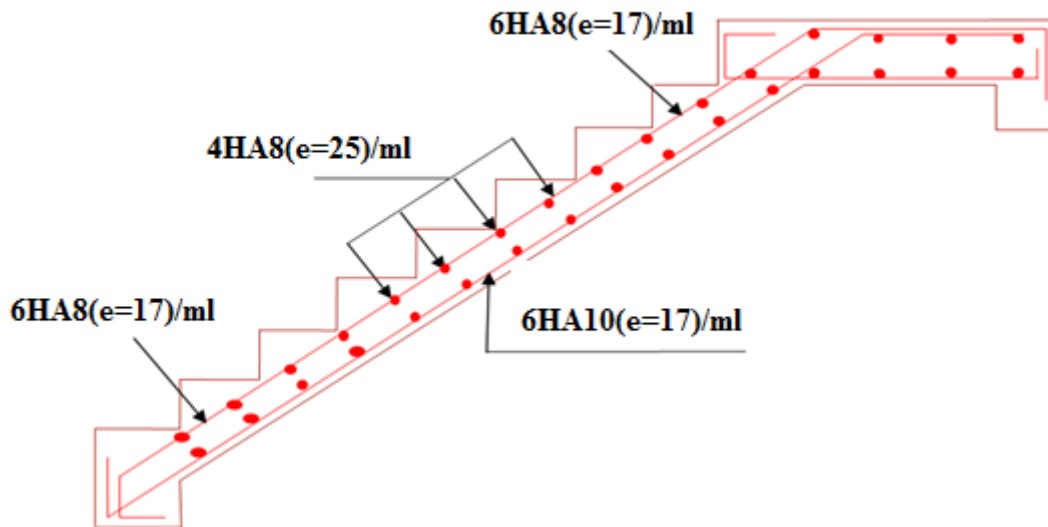


Figure III.42 : ferrailage de l'escalier d'entre sol 2

III.3.4.2. Volé 2

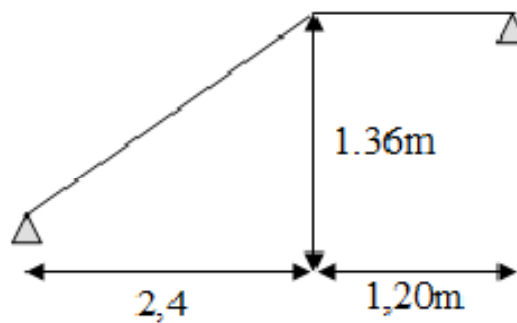


Figure III.43 : Schéma statique de l'escalier (type3).

La volée : $\begin{cases} G_v = 7,930 \text{ KN} / m^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN} / m^2 \end{cases}$

1

Le palier : $\begin{cases} G_p = 4,89 \text{ KN} / m^2 \\ Q_p = 2.5 \text{ KN} / m^2 \end{cases}$

1. Calcul des sollicitations

A. Sollicitation à l'ELU

$q_{uv} = 14,45 \text{ KN/ml}$, $q_{up} = 10,35 \text{ KN/ml}$

$$R_A = 25,19 \text{ KN.m}; \quad R_B = 21,91 \text{ KN.m.}$$

$$M_0 = M_{\max} = 21,96 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0,75 \times M_0 = 0,75 \times 21,96 = 16,47 \text{ KN.m.}$$

$$M_a = 0,5 \times M_0 = 0,5 \times 21,96 = -10,98 \text{ KN.m.}$$

$$T_{\max} = 25,19 \text{ KN.}$$

Le calcul se fait de la même manière que le type 1

B. Sollicitation à l'ELS

$$q_{sv} = 10,43 \text{ KN/ml.}; \quad q_{sp} = 7,39 \text{ KN/ml.}$$

Le calcul se fait de la même manière que le type 2

$$R_A = 18,16 \text{ KN.m}; \quad R_B = 15,73 \text{ KN.m.}$$

$$M_0 = M_{\max} = 15,82 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^{ser} = 0,75 \times M_0 = 0,75 \times 15,82 = 11,865 \text{ KN.m.}$$

$$M_a^{ser} = 0,5 \times M_0 = 0,5 \times 15,82 = -7,91 \text{ KN.m.}$$

$$T_{\max} = 21,29 \text{ KN.}$$

2. Calcul de ferrailage

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre de largeur en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU.

Les caractéristiques géométriques de la section sont :

$$S = b \times e \quad \text{avec } (b = 100 \text{ cm}; e = 15 \text{ cm}) \quad \text{et} \quad d = 13 \text{ cm.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Désignation	Localisation	$A_{\text{calculée}} (cm^2)$	$A_{\text{adoptée}} (cm^2)$	Espacement (cm)
Les armatures longitudinales	En travée	3,64	6HA10 = 4.71	17
	En appui	2.42	6HA8 = 3.02	17
Les armatures de répartition	En travée	1.1775	4HA8 = 2.01	25
	En appui	0.755	4HA8 = 2.01	25
Les armatures transversales	Ils ne sont pas nécessaires			

Tableau III.48 : Calcul des armatures principales (type3).

3. Vérification

A. Sollicitation à l'ELU

L'ensemble des vérifications à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Vérification	Localisation	Condition	Calcul	Observation
Condition de non fragilité	En travée	$A_s \geq A_s^{\min}$	$4.71 \geq 1.569$	Vérifié
	En appui		$3.02 \geq 1.569$	Vérifié
L'effort tranchant	/	$\tau_U \leq \overline{\tau_U}$	$0.193 \leq 3.33$	Vérifié
Les armatures longitudinales au cisaillement	/	$A_s \geq (T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$	$4.71 \geq 1.63$	Vérifié
L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui	Sur le béton	$T_U \leq 0,4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot a \cdot b$	$25,19 \leq 780$	Vérifié
	Sur les armatures longitudinales	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \cdot T_{\max}^a$	$7.73 \geq 0.0724$	Vérifié
Vérification de l'adhérence des armatures tendues	/	$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$	$2,36 \leq 3.15$	Vérifié
Vérification de l'espacement des armatures	Armatures longitudinales	$S_t \leq S_t \text{ min}$	$17 \leq 33$	Vérifié
	Armatures secondaires	$S_t \leq S_t \text{ min}$	$25 \leq 45$	Vérifié

Tableau III. 49 : Vérification à l'ELU (type3).

B. Sollicitation à l'ELS

La fissuration est peu nuisible, donc les vérifications à faire sont :

➤ **Vérification de l'état limite d'ouverture de fissures**

Aucune vérification n'est à effectuer.

➤ **Etat limite de compression du béton**

On doit vérifier la contrainte du béton comprimé.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Ser}}{I} \cdot y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	$M_{ser} (KN.m)$	$I (cm^4)$	$Y (cm)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\overline{\sigma}_{bc} (MPa)$
Travées	11,865	5158,30	2,92	7,96	15
Appuis	7,91	3645,62	2,44	4,49	15

Tableau III.50 : Vérification des contraintes de compression dans le béton (type3).

➤ **Etat limite de déformation**

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

- $\frac{h}{l} = \frac{15}{240} = 0.0625 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ Condition vérifiée .
- $\frac{h}{l} = \frac{15}{240} = 0.0625 < \frac{Mt}{10M_0} = \frac{11,165}{158,2} = 0,075$ Condition vérifiée
- $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2,4}{f_e} \Rightarrow \frac{4.71}{100 \times 13} = 0.0036 \leq 0.006$ Condition vérifiée .

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.3.4.3. Volé 3

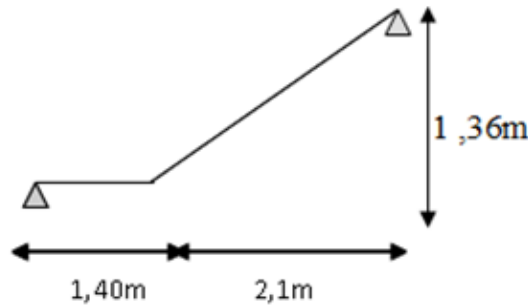


Figure III.44 : Schéma statique de l'escalier (type3).

La volée : $\begin{cases} G_v = 7,978 \text{ KN} / m^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN} / m^2 \end{cases}$

$q_{uv} = 14,52 \text{ KN/ml}; \quad q_{up} = 10,35 \text{ KN/ml}$

Le palier : $\begin{cases} G_p = 4,89 \text{ KN} / m^2 \\ Q_p = 2.50 \text{ KN} / m^2 \end{cases}$

1. Calcul des sollicitations

A. Sollicitation à l'ELU

Le calcul se fait de la même manière que le type 1

$R_A = 18,81 \text{ KN.m}; \quad R_B = 21,91 \text{ KN.m.}$

$M_0 = M_{\max} = 16,54 \text{ KN.m.}$

$M_t = 0.75 \times M_0 = 0.75 \times 16,54 = 12,4 \text{ KN.m.}$

$M_a = 0.5 \times M_0 = 0.5 \times 16,54 = -8,27 \text{ KN.m.}$

$T_{\max} = 21,91 \text{ KN.}$

B. Sollicitation à l'ELS

$q_{sv} = 10,47 \text{ KN/ml}; \quad q_{sp} = 7,39 \text{ KN/ml.}$

Le calcul se fait de la même manière que le type 2

$$R_A = 13,5 \text{ KN.m}; \quad R_B = 15,79 \text{ KN.m.}$$

$$M_0 = M_{\max} = 11,90 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^{ser} = 0.75 \times M_0 = 0.75 \times 11,90 = 8,925 \text{ KN.m.}$$

$$M_a^{ser} = 0.5 \times M_0 = 0.5 \times 11,90 = -5,95 \text{ KN.m.}$$

$$T_{\max} = 21,37 \text{ KN.}$$

2. Calcul de ferrailage

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre de largeur en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU.

Les caractéristiques géométriques de la section sont :

$$S = b \times e \quad \text{avec } (b = 100 \text{ cm}, e = 15 \text{ cm}) \quad \text{et} \quad d = 13 \text{ cm.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Désignation	Localisation	$A_{calculée} (cm^2)$	$A_{adoptée} (cm^2)$	Espacement (cm)
Les armatures longitudinales	En travée	2,96	6HA8 = 3,02	17
	En appui	1,98	4HA8 = 2,01	25
Les armatures de répartition	En travée	0.755	4HA8 = 2.01	25
	En appui	0.5	4HA8 = 2.01	25
Les armatures transversales	Elles ne sont pas nécessaires			

Tableau III. 51 : Calcul des armatures principales (type3).

3. Vérification divers

A. Sollicitation à l'ELU

L'ensemble des vérifications à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Vérification	Localisation	Condition	Calcul	Observation
Condition de non fragilité	En travée	$A_s \geq A_s^{\min}$	$3,02 \geq 1,449$	Vérifié
	En appui		$2,01 \geq 1,449$	Vérifié
L'effort tranchant	/	$\tau_U \leq \bar{\tau}_U$	$0,168 \leq 3,33$	Vérifié
Les armatures longitudinales au cisaillement	/	$A_s \geq (T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$	$3,02 \geq -3,68$	Vérifié
L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui	Sur le béton	$T_U \leq 0,4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot a \cdot b$	$21,91 \leq 780$	Vérifié
	Sur les armatures longitudinales	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \cdot T_{\max}^a$	$5,03 \geq 0,063$	Vérifié
Vérification de l'adhérence des armatures tendues	/	$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$	$0,206 \leq 3,15$	Vérifié

Vérification de l'espacement des armatures	Armatures longitudinales	$S_t \leq S_t \text{ min}$	$17 \leq 33$	Vérifié
	Armatures secondaires	$S_t \leq S_t \text{ min}$	$25 \leq 45$	Vérifié

Tableau III. 52 : Vérification à l'ELU (type3).

B. Sollicitation à l'ELS

La fissuration est peu nuisible, donc les vérifications à faire sont :

➤ **Vérification de l'état limite d'ouverture de fissures**

Aucune vérification n'est à effectuer.

➤ **Etat limite de compression du béton**

On doit vérifier la contrainte du béton comprimé.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	$M_{ser} \text{ (KN.m)}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	$Y \text{ (cm)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_{bc} \text{ (MPa)}$
Travées	8,925	4041,46	2,58	5,7	15
Appuis	5,95	2889,88	2,17	4,5	15

Tableau III.53: Vérification des contraintes de compression dans le béton.

➤ **Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

- $\frac{h}{l} = \frac{15}{350} = 0,043 < \frac{1}{16} = 0,0625$ Condition non vérifiée .
- $\frac{h}{l} = \frac{15}{350} = 0,043 < \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{8,925}{119} = 0,075$ Condition vérifiée Donc
- $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2,4}{f_e} \Rightarrow \frac{3,02}{100 \times 13} = 0,0023 \leq 0,006$ Condition vérifiée .

le calcul de la flèche est nécessaire.

Sens	M_j (KN.m)	M_g (KN.m)	M_p (KN.m)	$f_{ji} \text{ e-04}$ (m)	$f_{gi} \text{ e-04}$ (m)	$f_{gv} \text{ e-04}$ (m)	$f_{pi} \text{ e-04}$ (m)	$\Delta f_i \text{ e-04}$ (m)	f_{adm} (m)
Armature longitudinal	2.06	4.39	6.46	0.851	1.81	1.81	2.66	0.0181	0.42
	2.06	4.39	6.46	0.829	1.76	1.76	2.68	0.0185	0.42
Armature de repartition	2.06	4.39	6.46	0.829	1.76	1.76	2.68	0.0185	0.42
	2.06	4.39	6.46	0.829	1.76	1.76	2.68	0.0185	0.42

Tableau III.54 : Vérification de la flèche

$\Delta f_i \leq f_{adm}$ dans tout les cas étudié

D'après le tableau précédent, on voit bien que la flèche est vérifiée

III.4. Etude des poutres de chaînages

III.4.1. Définition

Les poutres de chaînage, à calculer dans notre projet, sont des poutres horizontales en béton armé qu'on peut distinguer en deux types :

- **Type I** : les poutres noyées dans les planchers qui servent pour supporter le poids des murs en doubles cloisons.
- **Type II** : les poutres qui servent d'appuis pour les escaliers.

III.4.2. Etude du chaînage type 1

III.4.2.1. Dimensionnement

Les dimensions des poutres de chaînage sont donnée par :

h : est égale à la hauteur du plancher = 20cm

b : est égale à la largeur du mur = 30cm

Selon le **RPA 99 (Art : 9.3.3)** :

$$h \geq 15 \text{ cm} \text{ et } b \geq \frac{2}{3} \times h$$

D'où : $h = 20 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

III.4.2.2. Calcul des sollicitations

Le chaînage est conçu pour reprendre, outre son poids propre, le poids des cloisons.

Poids propre de chaînage : $g = \gamma_b * b * h = 25 * 0.3 * 0.2 = 1.5 \text{ KN/m}$

Poids du mur = $2.85 * (3.06 - 0.2) = 8.15 \text{ KN/m}$

D'où : $q_u = 1.35 * (1.5 + 8.15)$

$q_s = 1.5 + 8.15$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_u = 13.03 \text{ KN/m} \\ q_s = 9.65 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_u = \frac{13.03 \times 3.95^2}{8} = 25.41 \text{ KN.m} \\ M_s = \frac{9.65 \times 3.95^2}{8} = 18.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée $M_u^t = 0.85 M_u \Rightarrow M_u^t = 21.6 \text{ KN.m}$

$M_s^t = 0.85 M_s \Rightarrow M_s^t = 15.99 \text{ N.m}$

En appuis $M_u^a = -0.5 M_u \Rightarrow M_u^a = -12.7 \text{ KN.m}$

$M_s^a = -0.5 M_{0s} \Rightarrow M_s^a = -9.41 \text{ KN.m}$

III.4.2.3. Calcul de ferrailage

$$d = 18\text{cm}$$

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A cal (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	$\frac{A_{cal}}{A_{min}}$
En travée	21.6	0.156	0.213	0.165	3.76	0.65	3HA14=4,62	vérifiée
Aux appuis	12,7	0.092	0.120	0.171	2.13	0.65	3HA12=3,39	

Tableau.III.55 : Ferrailage de la poutre de chaînage type I

III.4.2.4. Vérification

A. Vérification à l'ELU

➤ Armature transversale

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 0.57\text{mm}; \quad \phi_l = 6\text{mm}$$

$$\text{Soit : } A_t = 1\text{cadre}\phi 6 + \text{epingle}\phi 6 = 0.85\text{cm}^2$$

➤ Les espacements

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 16,2\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = 28,33\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0$$

Selon RPA2003 (Article 9.3.3), l'espacement est $S_t \leq \min(h; 25\text{cm}) = 20\text{cm}$.

On adopte $S_t = 15\text{cm}$.

➤ L'effort tranchant

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 25,73\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,459\text{MPa}.$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{F.P.N}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \dots \quad \text{C'est vérifié.}$$

B. Vérification à l'ELS

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton**

Localisations	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
Travées	15.99	11812,63	7,097	9,61	15	
Appuis	9.41	8747,63	6.039	6,49	15	Vérifiée

Tableau.III.56 : Vérification des contraintes dans le béton.

III.4.2.5. Schéma de ferrailage

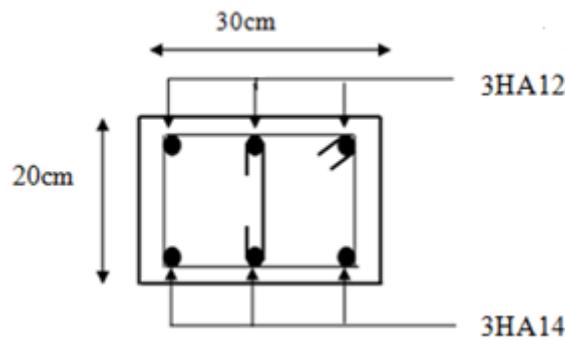


Figure III.45 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage type I.

III.4.3. Etude chaînage type 2

III.4.3.1. Dimensionnement

La portée maximale de la poutre de chaînage est : L_{max} = 3,03m

Selon la condition de la flèche

$$\frac{l_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{\max}}{10} \Rightarrow 20\text{cm} \leq h \leq 30,3\text{cm}$$

Soit : h = 30 cm ⇒ la section de la poutre à adopter est : b × h = 20 × 30 cm².

III.4.3.2. Etude à la flexion simple

A. Charge supportée par la poutre

Poids propre de chaînage : P_p = γ_b × b × h = 25 × 0,2 × 0,3 = 1,5 KN/m

Réaction de l'escalier :

$$\begin{cases} R_{v1} = 23,16\text{KN/ml} \dots\dots \text{ELU} \\ R_{v1} = 16,34\text{KN/ml} \dots\dots \text{ELS} \end{cases}$$

B. Combinaison de charge

$$P_u = 1.35 \times P_p + R = 1.35 \times 1,5 + 23,16 = 25.99 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P_p + R = 1,5 + 16,34 = 17,84 \text{ KN/ml}$$

III.4.3.3. Calcul des sollicitations

$$\Rightarrow \begin{cases} q_u = 25,99 \text{ KN/m} \\ q_s = 17,84 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_u = \frac{25,99 \times 3,03^2}{8} = 29,83 \text{ KN.m} \\ M_s = \frac{17,84 \times 3,03^2}{8} = 20,47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée $M'_u = 0.85M_u \Rightarrow M'_u = 25,35 \text{ KN.m}$

$M'_s = 0.85M_s \Rightarrow M'_s = 17,39 \text{ KN.m}$

En appuis $M^a_u = -0.5M_u \Rightarrow M^a_u = -14,92 \text{ KN.m}$

$M^a_s = -0.5M_s \Rightarrow M^a_s = -10,23 \text{ KN.m}$

III.4.3.4. Ferrailage

$d = 28 \text{ cm}$

Localisation	M (KN)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A adopté (cm ²)	$A_{cal} \geq A_{min}$
En travée	25,35	0,114	0,151	0,269	2,77	0,67	3HA12=3,39	vérifiée
Aux appuis	17,39	0,067	0,086	0,270	1,58	0,67	3HA10=2,36	

Tableau.III.57 : Ferrailage de la poutre de chaînage type II

III.4.3.5. Vérification

A. Vérification à l'ELU

➤ Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8,57 \text{ mm}; \quad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Soit : $A_t = 1 \text{ cadre } \phi 8 + \text{epingle } \phi 8 = 0.9 \text{ cm}^2$

➤ Les espacements

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 25,2 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = 42,5 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0$$

Selon RPA2003 (Article 9.3.3), l'espacement est $S_t \leq \min(l; 25 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$.

On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 39,37 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.703 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ F.P.N}$$

Cisaillement	Armatures longitudinales au cisaillement
$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm}$	$A \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e}$
0,703 < 3.33	5,75 > 1,13
Vérifiée	

Tableau.III. 58 : Vérification à l'ELU

B. Vérification à l'ELS

➤ **Etat limite d'ouverture de fissure**

L'état de fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

➤ **Vérification des contraintes de compression de béton**

Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
Travées	17,39	5581	7,769	4,69	15	Vérifiée
Appuis	10,23	4152	6,619	3,164	15	

Tableau.III.59 : Vérification des contraintes dans le béton.

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{303} = 0,099 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \dots\dots\dots 1^{\text{er}} \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} = 0,099 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{17,39}{10 \times 20,47} = 0,08 \dots\dots\dots 2^{\text{ème}} \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{5,75}{20 \times 28} = 0,0102 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots\dots\dots 3^{\text{ème}} \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

III.4.3.6. Schéma de ferrailage

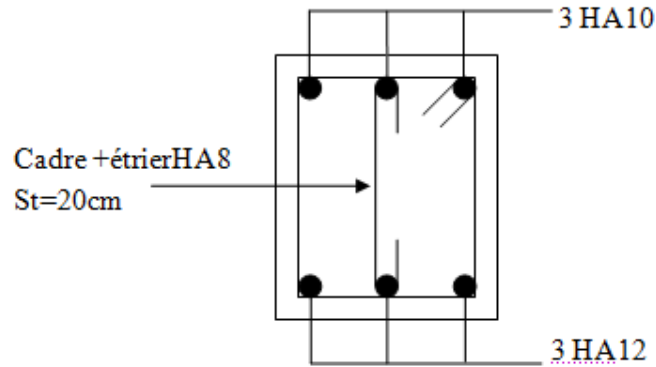


Figure III.46: Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage type II.

Chapitre IV

IV.1. Introduction :

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

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

L'objet de ce chapitre est l'étude des éléments secondaires à savoir : les planchers, l'acrotère et les escaliers ainsi que l'ascenseur.

IV.2. Choix de la méthode de calcul :**Méthodes utilisées : (D'après le RPA99/2003)**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Vu que le bâtiment étudié, satisfait les conditions de régularité en élévation et en plan, avec une hauteur inférieure à 65m (**zone .IIa**), donc on peut appliquer la méthode statique équivalente.

IV.2.1. METHODE STATIQUE EQUIVALENTE :**A. Principe de la méthode :**

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

B. Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de la zone. Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.
 - ✓ Groupe d'usage : groupe 02 à usage d'habitation.
 - ✓ Zone sismique : zone IIa.
 - ⇒ $A = 0,15$.
- D : facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période de la structure (T).
Tel que :

$$D = \begin{cases} 2,5 * \eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} . \\ 2,5 * \eta * \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases} \quad \text{RPA99 (formule 4-2)}$$

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site. **RPA99 (Tableau4.7)**

La structure à étudier est située dans un site meuble (S_3) d'après le rapport de sol

D'où : $T_1 = 0,15 \text{ sec}$.

$T_2 = 0,50 \text{ sec}$.

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 .$$

ξ : Pourcentage de l'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.

On a un contreventement mixte : $\xi = \frac{7 + 10}{2} = 8,5$.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8,5}} = 0,81 .$$

IV.2.2. Estimation de la période fondamentale de la structure :

La période fondamentale de la structure est donnée par :

$$T = \min \begin{cases} C_T * h_N^{\frac{3}{4}} \\ 0,09 * \frac{h_N}{\sqrt{D''}} \end{cases}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$h_N = 32,64 \text{ m}$

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

$C_T = 0,05$

D'' : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée :

$D''_x = 23,65 \text{ m}$.

$D''_y = 11,05 \text{ m}$.

Donc :

$$T = C_T * h_N^{\frac{3}{4}} = 0,05 * (32,64)^{\frac{3}{4}} = 0,68 \text{sec} .$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = 0,09 * \frac{32,64}{\sqrt{23,65}} = 0,60 \text{sec} . \\ T_y = 0,09 * \frac{32,64}{\sqrt{11,05}} = 0,88 \text{sec} . \end{array} \right. \Rightarrow T = T_x = 0,60 \text{s}$$

RPA99 (Tableau4.7)

On prend : $T_x = 0,60 \text{ sec}$.

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_{sx} = 1,3 * 0,6 = 0,79 \text{s} \\ T_{sy} = 1,3 * 0,68 = 0,884 \text{s} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_2 = 0,5 \text{sec} \\ T_x = 0,60 \text{sec} \end{array} \right. \Rightarrow T_2 < T < 3 \text{sec} .$$

$$\text{Donc : } D_{x,y} = 2,5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T_{x,y}} \right)^{\frac{2}{3}} = \left\{ \begin{array}{l} Dx = 0,5 * 0,81 * \left(\frac{0,5}{0,6} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,79 . \\ Dy = 0,5 * 0,81 * \left(\frac{0,5}{0,88} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,38 \end{array} \right.$$

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement. On a un contreventement mixte (portique -voile) ; donc $R = 5$.

Q : facteur de qualité, sa valeur est déterminée par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q "est satisfait ou non".

Critère	Q_x	Q_y
Conditions minimales sur les fils de contreventement	0	0
Redondance en plan	0,05	0,05
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de qualité de matériaux	0,05	0,05
Contrôle de qualité de d'exécution	0,1	0,1
Total	1,2	1,2

Tableau IV.1 : valeurs des pénalités Pq

$$Q_x = Q_y = 1,2$$

W : Poids propre de la structure, est égale à la somme des poids (W_i) calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i ; \text{ avec : } W_i = W_{Gi} + \beta * W_{Qi} \cdot W_{Gi} : \text{ Poids du aux charges permanentes et à celles}$$

d'équipement fixes éventuels.

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

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

$$\beta = \begin{cases} 0,2 & \text{pour les étages à usage d'habitation.} \\ 0,6 & \text{pour les étages à usage commercial.} \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveau	Surface (m ²)	W _G	W _Q	β	W _{i(KN)}
6	80,41	402,8541	120,615	0,2	426,9771
5	214,33	1073,7933	321,495	0,2	1330,2963
4	240,48	1204,8048	360,72	0,2	1505,9748
3	240,48	1204,8048	360,72	0,2	1469,1528
2	240,48	1204,8048	360,72	0,2	1469,1528
1	240,48	1204,8048	360,72	0,2	1469,1528
RDC	240,48	1204,8048	360,72	0,2	1469,1528
Sous sol 3	251,87	1261,8687	377,805	0,6	1488,5517
Sous sol 2	214,33	1073,7933	321,495	0,2	1174,9143
Sous sol 1	240,48	1204,8048	360,72	0,2	1276,9488
					13080,2742

Tableau IV.2 poids des éléments.

$$\text{Donc : } W = \sum_{i=1}^{10} W_i = 13080,2742 \text{ KN}$$

D'où la force sismique (V) est la suivante :

$$V_x = \frac{0,15 * 1,79 * 1,2}{5} * 13080,2742 = 842,89 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0,15 * 1,38 * 1,2}{5} * 13080,2742 = 649,82 \text{ KN}$$

IV.2.3. Méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le **RPA 99/version2003** pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par le spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{[D'après le RPA99/version2003]}$$

Pour notre étude le spectre de repense est donné par le logiciel (*spectre*).

Représentation graphique du spectre de réponse :

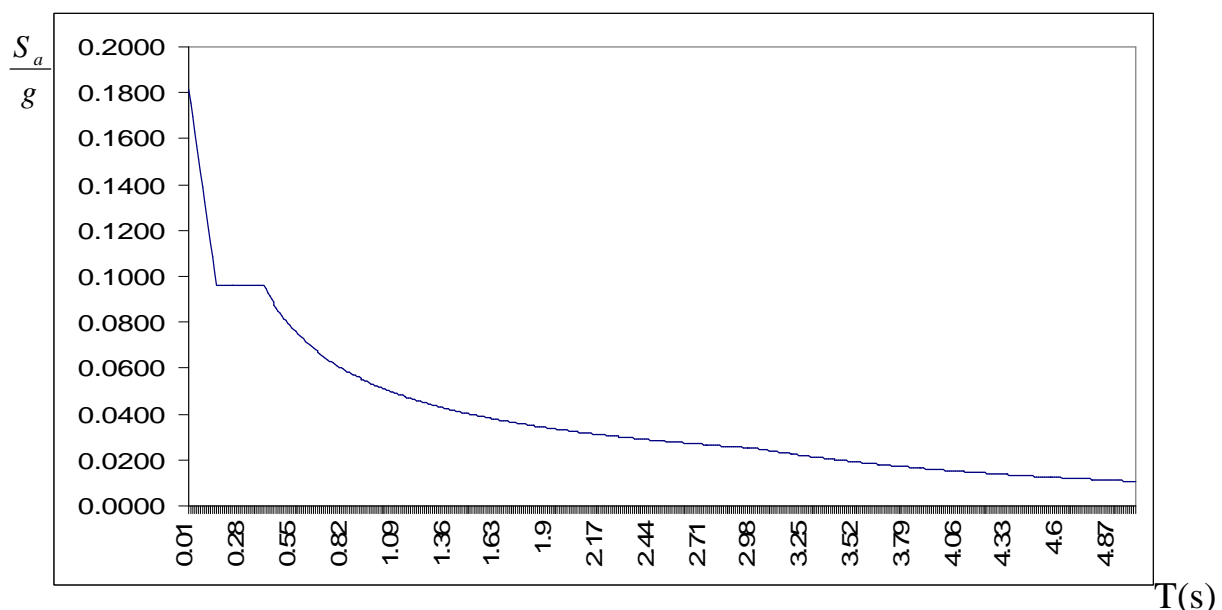


Figure IV.1 : Spectre de réponse utilisée

-En utilise dans notre étude le logiciel **SAP2000 version 14.2.2**

Ce logiciel permet l'analyse dynamique de la structure par simple introduction de certaines caractéristiques et données liées à la structure (géométrie, matériaux et chargement).

Une fois ces différents paramètres déterminés, on procède à la disposition des voiles de telle sorte à avoir un bon comportement de la structure, tout en vérifiant les différentes exigences du RPA99 Addenda 2003 (période de vibration, interaction, taux de participation massique, effet P- Δ , effort normal réduit)

IV.3. Disposition des voiles :

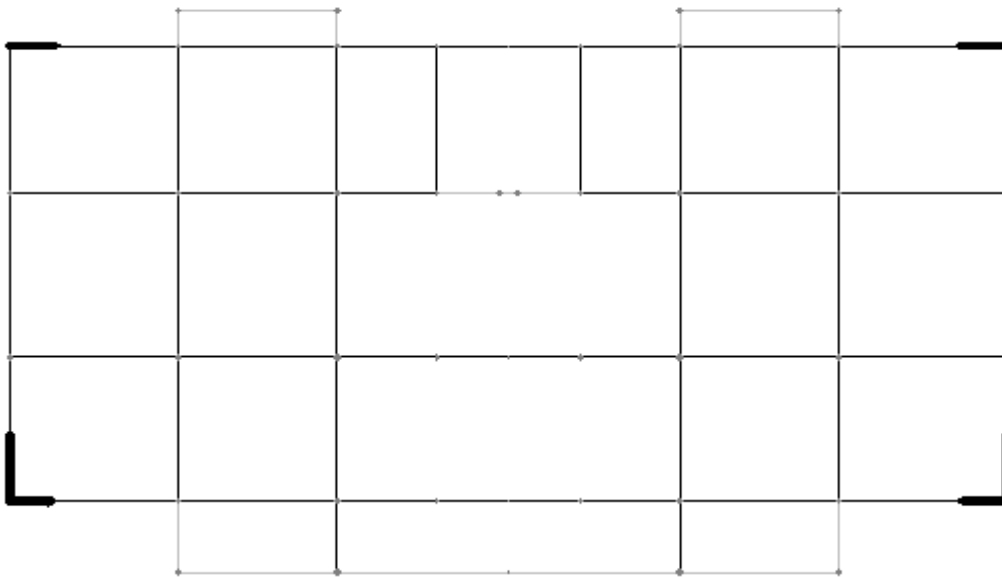


Figure IV.2 : Disposition des voiles.

Période de vibration et taux de participation des masses modales:

MODE	PERIODE	INDIVIDUAL MODE			CUMULATIVE SUM		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,645997	0,00043	0,7376	4,85E-06	0,00043	0,7376	4,854E-06
2	0,622253	0,77252	0,00038	6,26E-09	0,77295	0,73797	0,00000486
3	0,502997	0,0006	2,57E-08	7,92E-10	0,77355	0,73797	4,861E-06
4	0,198124	0,00021	0,11519	0,00018	0,77376	0,85317	0,00018
5	0,194961	0,09709	0,00025	3,5E-07	0,87085	0,85341	0,00018
6	0,149668	0,00051	3,98E-07	5,13E-09	0,87136	0,85341	0,00018
7	0,123096	1,28E-05	0,03938	0,00042	0,87137	0,89279	0,00061
8	0,114084	0,0557	7,63E-06	1,15E-07	0,92708	0,8928	0,00061
9	0,102827	0,0007	2,08E-09	5,11E-08	0,92778	0,8928	0,00061
10	0,093899	0,02236	3,51E-06	1,65E-07	0,95014	0,8928	0,00061
11	0,090505	8,9E-06	0,0295	0,00139	0,95015	0,9223	0,002
12	0,081832	1,86E-07	0,00029	0,422	0,95015	0,92259	0,424

Tableau IV.3 : Période de vibration et taux de participation des masses modales

Représentation des trois premiers modes de déformation :

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1 - T = 0.64600; f = 1.54799

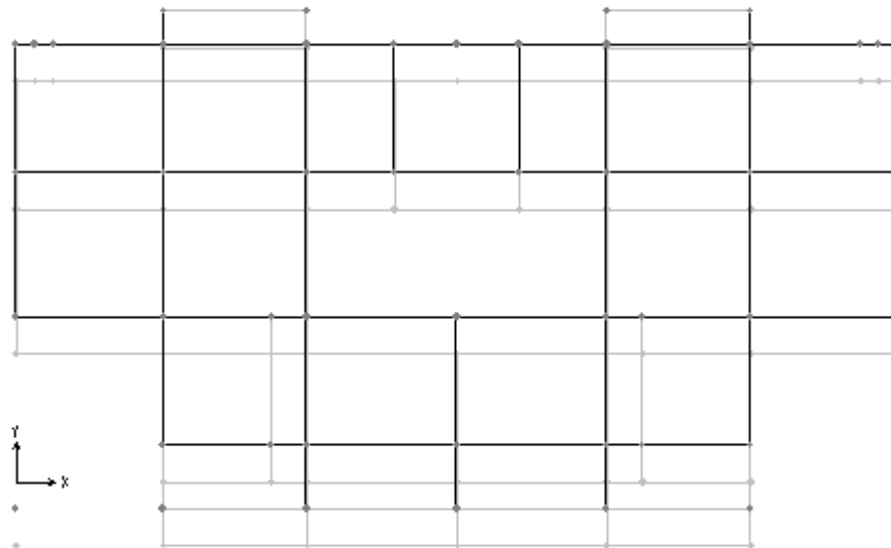


Figure IV.3. : 1^{er} mode de déformation ; (translation suivant y)

Deformed Shape (MODAL) - Mode 2 - T = 0.62225; f = 1.60706

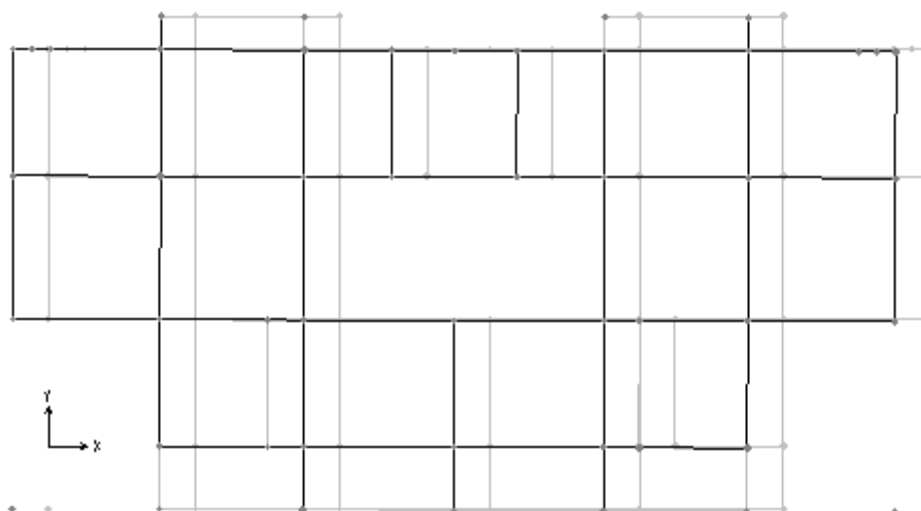


Figure IV.4. : 2^{eme} mode de déformation ;(translation suivant x)

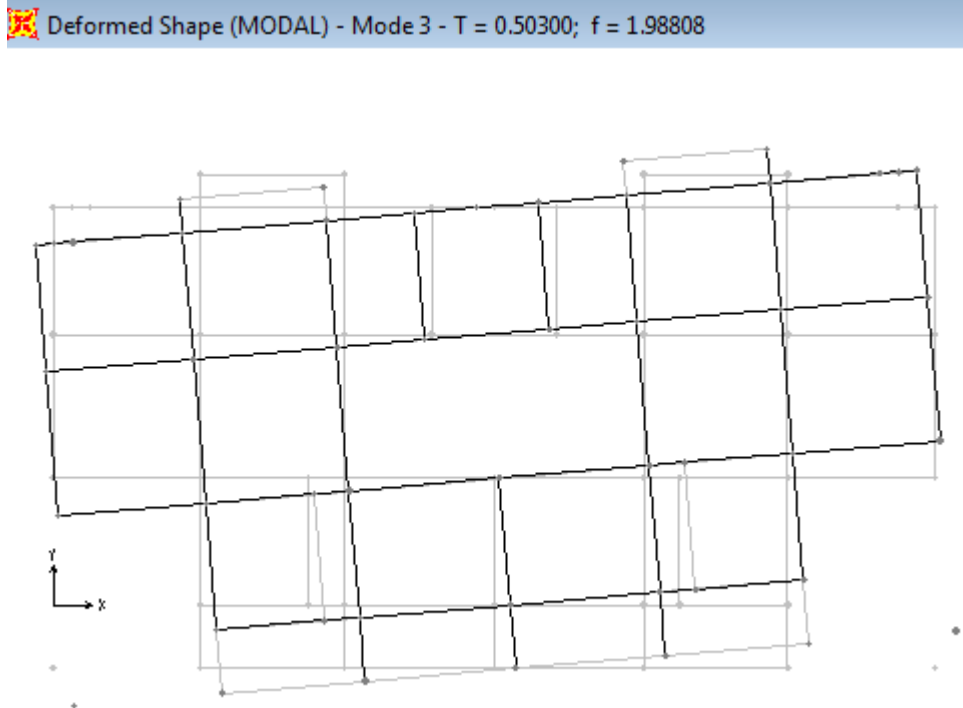


Figure IV.5 : 3^{eme} mode de déformation : (rotation par rapport à z)

Cette disposition permet d'éviter la torsion dans les deux premiers modes et répondre favorablement aux conditions du RPA, notamment la limite des 30% de la période statique qui est de 0,78 s.

Par ailleurs il est à remarquer que le taux de participation des masses au 11^{eme} mode dépasse les 90%.

IV.4. Vérification de l'interaction voiles-portiques :

IV.4.1. Sous charges verticales

NIVEAU	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE(%)	VOILE(%)
Entre.sol 1	22358,162	3715,618	85,74	14,25
Entre.sol 2	19795,44	3379,156	85,41	14,59
Entre.sol 3	17564,974	3022,381	85,31	14,69
RDC	12340,64	2385,45	83,80	16,20
Etage1	10190,64	1939,99	84,01	15,99
Etage2	8098,02	1535,84	84,06	15,94
Etage3	8098,02	1074,89	88,28	11,72
Etage4	4234,755	612,58	87,4	12,6
Etage5	4234,76	151,09	96,56	3,44

Tableau IV.4. : Charges vertical reprises par les voiles et portiques

Analyse des résultats :

L'interaction sous charges verticales est justifiée puisque les voiles de contreventement reprennent moins de 20% de sollicitations dues aux charges verticales et les portiques reprennent plus de 80%.

IV.4.2. Sous charges horizontales :

niveau	Sens x-x				Sens y-y			
	Portique (KN)	Voile (KN)	%portique	%voile	Portique (KN)	Voile (KN)	%portique	%voile
E.sol1	3953,93	4145,31	48,82	51,18	2696,63	4116,1	39,59	60,41
E.sol2	4673,176	5340,685	46,66	53,33	1099,91	1972,32	35,80	64,20
E.sol3	3955,914	4150,53	48,79	51,20	955,54	1056,03	47,50	52,49
R D C	3521,334	3908,781	47,39	52,60	758,19	860,58	46,83	53,16
1 ^{er} étage	1342,83	1550,32	46,41	53,58	765,38	784,07	49,39	50,60
2 ^{eme} étage	814,07	901,74	47,44	52,55	682,52	749,73	47,65	52,34
3 ^{eme} étage	735,07	877,65	45,57	54,42	782,52	963,93	44,81	55,19
4 ^{eme} étage	600,70	772,31	43,75	56,24	559,88	619,44	47,47	52,52
5 ^{eme} étage	433,51	538,64	44,59	55,40	364,99	411,59	46,99	53,01

Tableau IV.5 : charges vertical reprises par les voiles et portiques

Analyse des résultats :

L'interaction sous charges horizontale est justifiée puisque le taux de l'effort tranchant repris par les portiques est supérieur à 25% et celui repris par les voiles est inférieur à 75%.

IV.5. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 du **RPA 99/version2003**, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Forces sismiques	V _{statique} (KN)	0.8V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	Observation
Sens xx	842,89	674,31	1483,897	vérifiée
Sens yy	842,89	674,31	1384,05	vérifiée

Tableau IV.6 : Vérification de l'effort tranchant à la base

L'effort $V_{Dynamique} > 0,8V_{Statique}$, donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés.

IV.6. Vérification de l'effort normale réduit :

μ% Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$N = \frac{N_d}{B * f_{c28}} \leq 0,3 \quad (\text{art : 7.4.3.1})$$

Avec : N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton

Etage	Section (cm ²)	N _u (KN)	N _{rd} (KN)	Remarque
1 ^{er} , 2 ^{eme} et 3 ^{eme} sous sol	0.55*0.50	1709.509	0.249	vérifiée
RDC+1 ^{er} étage	0.50*0.45	1212.94	0.216	vérifiée
2 ^{eme} +3 ^{eme} étage	0.45*0.4	867.21	0.193	vérifiée
4 ^{eme} +5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	0.4*0.35	483.02	0.138	vérifiée

Tableau IV.7: vérification de l'effort normale réduit.

IV.7. Justification vis-à-vis de déplacement : [D'après le RPA99/version2003]

Le déplacement horizontale à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R * \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Art : 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R = 5)

Le déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{(k-1)} \quad (\text{Art.4.4.3})$$

Niveau	R	H	Sens x-x					Sens y-y				
			δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	$\delta_{(k-1)}$ (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	$\delta_{(k-1)}$ (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
E. sol 1	5	4,08	0,09	0,45	0	0,45	11,0294	0,07	0,35	0	0,35	8,5784314
E. sol 2	5	3,06	0,21	1,05	0,45	0,6	19,6078	0,176	0,88	0,35	0,53	17,320261
E. sol 3	5	3,06	0,365	1,825	1,05	0,775	25,3268	0,32	1,6	0,88	0,72	23,529412
R D C	5	4,08	0,601	3,005	1,825	1,18	28,9216	0,54	2,7	1,6	1,1	26,960784
1 ^{er} étage	5	3,06	0,73	3,65	3,005	0,645	21,0784	0,68	3,4	2,7	0,7	22,875817
2 ^{eme} étage	5	3,06	0,84	4,2	3,65	0,55	17,9739	0,825	4,125	3,4	0,725	23,69281
3 ^{eme} étage	5	3,06	0,93	4,65	4,2	0,45	14,7059	0,95	4,75	4,125	0,625	20,424837
4 ^{eme} étage	5	3,06	1,039	5,195	4,65	0,545	17,8105	1,08	5,4	4,75	0,65	21,24183
5 ^{eme} étage	5	3,06	1,11	5,55	5,195	0,355	11,6013	1,177	5,885	5,4	0,485	15,849673
6 ^{eme} étage	5	3,06	1,148	5,74	5,55	0,19	6,20915	1,257	6,285	5,885	0,4	13,071895

Tableau IV.8: Vérifications des déplacements

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré (Art 5.10 RPA99).

Commentaire : les résultats des deux tableaux montrent que les déplacements relatifs entre étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage.

IV.8. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :(RPA99/version2003)

L'effet du 2^o ordre ou effet (P- Δ) peut être négligé dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0,10.$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau (k).

V_k : effort tranchant d'étage au niveau (k).

h_k : hauteur de l'étage (k).

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

Niveau:	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens xx			Sens yy		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
E.S1	408,0	22291,7	0,45	1402,56	0,018	0,35	1148,31	0,017
E.S2	306,0	19679,5	0,6	1560,66	0,025	0,53	1372,22	0,025
E.S3	306,0	17367,5	0,775	1394,26	0,032	0,72	1311,57	0,031
RDC	408,0	14726,1	1,18	1277,23	0,033	1,1	1218,78	0,033
1	306,0	12130,6	0,645	1593,14	0,016	0,7	1355,45	0,020
2	306,0	9633,9	0,55	930,81	0,019	0,725	932,25	0,024
3	306,0	9172,9	0,45	849,72	0,016	0,625	846,46	0,022
4	306,0	3622,2	0,545	173,02	0,037	0,65	179,31	0,043
5	306,0	4385,9	0,355	472,15	0,011	0,485	476,58	0,015
6	306,0	537,0	0,19	123,29	0,003	0,4	206,56	0,003

Tableau IV.9 : Vérification a l'effet P- Δ

Commentaire : On voit bien que la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets du 2° ordre peuvent être négligés.

Conclusion :

La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel sap2000, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Chapitre V

V. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens, leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible, les armatures sont déterminés suivant les couples de sollicitations suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0,8G + E \\ 0,8G - E \end{array} \right. \quad \text{RPA99 (Article 5.2)}$$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

$$N_{max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$N_{min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$$

➤ Les recommandations du RPA 99/2003

Les armatures longitudinales :

RPA99 (Article 7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone II).

Le pourcentage maximal est de : 4 % en zones courantes.

6 % en zones de recouvrement.

Le diamètre minimal est de 12mm.

La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ (zone II).

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le RPA

Niveau	Section (cm ²)	A_{min} (RPA)	A_{max} (cm ²) zone courante	A_{max} (cm ²) zone de recouvrement
Entre sol 1	55×50	22	110	165
Entre sol 2 et 3	55×50	22	110	165
RDC	50×45	18	90	135
Etage 2 et 3	45×40	14.4	72	108
Etage 4 et 5 et 6	45×35	11.2	56	84

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux

V.1. Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Sap2000 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$	
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
Entre sol 1, 2 et 3	3394.429	226.5398	793.6477	1895.976	710.86	0.7191
RDC+ etage1	1830.801	130.8949	437.1523	493.97	11.986	123.8276
Etage 2et3	1053.193	184.0696	359.9138	46.463	31.9488	2.464
Etage 4et 5et6	501.498	51.9552	226.7826	32.141	1.758	207.0927

Tableau V.2. Sollicitations dans les poteaux

V.2. Ferrailage des poteaux

V.2.1. Armatures longitudinales :

Les poteaux sont ferrailés par le maximum obtenu, après comparaison entre les ferrailages donnés par le RPA en zone IIa, celui donné par le logiciel SOCOTEC et celui du SAP2000.

Les résultats des ferrailages adoptés pour les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm ²)	A_{min} (RPA)	A_{cal} (saction) (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Entresol 1	55×50	22	7.11	4HA20+8HA16=28,64
Entre sol 2et 3	55×50	22	7.11	4HA20+8HA16=28,64
RDC	50×45	18	5.12	10HA16=20,10
Etage 1	50×45	18	5.12	10HA16=20,10
Etage 2 et 3	45×40	14.4	3.90	8HA16=16.08
Etage 4et 5 et 6	40×35	11.2	2	8HA14=12.32

Tableau V.3. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

V.2.2. Les armatures transversales RPA99 (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_l \times f_e}$$

Où : V_u : effort tranchant de calcul.

h_l : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

- $t \leq \min(10 \times \phi_l, 15\text{cm})$ (zone nodale).
- $t \leq 15 \times \phi_l$ (zone courante). (ϕ_l Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau).

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

- $\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$.
- $\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$; (λ_g élancement géométrique).

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

- 0.3% si $\lambda_g \geq 5$
- 0.8% si $\lambda_g < 3$
- Interpoler entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10ϕ .

0	E.sol 1	E.sol 2+3	RDC	Etage 1	Etage 2+3	Etage 4	Etage 5	Etage 6
Section (cm ²)	55×50	55×50	50×45	50×45	45×40	40×35	40×35	40×35
ϕ_t^{\min} (cm)	2	2	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6
l_0 (cm)	408	306	408	306	306	306	306	306
l_f (cm)	285.6	214.6	285.6	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g	5.712	4.284	6.346	4.760	5.355	6.12	6.12	6.12
Vu (KN)	278.15	278.15	128.52	128.52	90.95	78,60	78,6	78,60
l_r (cm)	80	80	64	64	64	56	56	56
$S_t 1$ (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10
$S_t 2$ (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15
A_t (cm ²)	0,63	1,27	0,29	0,39	0,27	0,24	0,24	0,24
A_t^{\min}	2.25	2.25	2.02	2.02	1.8	1.57	1.57	1.57
N de barre	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10

Tableau V.4. Armature transversales

V.3. Vérifications

A. Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du **R.D.C**, avec une longueur de $l_0 = 3.06\text{m}$ et un effort normal de 333.04KN

$$N_u^{\max} = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots si \quad \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots si \quad \lambda > 50 \end{cases}$$

Exemple illustratif

$$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 2.856m \quad (\text{Longueur de flambement}).$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.5 \times 0.55^3}{12} = 0.0126 m^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{0.0126}{0.55 \times 0.5}} \Rightarrow i = 0.2m \quad (\text{Rayon de giration}).$$

$$D'où : \lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2,856}{0.2} \Rightarrow \lambda = 18.07 \Rightarrow \alpha = 0.806$$

$$Br = (a - 0.03) * (b - 0.03)$$

$$Br = 0.244m^2 \quad (\text{Section réduite}).$$

$$\text{Donc : } N_u = 0.806 \times \left(\frac{0.244 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 28,64 \times \frac{400}{1.15} \right) = 8046,87 KN$$

On a $N_u^{max} < N_u$ condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	l_0 (m)	l_f (m)	i (m)	Λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m ²)	N_u^{max} (KN)	N_u (KN)
Entre sol 1	4.08	2.856	0.15	18.075	0.806	28,64	0.24	3394,43	8046,87
Entre sol2 et 3	3.06	2.142	0.15	13.556	0.825	28,64	0.24	3394,43	8229,20
RDC	4.08	2.856	0.14	19.833	0.798	20,10	0.19	1830,80	5590,56
Etage 1	3.06	2.142	0.14	14.852	0.820	20,10	0.14	1830,80	5742,16
Etage 2 et 3	3.06	2.142	0.12	16.604	0.813	16.08	0.12	1053,19	4554,56
Etage 4 et 5 et 6	3.06	2.142	0.11	18.662	0.804	12.32	0.15	501,49	3451,14

Tableau V.5. justification de l'effort normal réduit.

On voit bien que $N_{max} < N_u$ pour tous les niveaux, donc il n'y pas de risque de flambement

B. Vérification des contraintes de compression :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} ;$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d-v)^2 + 15 \times A' \times (v-d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ;$$

et $v' = h - v ; d = 0.9 \times h$

On a :

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d-v)^2$$

$$\text{et } v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

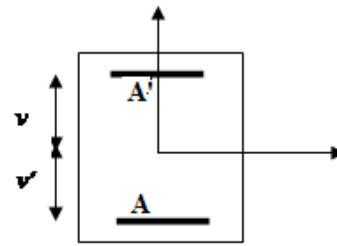


Figure V.1 : Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	d (cm)	A(cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{gg} (cm ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KNm)	σ _{bc} (MPa)	Obser
Entre sol 1	49.5	28,64	30.15	24.84	0.0201	164.91	10.262	3.271	Vérifiée
Entre sol 2	49.5	28,64	30.15	24.84	0.0121	164.91	10.262	3.271	Vérifiée
Entre sol 3	49.5	28,64	30.15	24.84	0.0121	164.91	10.262	3.271	Vérifiée
RDC	45	20,10	27.17	22.82	0.0135	877.68	23.569	1.448	Vérifiée
Etage 1	45	20,10	27.17	22.82	0.0135	877.68	23.569	1.448	Vérifiée
Etage 2	40.5	16.08	24.62	20.37	0.0091	626.06	38.413	1.733	Vérifiée
Etage 3	40.5	16.08	24.62	20.37	0.0091	626.06	38.413	1.733	Vérifiée
Etage 4	36	12.32	21.86	18.13	0.0056	348.93	35.105	1.717	Vérifiée
Etage 5	36	12.32	21.86	18.13	0.0056	348.93	35.105	1.717	Vérifiée
Etage 6	36	12.32	21.86	18.13	0.0056	348.93	35.105	1.717	Vérifiée

Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton

On voit bien que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée

C. Vérification aux des sollicitations tangentes

Selon *le RPA99addenda2003 (Article 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 :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad (\text{La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique}).$$

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	Section	l_f (m)	λ_g	ρ_d	d(cm)	Vu(KN) SAP	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)
Entre sol 1	55×50	2.856	5.712	0.075	49.5	145.2473	0.58	1.875
Entre sol2 et 3	55×50	2.142	4.284	0.04	49.5	145.2473	0.58	1
RDC	50×45	2.856	6.346	0.075	45	184.525	0.91	1.875
Etage 1	50×45	2.142	4.760	0.04	45	184.525	0.91	1
Etage 2 et 3	45×40	2.142	5.355	0.075	40.5	159.084	0.98	1.875
Etage 4 et 5 et 6	40×35	2.142	6.12	0.075	36	112.338	0.89	1

Tableau V.7: Vérification des sollicitations tangentes

Du tableau ci-dessus on déduit que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

D. Dispositions constructives

▪ Longueur des crochets

$$L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 25mm \rightarrow L_r = 40 \times 2.5 = 100cm.$$

$$\text{On adopte : } L_r = 100cm.$$

$$\phi = 20mm \rightarrow L_r = 40 \times 2.0$$

$$\text{On adopte : } L_r = 85cm.$$

$$\phi = 16mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.6$$

$$\text{On adopte : } L_r = 70cm.$$

$$\phi = 14mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.4$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60cm.$$

- **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement. Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA). La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante.

Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60cm\right)$$

$$L' = 2h$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.

Entre sol1: $h' = 68cm$

Entre sol 2 et 3 : $h' = 60c$

RDC : $h' = 68cm$

1^{ere} ; 2^{eme} , 3^{eme} ; 4^{eme} et 5^{eme} et 6^{eme} étage

: $h' = 60cm$

Nous montrons sur les figures suivantes les différents schémas de ferrailage adoptés pour les différents poteaux

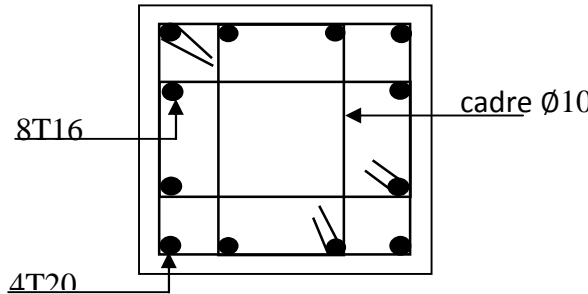
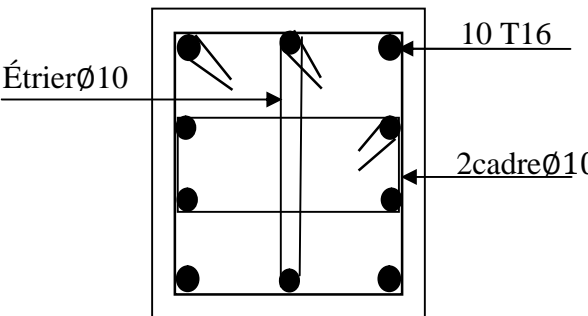
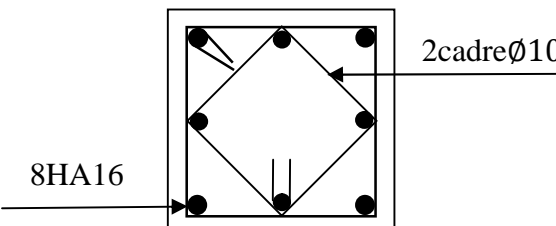
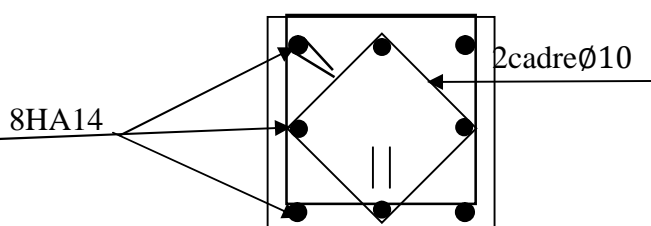
Niveaux	Les schémas de ferrillages
<p>Entre sol 1.2.3 (55×50)</p>	 <p>8T16</p> <p>4T20</p> <p>cadre Ø10</p>
<p>RDC, Etage 1 (50×45)</p>	 <p>Étrier Ø10</p> <p>10 T16</p> <p>2cadre Ø10</p>
<p>Etage 2.3 (45×40)</p>	 <p>8HA16</p> <p>2cadre Ø10</p>
<p>Etage 4.5. 6 (40×35)</p>	 <p>8HA14</p> <p>2cadre Ø10</p>

Tableau V.8. Les différents schémas de ferrillage adoptés pour les différents poteaux

V.4. ETUDE DES POUTRES

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les charges aux poteaux, Elles Seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/03 qui sont :

- $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E$ *RPA99 (Article 5.2)*
- $0.8 \times G \pm E$

Les poutres sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant, leurs ferrillages se fait à la flexion simple sous les sollicitations les plus défavorables.

Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, et L'effort tranchant permet la détermination des armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M, N, T) données par le logiciel SAP2000 on procède au ferrillage avec le logiciel SOCOTEC avec respect des pourcentages d'aciers minimum exigé par le RPA 99 en zone *IIa*.

V.4.1 Recommandation du RPA99

a) Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% , $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi_{\max}$ (zone *IIa*).

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

b) Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$.
- L'espacement maximal entre les armatures transversales, est donné comme suit :
 - $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right)$. : dans la zone nodale et travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale.
- La valeur du diamètre ϕ_t 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.

V.4.2 Ferrailage des poutres

a) Les armatures longitudinales

Les Résultats de ferrailages des poutres sont résumés dans les tableaux qui suit :

- **Poutre principale**

Niveau	A _{min} (cm ²)	A _a ^{cal} (cm ²)	N ^{bre} barres en appuis	A _a adopté (cm ²)	A _t ^{cal} (cm ²)	N ^{bre} barres en travée	A _t adopté (cm ²)	V (KN)
Entre-sol1	6	3,13	3T12+2T14	6,47	1,92	3T12+2T14	6,47	39,14
Entre-sol2	6	3,25	3T12+2T14	6,47	2,14	3T12+2T14	6,47	40,84
Entre-sol3	6	3,41	3T12+2T14	6,47	2,38	3T12+2T14	6,47	42,82
RDC	6	3,49	3T12+2T14	6,47	2,51	3T12+2T14	6,47	43,73
Etages 1	6	3,58	3T12+2T14	6,47	2,52	3T12+2T14	6,47	43,96
Etages 2	6	3,53	3T12+2T14	6,47	2,55	3T12+2T14	6,47	44,23
Etages 3	6	3,44	3T12+2T14	6,47	2,4	3T12+2T14	6,47	43,17
Etages 4	6	3,26	3T12+2T14	6,47	2,52	3T12+2T14	6,47	40,88
Etages 5	6	5,49	3T12+2T14	6,47	2,81	3T12+2T14	6,47	68,88
Etages 6	6	5,37	3T12+2T14	6,47	2,85	3T12+2T14	6,47	67,33

Tableau V.8.1 : Ferrailages des armatures longitudinales dans les poutres principales

Avec : $A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,5\% \times 40 \times 30 = 6,00 \text{ cm}^2$ en toute section pour les poutres principales.

- **Poutre secondaires**

Niveau	A _{min} (cm ²)	A _a ^{cal} (cm ²)	N ^{bre} barres en appuis	A _a adopté (cm ²)	A _t ^{cal} (cm ²)	N ^{bre} barres en travée	A _t adopté (cm ²)	V (KN)
Entre-sol1	6	1,59	3T12+2T14	6,47	1,09	3T12+2T14	6,47	12,68
Entre-sol2	6	2,44	3T12+2T14	6,47	1,75	3T12+2T14	6,47	13,82
Entre-sol3	6	3,41	3T12+2T14	6,47	2,47	3T12+2T14	6,47	22,23
RDC	6	3,98	3T12+2T14	6,47	2,79	3T12+2T14	6,47	19,69
Etages 1	6	4,56	3T12+2T14	6,47	3,31	3T12+2T14	6,47	18,52
Etages 2	6	5,11	3T12+2T14	6,47	3,63	3T12+2T14	6,47	20,03
Etages 3	6	5,42	3T12+2T14	6,47	3,95	3T12+2T14	6,47	20,65
Etages 4	6	5,24	3T12+2T14	6,47	3,33	3T12+2T14	6,47	33,34
Etages 5	6	2,86	3T12+2T14	6,47	4,28	3T12+2T14	6,47	50,99
Etages 6	6	3,02	3T12+2T14	6,47	5,75	3T12+2T14	6,47	67,4

Tableau V.8.2 : Ferrailages des armatures longitudinales dans les poutres secondaires

Avec : $A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,5\% \times 40 \times 30 = 6,00 \text{ cm}^2$ en toute section pour les poutres secondaires.

- **Longueur de recouvrement :**

$$l_r > 40 \times \emptyset$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \Rightarrow l_r > 56 \text{ cm} \quad \Rightarrow l_r = 70 \text{ cm}$$

$$\text{on a : } \phi = 12 \text{ mm} \Rightarrow l_r > 48 \text{ cm} \quad \Rightarrow l_r = 60 \text{ cm}$$

b) Les armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

➤ **Poutres principales :**

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.14; 3)$$

Donc on prend $\phi_t \leq 11,4 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t = 10 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

➤ **Poutres secondaires :**

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.14; 3)$$

Donc on prend : $\phi = 10 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

c) Calcul des espacements des armatures transversales :

Selon le RPA99 version 2003 :

- Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_{t \min}\right)$

Poutre principales : $S_t \leq \min(10; 13,68)$ soit : $S_t = 10 \text{ cm}$.

Poutre secondaires : $S_t \leq \min(10; 13,68)$ soit : $S_t = 10 \text{ cm}$.

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutre principales : $S_t \leq \min\left(\frac{40}{2}\right) = 20 \text{ cm}$ soit : $S_t = 15 \text{ cm}$. Poutre secondaires :

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{2}\right) = 20 \text{ cm}$$
 soit : $S_t = 15 \text{ cm}$.

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 0.15 \times 0.30 = 1.35 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

V.4.3 Vérifications

➤ **A ELU**

1. Condition de non fragilité

- $A = A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$. poutre principale

$$\bullet A = A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.36 \times \frac{2.1}{400} = 1.3 \text{ cm}^2. \text{ poutre secondaire}$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

2. Vérification des contraintes tangentielles

▪ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \text{ Tel que :}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \quad (\text{F.P.N}) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.1)}$$

poutres	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
principales	68,884	1,91	3,25	vérifiée
secondaires	67,4	1,87	3,25	vérifiée

Tableau V.9 : vérification de l'effort tranchant.

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

▪ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$\text{➤ en appui de rives : } A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

$$\text{➤ en appui intermédiaires : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

poutres	A_l (cm ²)	V_u (KN)	M_u^a (KN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	$\frac{\gamma_s \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})}{f_e}$ cm ²	Observation
principales	6,03	68,88	68,88	1,98	-4,02 < 0	vérifiée
secondaires	6,03	67,40	63,71	1,93	-3,61 < 0	vérifiée
principales	6,03	68,88	68,88	1,98	-4,02 < 0	vérifiée
secondaires	6,03	67,40	63,71	1,93	-3,61 < 0	vérifiée

Tableau V.10 : Vérification au cisaillement

➤ **Vérification à l'ELS**

▪ **Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu nuisible.

▪ **Etat limite de compression du béton :**

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

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times d \times A_s = 0$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times (d - y)^2$$

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

$$\sigma_{bc} \leq 15 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Poutres	Lmax(cm)	Zone	A(cm ²)	M _{ser} (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Principale 40 *30	385	Appuis	2,33	29,24	8,067	32519,54	7,25<15	Vérifiée
		Travées	3,79	47,56	9,94	48429,25	9,76<15	Vérifiée
Secondaire 40*30	403	Appuis	1,38	17,37	6,39	20757,94	5,35<15	Vérifiée
		Travées	1,96	24,6	7,476	28098,76	6,54<15	Vérifiée

Tableau V.11 : Vérification de l'état limite de compression du béton.

b) Vérification de la flèche :

Le calcul des déformations, est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Nous allons évaluer de la flèche selon les règles du **BAEL 91**(Article B.6.5) et du **CBA 93**.

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1).$$

$$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2).$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \dots\dots\dots(3).$$

➤ **Poutre principale** : la poutre la plus défavorable

$$(1) \frac{h_t}{l} = 0,103 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,085 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$(2) \frac{h_t}{l} = \frac{40}{385} = 0,103 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$(3) \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{3,79}{30 \times 36} = 0,0035 \leq \frac{2.4}{f_e} = 0,006 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Poutre secondaire** : la poutre la plus défavorable

$$(1) \frac{h_t}{l} = 0,103 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,085 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$(2) \frac{h_t}{l} = \frac{40}{403} = 0,099 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$(3) \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{1,96}{30 \times 36} = 0,0018 \leq \frac{2.4}{f_e} = 0,006 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

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

V.2.4 Schémas de ferrailage des poutres

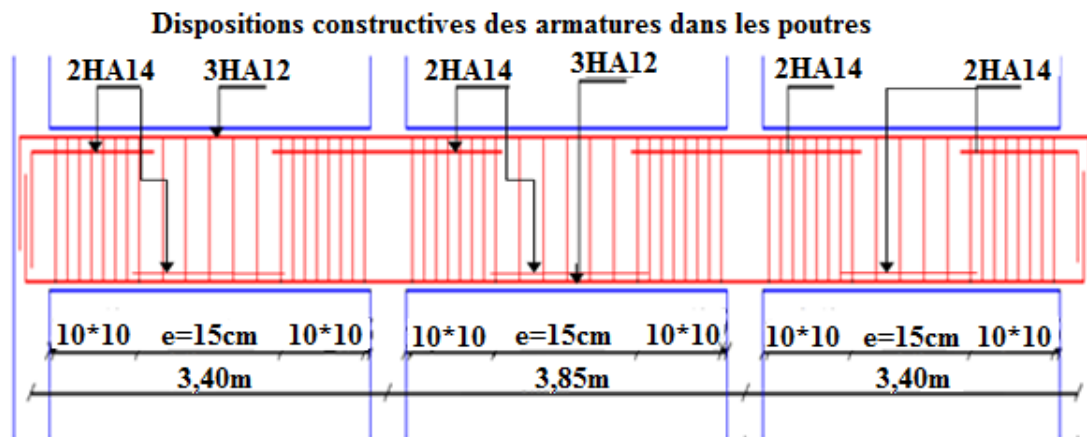


Figure V.1 Schémas du ferrailage d'une poutre principale.

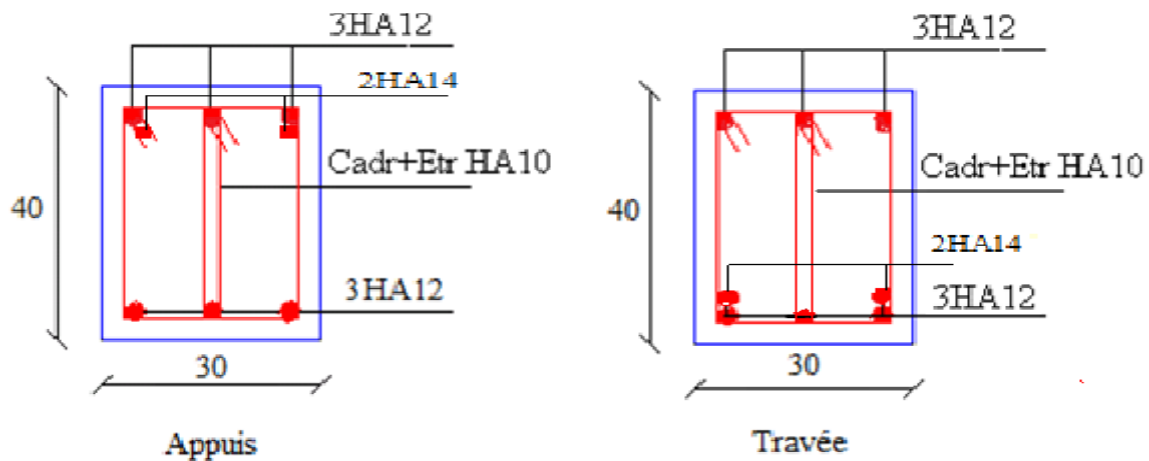


Figure V.2 Dispositions des armatures sur les poutres principales

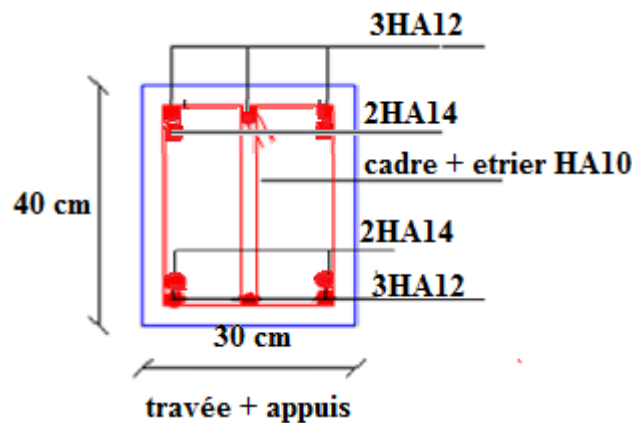


Figure V.3 Disposition des armatures sur les poutres secondaires.

Remarque : Comme les résultats donnés dans le (tableau V.8.2), que les sections de ferrailages pour les poutres secondaire et principales sont les même suivant toutes la structure. Donc le schéma de ferrailage sera le même pour tout les niveaux.

c) Vérification des zones nodales :

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/03**(Article 7.6.2) dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

M_s : Moment résistant dans le poteau inferieur.

M_n : Moment résistant dans le poteau supérieur.

M_w : Moment résistant gauche de la poutre. M_e :

Moment résistant droite de la poutre.

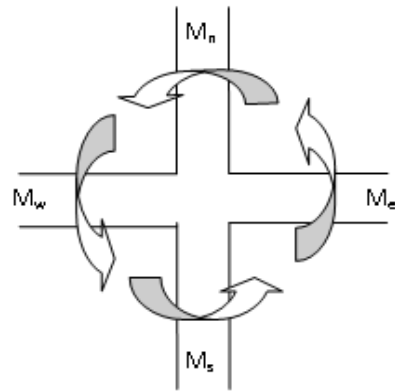


Figure V.5. Zone nodale

Ce pendant, cette vérification est facultatif pour les deux derniers

Niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

➤ **Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment résistant M_r d'une section de béton dépend :

- 1) des dimensions de la section du béton.
- 2) de la quantité d'acier dans la section du béton.
- 3) de la contrainte limite élastique des aciers.

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	Aadpt (cm ²)	Mr(KN.m)
Entre sol 1	50×55	46,5	28,64	463,45
Entre sol 2	50×55	46,5	28,64	463,45
Entre sol 3	50×55	46,5	28,64	463,45
RDC	45×50	42,5	20,10	297,27
1 ^{er} étage	45×50	42,5	20,10	297,27
2 ^{eme} étage	40×45	38,25	16,08	214,04
3 ^{eme} étage	40×45	38,25	16,08	214,04
4 ^{eme} étage	40×35	34	12,32	145,77
5 ^{eme} étage	40×35	34	12,32	145,77
6 ^{eme} étage	40×35	34	12,32	145,77

Tableau V.12. Moments résistants dans les poutres

$$F_{st} = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \text{ Telle que : } M_r = Z \times A_s \times F_{st}$$

Avec : $Z=0,85 \times h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).

➤ **Détermination des moments résistant dans les poutres :**

Niveau	section(cm ²)	Z(cm)	A _{adoptée} (cm ²)	Me(KN.m)	Mw(KN.m)
Sous sol 1,2,3	40×30	34	6,47	76,55	76,55
RDC,1 ^{ème} étage	40×30	34	6,47	76,55	76,55
2,3 ^{ème} étage	40×30	34	6,47	76,55	76,55
4,5,6 ^{ème} étage	40×30	34	6,47	76,55	76,55

Tableau V.13. Moments résistants dans les poutres

➤ **Vérification des zones nodales :**

Mn+Ms (KN.m)	1.25* (Me+Mw) (KN.m)	observations
926.9	191,38	vérifiée
594.54	191,38	vérifiée
428,08	191,38	vérifiée
291,54	191,38	Vérifiée

Tableau V.14 Vérification des zones nodales

Conclusion : On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux .

V.3. Etude des voiles

V.3.1. Introduction

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagements exagérés.

Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales (au plus 20%), les voiles en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Pour cela l'avantage que présente l'utilisation des voiles est la réduction considérable des dommages sismiques des éléments non structuraux et du bâtiment en générale, et cela grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

Un voile est considéré comme une console encadrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

- Voiles élancés avec : $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$
- Voiles courts avec : $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause les modes de rupture suivants :

- ✓ Flexion.
- ✓ flexion par effort tranchant.
- ✓ Ecrasement.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

Pour éviter les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.

Pour éviter le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

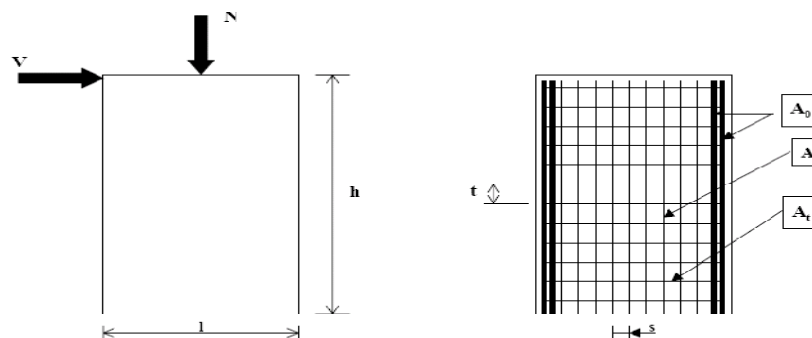


Figure V.7 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

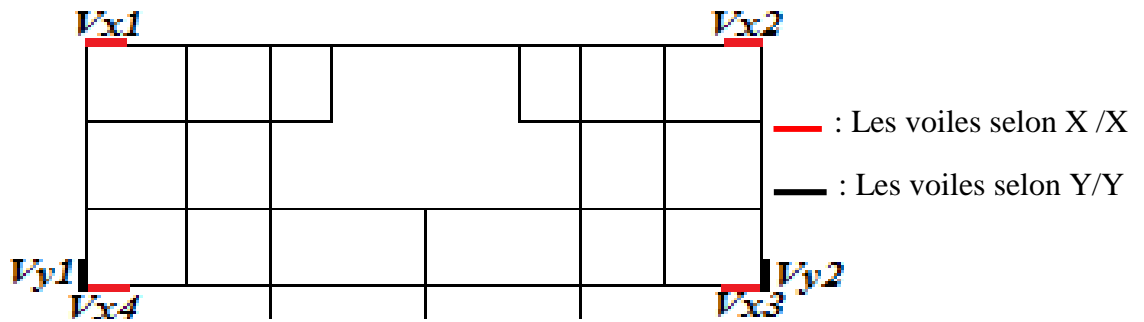


Figure V.8. Schéma de répartition des voiles.

V.3.2. Recommandation du RPA 99/03

- a. **Les armatures verticales** Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

$$A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$$

L_t : longueur de zone tendue.

e : épaisseur du voile

- les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux ($S_t < e$)
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de $\frac{1}{2}$ sur $\frac{l}{10}$ de la longueur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b. Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent respecter les recommandations suivantes :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$
- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
 - ✓ $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$ dans la zone extrême de voile.
 - ✓ $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$ dans la zone courante du voile.
 - ✓ $\phi \leq \frac{1}{10} \times e$
- On doit vérifier pour les armatures verticales et horizontales les conditions suivantes :
 - ✓ l'espacement $S_t = \min(1.5 \times a; 30cm)$ avec a : épaisseur du voile.

- ✓ les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m².
 - Les armatures transversales sont destinées essentiellement à empêcher les barres verticales de flamber, elles sont disposées en nombre de 4 épingles par m².

c. La contrainte limite de cisaillement dans le béton

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

- $\tau_{adm} = 0,2 \times f_{c28}$
- $\tau_b = 1,4 \times \frac{V}{b_0 \times d}$
- b_0 : épaisseur du voile ;
- d : hauteur utile ($d = 0,9.h$) ;
- h : hauteur total de la section.

V.3.3. Ferrailage des voiles

● Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section ($b \times h$) .

● Armatures horizontales

Les résultats du ferrailage sont représentés dans le tableau ci-dessous avec :

$A_v^{\min} = 0.15\% \times B \times L$: section d'armatures verticales minimale dans le voile.

A_v^{cal} : section d'armature calculée dans l'élément.

A_v^{adop} : section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

S_t : espacement.

$A_h^{\min} = 0.15\% \times B \times h$: section d'armature horizontale minimale dans le voile.

$A_h^{calc} = \frac{A_v^{adp}}{4}$: section d'armature calculée

A_h^{adop} : section d'armature adoptée.

N^{bre} : nombre de barre adoptée.

Les sollicitations permettant le calcul du ferrailage sont directement déduites de celle obtenue suite à la modélisation par le logiciel Sap2000.

➤ Selon le sens X-X

✓ Voiles V_{x1}

Niveau	Sous sol /2/3	RDC étage 1	2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage
Section(B*L)	20*100	20*100	20*100	20*100
M (KN.m)	40.0257	25.92	50.55	38.96
N (KN)	1649.16	678.026	226.91	184.636
V (KN)	512.246	281.372	227.093	78.19
τ_U Mpa	3.984	3.984	1.766	1.766
Av cal /face (cm ²)	24.443	10.864	1.39	1.204
A_{min}^{RPA} (cm ²)	3	3	3	3
Av adop/face (cm ²)	25.12	12.32	6.32	6.32
N^{barre} /face	8HA20	8HA14	8HA10	8HA10
S_t (cm)	13	13	13	13
Ah cal/face (cm ²)	6.28	3.08	1.58	1.58
A_{min}^{RPA} (cm ² /ml)	3	3	3	3
Ah adop/face (cm ²)	6.32	3.95	2.01	2.01
N^{barre} /ml	8HA10	5HA10	4HA8	4HA8
S_t (cm)	13	22	30	30

Tableau V.18. Ferrailage du voile V_x

➤ Selon le sens Y-Y

✓ Voiles

Niveau	Sous sol 1et2et3	RDC etage 1	2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage
Section (a*L)	20*150	20*150	20*150	20*150
M (KN.m)	60.2301	24.59	59.574	40.7141
N (KN)	1682.47	1267.014	352.719	256.547
V (KN)	509.202	619.873	395.179	159.366
τ_U Mpa	0.405	3.214	3.214	2.049
Av cal /face (cm ²)	25.917	18.920	6.78	4.858
A_{min}^{RPA} (cm ²)	4.5	4.5	4.5	4.5
Av adop/face (cm ²)	26.88	19.34	7.90	5.02
N^{barre} /face	4HA16+6HA20	6HA12+4HA20	10HA10	10HA8
S_t (cm)	15	15	15	15
Ah cal/face (cm ²)	6.72	4.79	1.975	2.51
A_{min}^{RPA} (cm ² /ml)	3	3	3	3
Ah adop/face (cm ²)	7.90	5.02	4.02	4.02
N^{barre} /ml	10HA10	10HA8	8HA8	8HA8
S_t (cm)	15	15	20	20

Tableau V.19. Ferrailage du voile V_x .

V.3.4. Schéma de ferrailage :

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du sous sol1 et 2 et 3 dans le sens y y comme exemple, et se sera idem pour les autres.

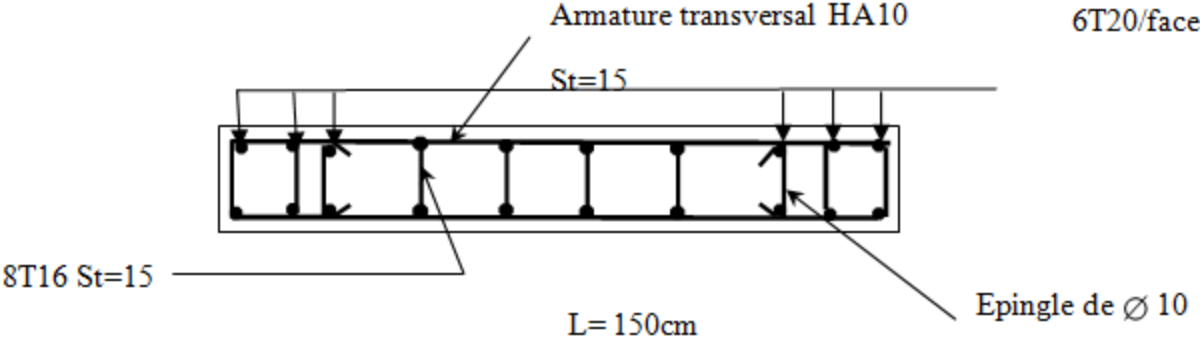


Figure V.9. Schéma de ferrailage du voile Vy sous sol

Chapitre VI

VI.1. Introduction

L'infrastructure est ensemble des éléments, qui ont pour objectif d'assurer la transmission des charges au sol provenant de la superstructure (de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, limité les tassements absolus différentiels plus les déplacements sous l'action des forces horizontales appliqué à la structure, et qui peuvent nuire à sa résistance). Cette transmission se fait soit directement au sol (fondation superficielles : semelles ou des radiers), soit indirectement (fondations profondes : puits par exemple). Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage.

VI.2. Choix de type de fondation

Le choix de type de fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise ;
- ✓ La distance entre axes des poteaux ;
- ✓ La profondeur de bon sol ;
- ✓ Les résultats des essais pénétrométriques.

Selon le rapport du sol, le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 4m, du niveau de base, et de prendre une contrainte admissible ($Q_{adm}=1.7bars$). Le choix du type de fondation est conditionné par la stabilité de l'ouvrage et l'économie. On vérifie dans l'ordre suivant :

- Les semelles isolées ;
- Les semelles filantes ;
- Le radier général.

Et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI.3. Combinaison d'action à considérer

D'après **RPA99 Version 2003 (Article 10.1.41)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 \times G \pm E$$

Et selon les combinaisons citées par le **BAEL91** :

$$1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$G + Q$$

VI.4. Etude des fondations

VI.4.1. Semelle isolée :

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon les combinaisons : $G + Q + E$, $0.8G+E$ et $0.8G-E$ obtenu par le SAP 2000 version 14.

S : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

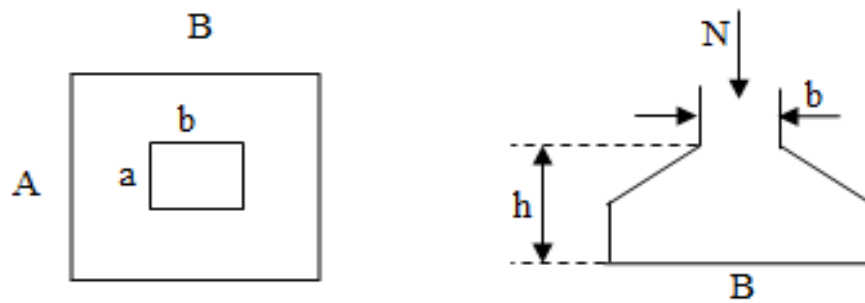


Figure VI.1 Semelle isolée

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire (a×b), donc $S = A \times B$

On a :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{0.5}{0.55} = 0.91m \Rightarrow A = 0.91 \times B$$

Et :

$$S = A \times B = 0.91 \times B \times B = 0.91 \times B^2$$

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} = 0.17MPa$$

$$N=3394.429 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{0.91B^2} \leq 0.17MPa \Rightarrow B^2 \geq \frac{N}{0.91 \times 0.17}$$

$$B = \sqrt{\frac{N}{0.91 \times 0.17}} = \sqrt{\frac{3394.429 \times 10^{-3}}{0.91 \times 0.17}} = 4.68 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A = 0.91 \times 4.68 \Rightarrow 4.26 \text{ m}$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.4.2. Semelle filante :

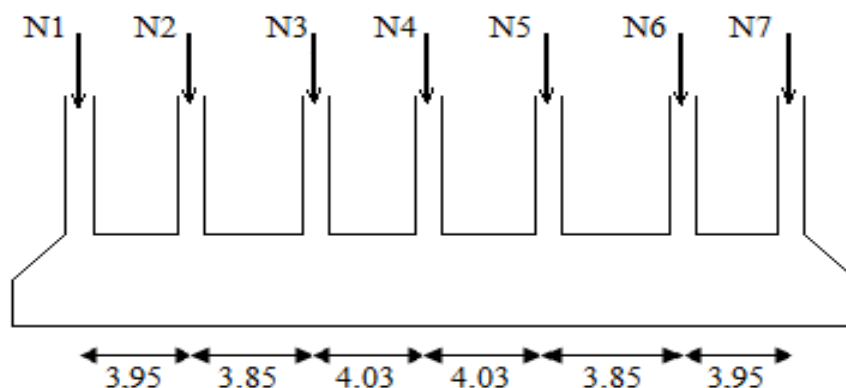


Figure VI.2 Semelle filante

Choisissons une semelle filante, de largeur b et de longueur l situé sous un portique Formé de 7 poteaux.

N_i : l'effort normal provenant du poteau (i) obtenu par SAP 2000V11.

N_s : poids estimé de la semelle.

N_i	N1(KN)	N2(KN)	N3(KN)	N4(KN)	N5(KN)	N6(KN)	N7(KN)
	2325,586	2327,832	2727,218	2856,534	2719,332	2302,452	2437,852
$\sum N_i (KN)$	17696,49						

Tableau-VI.1 Valeur des efforts normaux des poteaux

$$N = N_s + \sum N_i = 17696,49KN.$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$L=23.66 \text{ m}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} = \frac{1769.49 \times 10^{-3}}{0.17 \times 23.66}$$

$$B \geq 4.4 \text{ m}$$

On constate que la longueur ($B= 4.4 \text{ m}$) provoquerait un chevauchement entre les deux semelles.

A cet effort, on conclue que les semelles filantes ne sont pas adéquates à ce projet.

Donc on doit passer à un radier général.

VI.4.3. Radier générale :

VI.4.3.1. Introduction

Le radier est une fondation superficielle et fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).le radier assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il présente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- ✓ Un mauvais sol ;
- ✓ Charges transmises au sol sont importantes ;
- ✓ Les poteaux rapprochés (petites trames).

Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

VI.4.3.2. Redimensionnement

A. La condition de coffrage

$L_{max} = 403 - 55 = 348cm$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs.

- ✓ **Nervure**

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{403}{10} = 40.3cm$$

Soit : $h_t = 60 \text{ cm}$ Article (4.2.2)[3]

✓ **Dalle**

$$h_0 \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{403}{20} = 20.15cm$$

Soit : $h_0 = 40 cm$

B. Vérification de condition de rigidité

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots \dots \dots (1) \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots \dots \dots (2) \end{array} \right.$$

E : Module d'élasticité du béton :

$$E = 3.216 \times 10^7 = 3.216 \times 10^4 MPa$$

I : Inertie de la section du radier :

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

K : Coefficient de réaction du sol :

$$K = \begin{cases} 0.5 kg/cm^3 \dots \dots \dots Trés mauvais sol \\ 4 kg/cm^3 \dots \dots \dots Sol moyenne \\ 12 kg/cm^3 \dots \dots \dots très bon sol \end{cases}$$

On a un sol moyen, donc $K = 4 kg/cm^3$

b : La largeur de l'élément considéré (radier) on prend une bande de 1ml.

$$I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = 0.5451m$$

Donc on opte pour :

$$h_t = 60 cm \text{ et } h_0 = 40 cm$$

✓ **La surface du radier :**

$$\frac{N}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{35044.984 \times 10^{-3}}{0.17}$$

$$\Rightarrow S_{rad} \geq 206.15m^2$$

Avec : N est la charge totale transmis par la superstructure tiré a partir de **SAP2000**.

✓ **La surface du bâtiment**

$$S_{bat} = L_x \times L_y = 23.65 \times 10.62 = 251.87m^2$$

$$S_{rad} < S_{bat}$$

$$S_{rad} = S_{bat} = 251.87m^2$$

VI.4.3.3. Les vérifications

1. Vérification au poinçonnement

Le calcul ce fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{CBA93 (article A. 5. 2. 4. 2)}$$

Avec :

- ✓ μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.
- ✓ Q_u : charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité.
- ✓ h : Hauteur du radier.
- ✓ $h = 60\text{cm}$

$$\mu_c = 2 \times (b + a + 2h) \Rightarrow \mu_c = 2 \times (0.55 + 0.5 + 2 \times 0.6)$$

$$\mu_c = 4.5\text{m}$$

$$Q_u \leq \left(0.045 \times 4.5 \times 0.6 \times \frac{25}{1.5}\right) 10^3 = 2025\text{KN}$$

$$Q_u = 2856.534\text{KN} > 2025\text{KN}$$

Donc la condition n'est pas vérifiée, on doit augmenter la hauteur du radier

On prend : $h=80\text{cm}$

$$\mu_c = 2 \times (0.55 + 0.5 + 2 \times 0.8) = 5.3$$

$$Q_u \leq \left(0.045 \times 4.5 \times 0.8 \times \frac{25}{1.5}\right) 10^3 = 3180\text{KN}$$

Donc la condition est vérifiée pour $h=80\text{cm}$.

On prend : $h=80\text{cm}$.

2. Vérification de contrainte de sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal

$$\begin{cases} \sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol} \\ \sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x,y) \end{cases} \dots \dots \dots \text{DTR BC 2. 33. (Art : 3. 541(a))}$$

On a :

$$I_Y = 11739.82\text{m}^4 ; Y_G = 5.32\text{m} ; I_x = 20380.66\text{m}^4 ; X_G = 11.82\text{m}$$

$$N' = N_{ser} + P$$

$$N' = 35044.984 + 3148.375$$

$$\Rightarrow N' = 38193.359\text{KN}$$

Avec :

$$P = \gamma_b \times h_o \times S \Rightarrow P = 25 \times 0.5 \times 251.87 = 3148.375\text{KN}$$

σ_{max} et σ_{min} : Contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

N : L'effort normal du aux charges verticales.

$M_{x,y}$: moments sismique à la base tiré du logiciel SAP2000 .

✓ **Sens X-X :**

$$N = 38193.359\text{KN} \text{ et } M_x = 11177.2767\text{KN.m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{max} = 0.155\text{MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{min} = 0.148\text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.153MPa < \bar{\sigma}_s = 0.17MPa \dots \dots \dots \text{Vérfifié}$$

✓ **Sens Y-Y :**

$$N = 38193.359KN ; \quad M_y = 178.4144KN.m$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{max} = 0.152MPa$$

$$\sigma_{min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{min} = 0.151MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.1517MPa > \bar{\sigma}_s = 0.17MPa.$$

3. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa$$

On considère une bande de largeur (b=1m) linière

$$V_u = N_u \times L_{max} \times b/2 \times s = 35044.985 \times 4.03 \times \frac{1}{2 \times 251.87} = 280.36 KN$$

$$d = 0.9 \times h_0 = 0.9 \times 0.5 = 0.45m$$

$$\tau_u = \frac{280.36}{1 \times 0.45} = 0.623MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

4. Vérification à la stabilité de renversement

Selon le **RPA99 (Article 10.1.5)**, On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

✓ **Sens X-X :**

$$e = \frac{11177.277}{35044.985} = 0.32m < \frac{23.65}{4} = 5.921m \quad \text{Vérifiée}$$

✓ **Sens Y-Y :**

$$e = \frac{178.414}{35044.985} = 0.00509m < \frac{10.65}{4} = 2.662m \quad \text{Vérifiée}$$

VI.4.3.4. Ferrailage

1. La dalle du radier

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension

$$L_x = 3.4m ; \quad L_y = 4.03m.$$

A. Calcul des sollicitations

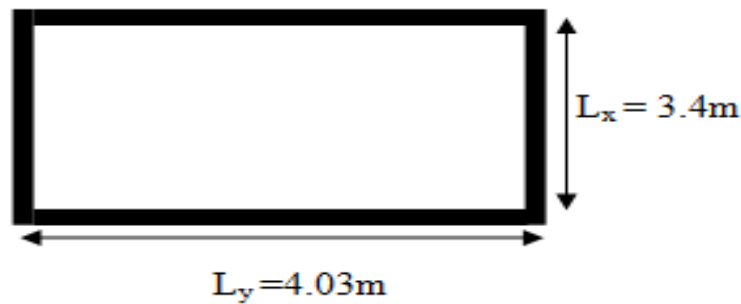


Figure VI.3 Panneau de radier

Soit G_0 le poids propre du radier.

$$G_0 = \gamma_b \times e = 25 \times 0.5 = 12.5 \text{ KN}$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{38193.359}{251.87} = 151.64 \text{ KN/m}^2$$

N_u est l'effort ultime avec l'ajout du poids propre du radier.

✓ A l'ELU

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.4}{4.03} = 0.84$$

La dalle travaille dans les deux sens :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0517 \\ \mu_y = 0.6679 \end{cases}$$

✓ Sens x-x' : $M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 90.62 \text{ KN.m}$

✓ Sens y-y' : $M_y = \mu_y M_x = 60.53 \text{ KN.m}$

✓

➤ Moments en travées

✓ Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_x = 77.027 \text{ KN.m}$

✓ Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_y = 51.45 \text{ KN.m}$

✓

➤ Moments en appuis

$$M_a^x = 0.5 \times M_x = M_a^y = 45.31 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section :

$$b \times h = (1 \times 0.5) \text{ m}^2$$

B. Condition de non fragilité

On calcule A_{min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; $h_0 = 0.5 \text{ m}$; $b = 1 \text{ m}$; $\rho = 0.84$

$$\begin{cases} h_0 > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3 - \rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 4.313 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^y = 4 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

On vérifie que :

$$A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 3.24 > \frac{5.55}{4} = 1.39 \text{ cm}$$

		M (KNm)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadop (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	Sens x-x	77.027	4.99	4.313	5HA14=7.70	15
	Sens y-y	51.45	3.31	4	4HA14=6.16	15
Appui	Sens x-x	45.31	2.91	3.9	4HA14=6.16	15
	Sens y-y					

Tableau-VI.2 Les armatures transversales et longitudinales du radier.

C. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{3} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} = 238.815 \text{ KN}$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 190.983 \text{ KN}$$

✓ Sens Y-Y :

$$\tau_u = \frac{238.815}{1 \times 0.45} = 0.531 \leq 1.25 \text{ MP} \quad c' \text{ est vérifiée}$$

✓ Sens X-X :

$$\tau_u = \frac{190.983}{1 \times 0.45} = 0.424 \leq 1.25 \text{ MP} \quad c' \text{ est vérifiée}$$

D. Vérification à l'ELS

$$\rho = 0.84 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0586 \\ \mu_y = 0.7655 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x}' : M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 47.613 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 35.795 \text{ KNm}$$

➤ Moments en travée

$$\text{Sens x-x}' : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 40.471 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 26.846 \text{ KNm}$$

➤ Moments en appuis

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x = M_a^y = 23.806 \text{ KNm}$$

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{M}{l} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{l} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

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

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(A_s \times y) - 15dA_s = 0$$

		M (KNm)	Aadop (cm ² /ml)	y (m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observ
x-x	Travée	0.04	7.7	0.0804	107617.41	1.86	96.69	Vérifié
	Appuis	0.024	6.16	0.073	89075.996	1.19	70.56	Vérifié
y-y	Travée	0.027	6.16	0.073	89075.996	1.37	81.02	Vérifié
	Appuis	0.024	6.16	0.073	89075.996	1.19	70.56	vérifié

Tableau VI.3 Vérification des contraintes du radier

E. Espacement des armatures

- ✓ Armature // L_x : $S_t = 20cm \leq \min(3e; 33) cm = 33cm \Rightarrow S_t \leq 33cm$
- ✓ Armature // L_y : $S_t = 20cm \leq \min(4e; 45) cm = 45cm \Rightarrow S_t \leq 45cm$

F. Schéma de ferrailage

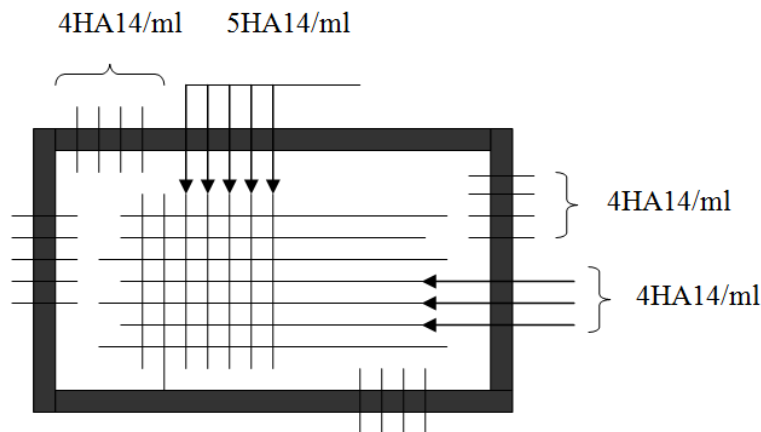


Figure VI.4 Schéma de ferrailage de radier.

2. Calcul des nervures :

A. Les sollicitations sur les nervures :

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On a $\rho > 0.4 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

✓ **Charges triangulaire :**

$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

✓ **Charges trapézoïdales :**

$P = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_x}{3}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$$q_u = \frac{N_u}{S_{radier}} = 168.514 \text{ KN}$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{radier}} = 113.58 \text{ KN}$$

(Nu) c'est la charge totale de la structure plus le poids propre du radier sur la surface du radier, (Nu et Ns) sont extraits d'après le SAP2000.

M_g et M_d : Moment sur appuis de gauche et droite respectivement

✓ **Sens longitudinal (x-x)**

On prend les nervures de rives et intermédiaires.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

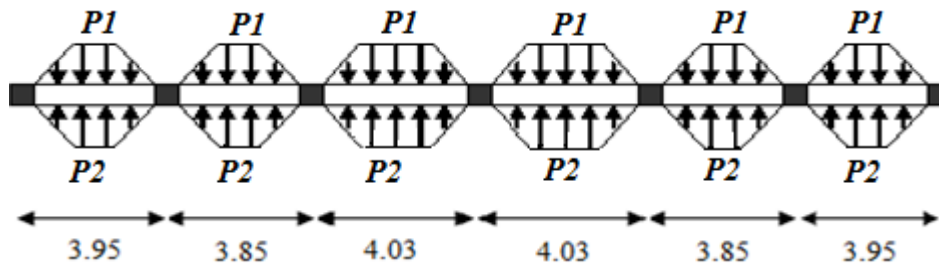


Figure VI.5 Sollicitation sur les nervures longitudinales.

Travée AB

$$P_1 = \left(1 - \frac{0.84}{3}\right) \times \frac{168.514 \times 3.95}{3} = 169.691 \text{ KN} = P_2$$

$$P = P_1 + P_2 = 2 \times 169.691 = 339.383$$

La même chose pour les autres travées

Travée BC : P= 330.79 KN

Travée CD : P=346.256 KN

Travée DE : P=346.256 KN

Travée EF : P=330.790 KN

Travée FG : P=339.382 KN

➤ **Moment aux appuis**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec les longueurs fictives :

$$l' = \begin{cases} l & \dots \dots \dots \text{travée de rive} \\ 0.8 \times l & \dots \dots \dots \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_A = M_G = 0.15 \times M_0$$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{168.514 \times 3.95^2}{8} = 661.90 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_G = 0.15 \times 661.90 = 99.285 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_F = \frac{(330.79 \times 3.95^3) + (346.256 \times 3.224^3)}{8.5(3.95 + 3.224)} = 511.776 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_E = 396.917 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 423.417 \text{ KN.m}$$

Moment en travée

Travée AB

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1 - x)$$

$$x = \frac{1}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = \frac{1}{2} - \frac{99.285 - 511.776}{168.514 \times 3.95} = 0.62 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{168.514 \times 0.62}{2} (1 - 0.62) = 19.85 \text{ KN.m}$$

$$M_t(x) = 19.85 + 99.285 \left(1 - \frac{0.62}{3.95}\right) + 511.776 \left(\frac{0.62}{3.95}\right) = 531.618 \text{ KN.m}$$

Les sollicitations des différentes travées sont résumées dans le tableau suivant

Travée	Lx (m)	l'x (m)	P1 (KN/m)	P2 (KN/m)	P (KN/m)	Ma (KNm)		X (m)	Mt (KNm)
						Mg	Md		
A-B	3.95	3.95	169.69	169.69	339.38	99.285	511.776	0.62	531.62
B-C	3.85	3.08	165.39	165.39	330.79	511.776	396.917	-0.17	379.45
C-D	4.03	3.22	173.13	173.13	346.26	396.776	423.417	0.039	426.64
D-E	4.03	3.22	173.13	173.13	346.26	423.417	396.917	0.038	393.57
E-F	3.85	3.08	165.395	165.39	330.79	396.917	511.776	0.18	524.09
F-G	3.95	3.95	169.69	169.69	339.38	511.776	99.285	-0.61	14.85

Tableau-VI.4 Sollicitation sur les nervures de radier dans le sens longitudinal.

✓ **Sens transversal (y-y)**

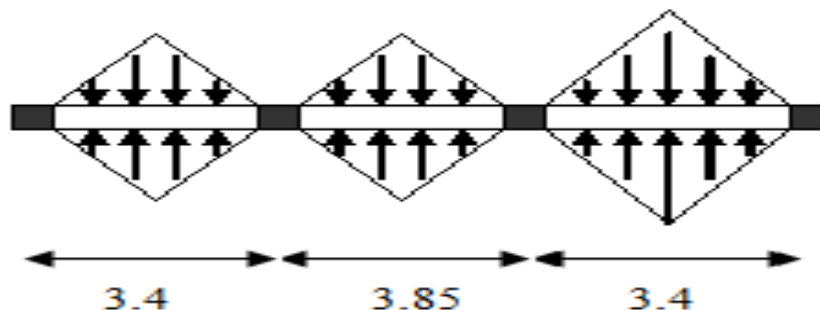


Figure VI.6 Sollicitations sur les nervures longitudinales

Travée	ly (m)	l'y (m)	P1 (KN/m)	P2 (KN/m)	P (KN/m)	Ma (KNm)		y (m)	Mt (KNm)
						Mg	Md		
A-B	3.4	3.4	184.32	184.32	368.65	35.79	310.84	2.2	-0.41
B-C	3.85	3.46	208.72	208.72	417.44	310.84	310.84	1.92	166.04
C-D	3.4	3.4	184.32	184.32	368.65	310.84	250.68	1.6	206.19

Tableau-VI.5 Sollicitation sur les nervures de radier dans le sens transversal.

B. Ferrailages :

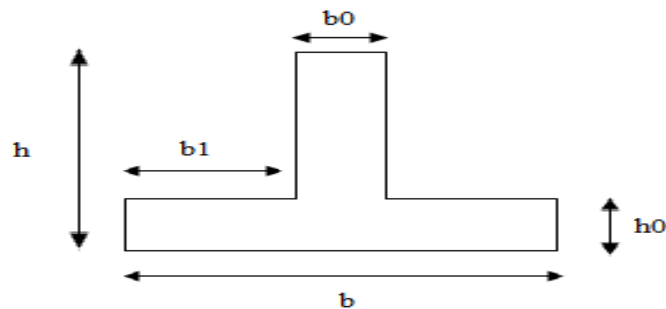


Figure VI.7 Section de ferrailage.

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h = 80cm; h_0 = 50cm; b_0 = 60cm; d = 85cm.$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) = \min\left(\frac{403}{10}; \frac{340}{2}\right) = 40.3cm$$

On prend $b_1 = 35cm$

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 130cm$

Calcul de A (min) :

$$A_{min} = 0.23 \times B \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1.3 \times 0.85 \times \frac{2.1}{400} = 13.34cm^2$$

		Mu(KNm)	Acal(cm ²)	Amn(cm ²)	Aadopté (cm ²)
x-x	Travée	531.62	18.34	13.34	8HA16+2HA14=19.16
	Appuis	511.77	17.64	13.34	6HA16+4HA14=18.22
y-y	Travée	206.19	7.023	13.34	6HA16+2HA14=15.14
	Appuis	310.84	10.63	13.34	6HA16+2HA14=15.14

Tableau-VI.6 Résumé des résultats de ferrailage.

C. Vérification de l'effort tranchant :

✓ Sens X-X :

$$V_{max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} = \frac{168.514 \times 3.95}{2} + \frac{99.285 + 511.776}{3.95} = 487.51$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 0.441MPa < 2.5MPa.$$

✓ Sens Y-Y :

$$V_{max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} = \frac{168.514 \times 3.4}{2} + \frac{35.79 + 310.84}{3.4} = 366.52KN.$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 0.332MPa < 2.5MPa.$$

D. Armature transversales (Béton Armé IPU GCI3(Artcile3.2.1)) :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_l\right) = \min(2.29; 6; 2) = 20cm \text{ Soit } \Phi_t = 15cm.$$

E. Espacement des aciers transversaux :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10 \Phi_{lmin}\right) \Rightarrow S_t \leq \min(20; 12; 16) = 12cm$$

On prend $S_t=10cm$ en zone nodale et 15 cm en travée.

F. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.63MPa$$

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

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(A_s \times y) - 15dA_s = 0$$

		Ms (KNm)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	Travée	375.32	0.399	3376755.862	4.444	75.043	vérifiée
	Appuis	326.83	0.398	3330122.388	3.914	66.414	Vérifiée
y-y	Travée	101.34	0.0.3967	3236157.67	2.567	44.269	Vérifiée
	appuis	203.25	0.3933	3080167.399	3.87	66.737	vérifiée

Tableau-VI.7 Vérification des contraintes des nervures de radier.

G. Schéma de ferrailage des nervures :

✓ Sens X-X :

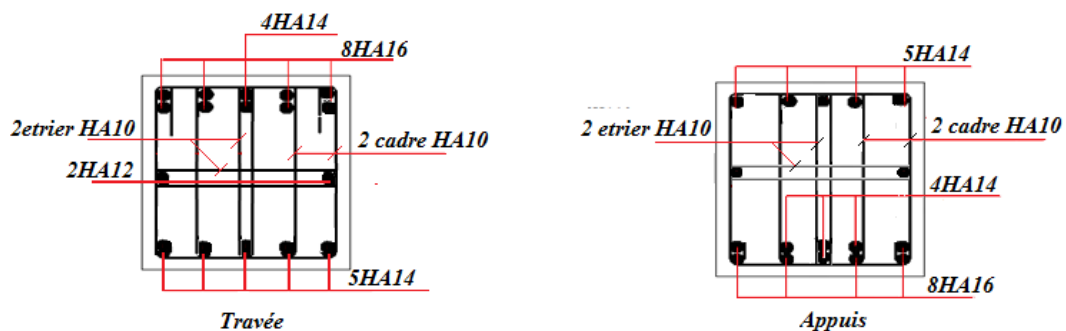


Figure VI.8 Schéma de ferrailage des nervures sens X-X

✓ Sens Y-Y :

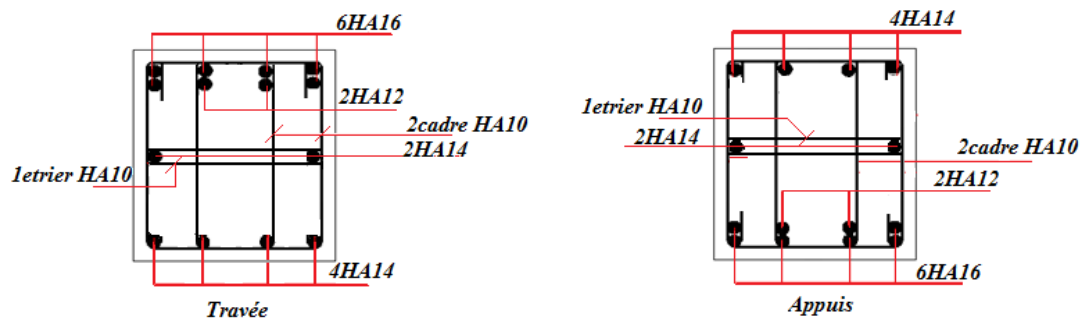


Figure VI.9 Schéma de ferrailage des nervure sens Y-Y

VI.4.3.5. Mur adossé

1. Introduction

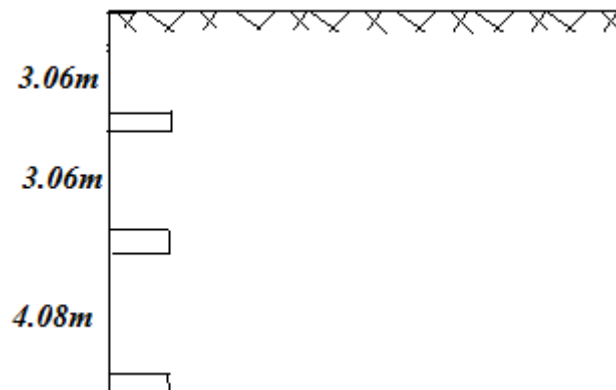


Figure VI.10. Schéma représentatif de mur de soutènement

Selon le **RPA99**, les ossatures au dessous du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un mur de soutènement contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- ✓ L'épaisseur minimale est de 15cm.
- ✓ Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- ✓ Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- ✓ Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

2. Dimensionnement de mur :

La hauteur $h=4.08$ m.

La longueur $L=4.03$ m.

L'épaisseur $e=20$ cm.

3. Caractéristique du sol :

D'après le rapport de sol on a eu ces données :

Le poids spécifique $\gamma= 20$ KN/m³.

L'angle de frottement $\varphi = 21^\circ$.
 La cohésion $c=0 \text{ KN/m}^2$.

4. Evaluation des charges et surcharges :

Le mur de soutènement est soumis à :

➤ **La poussée des terres :**

En considérant l'équilibre de Rankine qui néglige les frottements Sol-paroi du mur, et on néglige la cohésion pour être dans le cas le plus défavorable :

$$K_a = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{21}{2} \right) = 0.47 \text{ KN/ml}$$

$$\sigma_G(z) = h \times \gamma_h \times K_a - 2 \times c \times K_a^{\frac{1}{2}} = (4.08 \times 20 \times 0.47) - (2 \times 0 \times \sqrt{0.47})$$

$$\sigma_G(z) = 38.53 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Surcharge accidentelle :** $q=10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 4.72 \text{ KN/ml}$$

5. Ferrailage du mur de soutènement :

Le mur de soutènement sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

✓ **A l'ELU :**

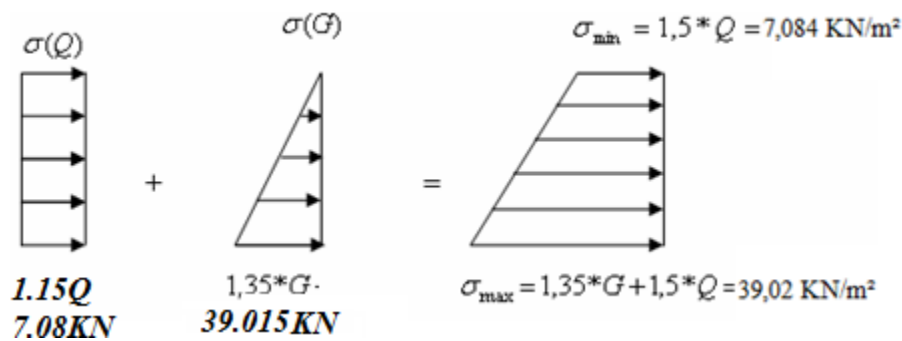


Figure VI.11 : Diagramme des contraintes.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 31.033 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \Rightarrow q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 31.033 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont $L_x = 4.03 \text{ m}$; $L_y = 4.08 \text{ m}$; $b = 1 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.99 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens. ELU} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0376 \\ \mu_y = 0.977 \end{cases}$$

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 24.91 \text{ KNm}$.

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 24.33 \text{ KNm}$.

➤ **Moment en travée :**

Sens x-x': $M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 18.68 \text{ KN.m}$.

Sens y-y': $M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 18.25 \text{ KNm}$.

➤ **Moment en appuis :**

$M_a^x = 0.5 \times M_0^x = M_a^y = 12.45 \text{ KNm}$.

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec : $A_{min} = 0.1\% \times b \times h$ **exigée par le RPA**

	Sens	M (KNm)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadop (cm ²)	St (cm)
Travée	XX	18.68	0.1618	0.22	0.0911	7.25	2	5HA14=7.70	20
	YY	18.25	0.0854	0.112	0.0955	3.65	2	4HA12=4.52	25
Appuis	XX	12.45	0.11	0.143	0.0943	4.64	2	5HA12=5.65	20
	YY	12.45	0.11	0.143	0.0943	4.64	2	5HA12=5.65	20

Tableau VI.8 : Section des armatures du voile périphérique

6. Vérification à l'ELU :

➤ **Les espacements :**

✓ **Armature // L_x :** $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

✓ **Armature // L_y :** $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$, fissuration nuisible.

On a :

$$V_y = \frac{q_u \times l_x}{0} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 34.41$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 31.65 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{0.0344}{1 \times 0.1} = 0.344 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

7. Vérification à l'ELS :

$\mu_x = 0.0672; \mu_y = 0.658$

$\sigma_{min} = 1 \times \sigma_Q(z) = 4.72 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_{max} = 1 \times \sigma_Q(z) + 1 \times \sigma_G(z) = 4.722 + 28.90 = 33.624 \text{ KN/m}^2$

$q_s = \frac{\sigma_{min} + 3\sigma_{max}}{4} = 26.4 \text{ KN/m}^2$

$M_{0x} = \mu_x \times q_s = 28.81 \text{ KN.m}$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 18.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 21.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 14.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_{0x} = 14.405 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes :**

- **Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Dans l'acier :** La fissuration est considérer nuisible.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(2 \times \frac{f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa.}$$

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

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(A_s \times y) - 15dA_s = 0$$

		M (KNm)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Observation
Travée	XX	22.98	0.038	6268.82	13.88	341.615	Non vérifiée
	YY	12.12	0.031	4220.56	8.81	298.698	Non vérifiée
Appuis	XX	15.32	0.034	5001.02	10.28	305.341	Non vérifiée
	YY	15.32	0.034	5001.02	10.28	305.341	Non vérifiée

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes pour le mur de soutènement.

		A adopté (cm ²)
Travée	xx	7HA16 = 16.08
	yy	6HA14 = 9.25
Appuis	xx	6HA14 = 9.25
	yy	6HA14 = 9.25

Tableau VI.10: Augmentation des sections d'armatures pour le mur de soutènement.

		M (KNm)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Observation
Travée	XX	22.98	0.047	9388.87	11.55	193.85	Vérifiée
	YY	12.12	0.040	7121.08	6.90	151.7	Vérifiée
Appuis	XX	15.32	0.040	7121.08	8.73	191.76	Vérifiée
	YY	15.32	0.040	7121.08	8.73	191.76	Vérifiée

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes pour le mur de soutènement après augmentation des sections d'armatures.

8. Schéma de ferrailage de mur de soutènement:

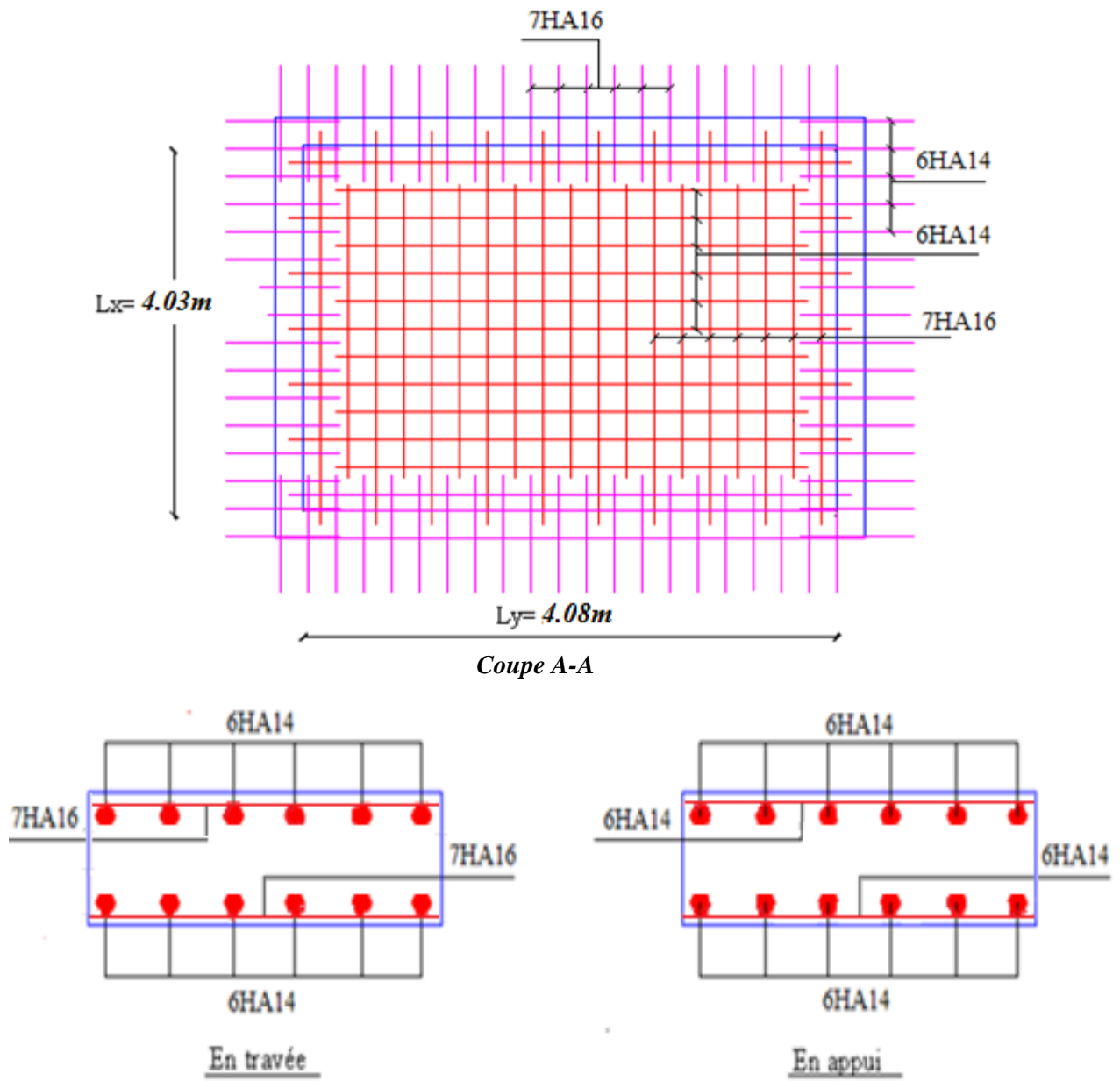


Figure VI.12 : Schéma de ferrailage du mur adossé

Conclusion

Conclusion

Ce projet de fin d'étude est notre première expérience de mettre en application les connaissances requises durant notre cycle de formation, de se familiariser avec tous les règlements en vigueur ainsi que les outils numériques de calcul et surtout de nous faire prendre consciences des difficultés, des contraintes et de la complexité d'une étude faite dans les règles de l'art.

L'étude de la réponse sismique, particulièrement la recherche du comportement dynamique nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont:

- ✓ *La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.*
- ✓ *La disposition des voiles joue un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.*
- ✓ *Le poteau le plus sollicité n'est pas toujours ce lui à côté de la cage d'escalier. En effet pour ce lui de notre cas le plus sollicité est celui aboutissent plusieurs portées.*
- ✓ *L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.*
- ✓ *Afin d'éviter toute altération de la zone nodale, avec la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.*

Enfin, l'utilisation du SAP2000 dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité, et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Bibliographie

- *Document technique réglementaire DTR BC 2 48 « Règles parasismiques Algériennes; RPA99/version 2003 ».*
- *BAEL91 « Béton armé aux états limites; édition Eyrolles troisième tirage 1997 ».*
- *CBA 93 « Code du béton armé ; DTR BC 2.41, 1993 ».*
- *DTR BC 2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989 ».*
- *D.T.R. BC 2.33.1 « Méthodes de calcul des fondations superficielles ».*
- *Henry Thonier « Conception et calcul des structures de bâtiments ».*
- *M.Belazougui« Calcul des ouvrages en béton armé ; édition OPU, 1986 ».*
- *Rapport du sol.*
- *Autres documents consultés :*
 - *Cahiers de cours de cursus.*
 - *Mémoires de fin d'étude.*
- *Logiciels utilisés :*
 - *SAP 2000 V14.2*
 - *Auto Cad*
 - *Matlab*
 - *Socotec*
 - *Paint*

Annexes

Annexe 1 :

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$.

$$\rho = 0.9$$

		u/lx	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
		v/ly											
Valeur de M ₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	
1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042		
Valeur de M ₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032		