

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

EN VUE DE L'OBTENSION DE DIPLOME MASTER

EN GENIE CIVIL

OPTION : CONSTRUCTIONS CIVILS ET INDUSTRIELLES

THÈME :

**Etude d'une structure de tour (RDC+9Etages
+Entre Sol) en portiques et voiles
sur fondations profondes**

Dirigé Par : Mr MEGHLAT

Etudie Par :

- SI LAKHAL OUAHAB**
- AZOUAOU RABAH**

Année universitaire : 2022 / 2023



Dédicaces

« Soyons reconnaissants aux personnes qui nous donnent du bonheur ; elles sont les charmants jardiniers par qui nos âmes sont fleuries ».

Marcel Proust

Je dédie ce modeste travail comme preuve de respect, de gratitude, et de reconnaissance à mes très chers parents qui m'ont conseillé et m'ont soutenu dans les moments où j'en avais le plus besoin et pour l'amour qu'ils m'ont toujours donné, leurs encouragements tout au long de mon parcours, ils m'ont consacré beaucoup de temps et disponibilité pour arriver jusqu'à ici car ils ont toujours cru en moi, les mots ne suffisent pas pour traduire ce qu'on ressent vraiment envers eux, fasse Dieu que je puisse les honorer.

À mon chère frère mouh si et mes chères sœurs trouvez ici le témoignage de ma profonde reconnaissance pour leur grande tendresse, qui en plus m'a encouragé tout le long de mes études, Merci de m'avoir donné votre soutien, votre amour, et merci pour tous les bons moments passé ensemble.

À tous les membres de ma grande famille oncles, tantes, cousins et cousines. qui m'ont toujours aidé et encouragé, qui étaient toujours à mes côtés, Et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin, je vous remercie de fond de mon cœur.

À mes chères amis, Ceux qui ont partagé avec moi tous les moments d'émotion lors de la réalisation de ce travail. et qui m'ont accompagné durant mon chemin d'étude, Ils m'ont chaleureusement encouragé tout au long de mon parcours.

À Rabah, je vous remercie pour votre soutien moral, votre patience et votre dévouement à ce travail, Je vous dédie le fruit de nos efforts.

À tous ceux dont l'oubli de la plume n'est pas celui du cœur.

À Toute la promotion de Génie Civil 2022 - 2023

OUAHAB





Dédicaces

« Soyons reconnaissants aux personnes qui nous donnent du bonheur ; elles sont les charmants jardiniers par qui nos âmes sont fleuries ».

Marcel Proust

C'est avec amour, respect et gratitude que je dédie ce modeste travail ...

A mes chers parents, pour toutes les peines qu'ils ont endurées en m'accompagnant dans ce long parcours, qui m'ont toujours encouragée, pour leurs sacrifices, leurs soutiens et leurs précieux conseils durant toute ma vie. Vous avez su me hisser vers le haut pour atteindre mon objectif et être celle que je suis aujourd'hui, Que Dieu, le tout puissant, vous accorde santé, bonheur et longue vie.

A mes adorables sœurs pour votre joie de vivre, votre bonne humeur votre gentillesse et votre soutien sans faille, en témoignage de l'attachement, de l'amour et de l'affection que je porte pour vous. Je vous dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur, santé et de réussite.

A ma sœur et son mari les mots ne peuvent résumer ma reconnaissance et mon amour à votre égard. Vous étiez toujours présents pour m'aider et m'encourager. Mille mercis.

A la mémoire de mes grands-parents que Dieu les accueille dans son vaste paradis.

A ma famille du plus petit au plus grand.

A mes ami(e)s et à mes collègues.

A Ouahab, je vous remercie pour votre soutien moral, votre patience et votre dévouement à ce travail, Je vous dédie le fruit de nos efforts.

A tous ceux dont l'oubli de la plume n'est pas celui du cœur.

Rabah.



REMERCIEMENTS

En premier lieu, nous remercions le bon dieu le tout puissant et miséricordieux qui nous a donné la force ,la foie ,la patience, le courage et la volonté a surmonter de longues années d'études et d'avoir accomplir ce travail qui présente le fruit de nos sacrifices .

Les mots ne suffisent pas pour exprimer tout nos profonds remerciements a nos chers parents quelles ont étaient a nos cotés au moment ou l'on avait le plus besoin.et qu'ils nous ont aidé pour arriver à ce stade d'étude ainsi que chaque instant de bonheur qu'ils nous ont procuré.

Au terme de ce modeste travail, nous remercions, notre promoteur **Mr MEGHLAT** pour son aide, sa disponibilité, ses précieux conseils , ses motivations et avoir partagé avec nous ces connaissances. et de nous avoir suivis et guidés durant l'élaboration de ce projet.

Nous remerciant aussi les membres de jury qui nous ferons l'honneur d'examiner notre travail et nous restons à leurs entière disposition pour toutes propositions qu'ils jugeraient nécessaire à enrichir notre projet.

Nous tenons aussi à remercier l'ensemble des enseignants et enseignantes qu'ils nous ont donné autan que possible de savoir et de connaissances et qui ont contribué à notre formation chacun dans son domaine.

SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation et caractéristiques de l'ouvrage.

I.1. Description de l'ouvrage	01
I.2. Réglementation utilisée	01
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux	04
I.5.1. Le béton	04
I.5.3. L'acier	09
I.6. Les action et sollicitation	12

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

II.1. Pré-dimensionnement des poutres	15
II.2. Pré-dimensionnement des poutrelles	17
II.3. Pré-dimensionnement du plancher	17
II.4. Pré-dimensionnement des voiles	19
II.5. Pré-dimensionnement des poteaux	20
II.5.5.2. Vérification des exigences de l'article 7.5.1 du RPA 99	31
II.5.5.3 Vérification a la compression simple	31
II.5.5.4. Vérification au flambement	32

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

II.1. L'acrotère	34
III.1.5. Calcul à l'ELU	35
III.1.6. Vérification à l'ELU	37
III.1.7. Vérification sous l'action sismique	40
III.2. Les planchers	42
III.2.1. Plancher en corps creux	42
III.2.2. Calcul de la dalle de compression	42
III.2.3. Calcul des poutrelles	44
III.2.3.3. Calcul des armatures	59
III.2.3.4. Vérifications à l'ELU	62

SOMMAIRE

III.2.3.5. Vérifications à l'ELS	65
III.3. Plancher en dalle plein	72
III.3.2. Calcul des armatures	73
III.3.2.1. Vérifications à l'ELU	74
III.3.2.2Vérifications à l'ELS	77
III.4.Etude de la salle machine	80
III.4.2. Calcul à l'ELU	83
III.4.3.Vérification à l'ELU	85
III.4.4.Vérifications à l'ELS	86
III.5.Calcul de l'escalier	91
III.5.5.Calcul à l'ELU	98
III.5.6Vérification à l'ELU	101
III.5.7. Vérifications à l'ELS	104

Chapitre IV : Modélisation et étude dynamique

IV.1. Définition de logiciel ETABS	129
IV.1. 1.Etapes de modélisation	130
IV.2.Vérification aux exigences de RPA99/V2003	143
IV.2. 1.Choix de la méthode de calcul	143
IV.2. 2.Vérification de pourcentage de la participation de la masse modale	146
IV.2. 3.Vérification de l'effort tranchant à la base	147
IV.2. 3.1. Justification de système contreventements	149
IV.2.3.2.Facteur d'amplitude dynamique moyen	155
IV.2.4.Vérification des déplacements relatif	157
IV.2.5.Vérification des déplacements maximale	159
IV.2.6.Vérification de l'effet P-Delta ($P - \Delta$)	160

SOMMAIRE

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteur

V.1. Les poutres	163
V.1.1 Recommandation de RPA99/V2003	163
V.1.2 Calcul des armatures a L'ELU	153
V.1.3.Vérification a L'ELU	164
V.1.4.Vérification a L'ELS	178
V.2. Les poteaux	183
V.2.1 Recommandations de RPA99/V2003	183
V.2.2 Calcul des armatures a L'ELU	185
V.2.3.Vérification a L'ELU	188
V.2.4.Vérification a L'ELS	190
V.2.5.Spécifications pour les nœuds poteau poutre	193
V.3. Les voiles	198
V.3.1 calcul des contraintes	202
V.3.2 Ferrailages des voiles	206
V.3.3.Vérification des contraintes	218
V.3.4.Vérification a L'ELS	222

Chapitre VI : Infrastructure

VI.1. Etude voile périphérique	226
VI.2 .Etude des fondations	236
VI.2.1. Calcul de la fondation	237
VI.2.1.1. Dimensionnements des semelles filantes	238
VI.2.1.2. Dimensionnements de radier général.....	240
VI.2.1.3. Calcul des pieux	247
1- Choix de la méthode	251
2- Dimensionnements des pieux	253
3- Ferrailage des pieux	256

SOMMAIRE

VI.2.2. Ferrailage de radier	261
VI.2.2.1. Calcul a L'ELU	262
VI.2.2.2. Vérification a L'ELU	263
VI.2.2.3. Vérification a L'ELS	265
VI.2.3. Calcul de débord	268
VI.2.3.1. Calcul a L'ELU	268
VI.2.3.2. Vérification a L'ELU	269
VI.2.3.3. Vérification a L'ELS	271
VI.2.4. Calcul des nervures	272
VI.2.4.1 Calcul a L'ELU	272
VI.2.4.2 Vérification a L'ELU	274
VI.2.4.3 Vérification a L'ELS	277
VI.2.4. Calcul de la semelle sur pieux	279
VI.2.4.1 Dimensionnement	279
VI.2.4.2 Evaluation des charges	280
VI.2.4.3 Calcul des armatures a L'ELU	280
VI.2.4.4 Vérification de la section de béton	281
VI.2.5. Vérification de la structure au renversement	281

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Vérification des poutres aux conditions du RPA 99.	16
Tableau II.2. Charge revenant(G) au plancher terrasse inaccessible.	22
Tableau II.3. Charge revenant(G) au plancher étage courant.	23
Tableau II.4. Charge revenant(G) au plancher dalle pleine.	23
Tableau II.5. Charge revenant(G) au balcon terrasse inaccessible.	24
Tableau II.6. Charge revenant(G) aux murs extérieurs.	24
Tableau II.7. Charge revenant(G) aux murs intérieurs.	25
Tableau II 8. Charge d'exploitation (Q).	26
Tableau II.9. Récapitulatifs de la descente de charge.	30
Tableau II.10: Tableau récapitulatifs des dimensions des éléments.	33
Tableau III.1: récapitulatifs des moments fléchissant et effort tranchants cas N° 01.	66
Tableau III.2 : Calculs des moments aux travées 2 ^{eme} cas.	67
Tableau III.3 : Calculs des moments aux travées 3 ^{eme} cas.	68
Tableau III.4 : Calculs des moments aux travées 4 ^{eme} cas.	69
Tableau III.5 : Charge permanente de palier de repos.	93
Tableau III.6 : Charge permanente de la volée.	94
Tableau IV.1. Le taux de participation massique.	146
Tableau IV.2. Valeur de pénalités.	148
Tableau IV.3. Récapitulatifs des charges horizontales dans le sens x-x.	151
Tableau IV.4. Récapitulatifs des charges horizontales dans le sens y-y.	152
Tableau IV.5. Récapitulatifs des charges verticales.	154
Tableau IV.6. Récapitulatifs des efforts tranchants à la base de bâtiment.	156
Tableau IV.7. Récapitulatifs des déplacements relatifs des portiques x-x.	158
Tableau IV.8. Récapitulatifs des déplacements relatifs des portiques y-y.	158
Tableau IV.9. Récapitulatifs des déplacements maximaux sous EX	159
Tableau IV.10. Récapitulatifs des déplacements maximaux sous EY.	160
Tableau IV.11. Récapitulatifs des justifications vis avis de l'effort P- Δ dans le sens x-x	161
Tableau IV.12. Récapitulatifs des justifications vis avis de l'effort P- Δ dans le sens y-y	161

LISTE DES TABLEAUX

Tableau V.1. récapitulatif des recommandations de RPA99 / V2003.	164
Tableau V.2. ferraillage des poutres principales solidaire aux voiles de RPA99 / V2003.	166
Tableau V.3. ferraillage des poutres secondaires non solidaire aux voiles de RPA99/V2003.	167
Tableau V.4. ferraillage des poutres secondaire solidaire aux voiles de RPA99 / V2003.	168
Tableau V.5. ferraillage des poutres chainage solidaire aux voiles de RPA99 / V2003.	170
Tableau V.6. ferraillage des poutres chainage solidaire aux voiles de RPA99 / V2003.	171
Tableau V.7. Vérification de la rupture par cisaillement	172
Tableau V.8. Vérification de l'adhérence des barres.	174
Tableau V.9. Vérification a l'état limite de service.	179
Tableau V.10. Vérification des contraintes dans le béton.....	180
Tableau V.11. Vérification de la fléché.	181
Tableau V.12. recommandations de RPA99 / V2003.	185
Tableau V.13. Armatures longitudinales des poteaux..	187
Tableau V.14. Armatures transversales des poteaux.....	188
Tableau V.15. Vérification de cisaillement.....	189
Tableau V.16. Vérification a l'état limite de service.	193
Tableau V.17. Récapitulatif des moments résistants.	196
Tableau V.18. Récapitulatif des contraintes de VL1	202
Tableau V.19. Récapitulatif des contraintes de VL2	203
Tableau V.20. Récapitulatif des contraintes de VL3	203
Tableau V.21. Récapitulatif des contraintes de VT1	204
Tableau V.22. Récapitulatif des contraintes de VT2	204
Tableau V.23. Récapitulatif des contraintes de VT3	205
Tableau V.24. Récapitulatif des contraintes de VT4	205
Tableau V.25. Récapitulatif de ferraillage de VL1	211
Tableau V.26. Récapitulatif de ferraillage de VL2	212
Tableau V.27. Récapitulatif de ferraillage de VL3	213
Tableau V.28. Récapitulatifde ferraillage de VT1	214
Tableau V.29. Récapitulatif de ferraillage de VT2	215

LISTE DES TABLEAUX

Tableau V.30. Récapitulatif de ferrailage de VT3	216
Tableau V.31. Récapitulatif de ferrailage de VT4	217
Tableau V.32. Vérification des contraintes de cisaillement de VL1	218
Tableau V.33. Vérification des contraintes de cisaillement de VL2.....	219
Tableau V.34. Vérification des contraintes de cisaillement de VL3.....	219
Tableau V.35. Vérification des contraintes de cisaillement de VT1.....	220
Tableau V.36. Vérification des contraintes de cisaillement de VT2.....	220
Tableau V.37. Vérification des contraintes de cisaillement de VT3.....	221
Tableau V.38. Vérification des contraintes de cisaillement de VT4.....	221
Tableau V.39. Vérification des contraintes à L'ELS de VL1	222
Tableau V.40. Vérification des contraintes à L'ELS de VL2	222
Tableau V.41. Vérification des contraintes à L'ELS de VL3	223
Tableau V.42. Vérification des contraintes à L'ELS de VT1	223
Tableau V.43. Vérification des contraintes à L'ELS de VT2	224
Tableau V.44. Vérification des contraintes à L'ELS de VT3	224
Tableau V.45. Vérification des contraintes à L'ELS de VT4	225
Tableau VI.1. Récapitulatifs du résultant de la semelle continue sous voile VL	238
Tableau VI.2. Récapitulatifs du résultant de la semelle continue sous voile VT	238
Tableau VI.3. Récapitulatifs du résultant de la semelle continue sous poteaux	239
Tableau VI.4. Récapitulatifs du résultant des moments stabilisant	283

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Diagramme des contraintes-déformations du béton a l'ELU.....	08
Figure I.2 : Diagramme des contraintes-déformations du béton a l'ELS.	09
Figure I.3 : Diagramme de calcul contraintes –déformation de l'acier	11
Figure II.1 Coupe transversale d'un plancher à corps creux.	17
Figure II.2 : Coupe d'un voile en élévation.	19
Figure II.3 : Coupe de voiles en plan.....	19
Figure II.4: Coupe des différentes couches qui composent le plancher de la terrasse.	22
Figure II.5: Coupe des différentes couches qui composent le plancher de l'étage courant	22
Figure II.6. Coupe de plancher dalle pleine	23
Figure II.7: Coupe verticale mur extérieur.	24
Figure II.8 : Coupe vertical mur intérieur.....	25
Figure II.9: Surface d'influence	26
Figure II.10 : dégression des surcharges.....	29
Figure III.1. Diagramme des efforts internes à L'ELU	35
Figure III.2. Schéma de la section du calcul de l'acrotère.....	35
Figure III.3. Plan de ferrailage de l'acrotère	41
Figure III.4. Coupe d'un plancher en corps creux	42
Figure III.5. Schéma de ferrailage du la dalle de compression	43
Figure III.6. Coupe vertical de la poutrelle.....	46
Figure III.7. Diagrammes des moments fléchissant (coefficients réducteurs)	49
Figure III.8. Plan de coffrage précise les 4 cas de poutrelles a étudié	49
Figure III.9. Schéma statique de calcul des efforts tranchants	52
Figure III.10. Diagrammes des moments fléchissant a L'ELU	54
Figure III.11. Diagrammes des efforts tranchants à L'ELU	54
Figure III.12. Diagrammes des moments fléchissant à L'ELU	56
Figure III.13. Diagrammes des efforts tranchants à L'ELU	56
Figure III.14. Diagrammes des moments fléchissant à L'ELU	58
Figure III.15. Diagrammes des efforts tranchants à L'ELU	58
Figure III.16. Diagrammes des moments fléchissant à L'ELU	59

LISTE DES FIGURES

Figure III.17. Diagrammes des efforts tranchant a L'ELU.....	59
Figure III.18. Diagrammes des moments fléchissant a L'ELS.....	66
Figure III.19. Diagrammes des efforts tranchant a L'ELS	66
Figure III.20. Diagrammes des moments fléchissant a L'ELS.....	67
Figure III.21. Diagrammes des moments fléchissant a L'ELS.....	68
Figure III.22. Diagrammes des moments fléchissant a L'ELS.....	69
Figure III.23. Plan de ferrailage du plancher en corps creux.....	71
Figure III.24. Coupes de ferrailage du la dalle pleine	79
Figure III.25. Fiche technique de l'ascenseur.....	80
Figure III.26. Rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen	80
Figure III.27. Plan de ferrailage de la dalle pleine salle machine.....	90
Figure III.28. Terminologie de l'escalier.....	91
Figure III.29. schéma statique de l'escalier	92
Figure III.30. Schéma statique de calcul de l'escalier à l'ELU	95
Figure III.31. Diagrammes des efforts internes de l'escalier a L'ELU	98
Figure III.32. schéma de calcul de ferrailage de l'escalier a L'ELU.....	98
Figure III.33. Schéma statique de calcul de l'escalier à l'ELS.....	104
Figure III.34. Diagrammes des efforts internes à L'ELS	107
Figure III.35. Plan de ferrailage de l'escalier du RDC et des étages courants	111
Figure III.36. Schéma statique de calcul de l'escalier à l'ELU	112
Figure III.37. Diagrammes des efforts internes à L'ELU.....	115
Figure III.38. schéma de calcul de l'escalier de l'entre sol a L'ELU	115
Figure III.39. Schéma statique de calcul de l'escalier de l'entre sol à l'ELU	121
Figure III.40. Diagrammes des efforts internes de l'escalier entre sol a L'ELU.....	124
Figure III.41. Plan de ferrailage de l'escalier de l'entre sol	128
Figure IV.1. Coupe transversale de ferrailage poutre principale	182
Figure IV.2. Coupe transversale de ferrailage poutre secondaire	182
Figure IV.3. Coupe transversale de ferrailage poutre palière	182
Figure IV.4. Coupe transversale de ferrailage poutre chainage	183
Figure IV.5. Schéma des jonctions par recouvrements.....	185
Figure IV.6. Spécification pour les nœuds poteaux poutre	193
Figure IV.7. Coupe transversale de ferrailage de poteau 45×45 cm ²	197
Figure IV.8. Coupe transversale de ferrailage de poteau 40×40 cm ²	197

LISTE DES FIGURES

Figure IV.9. Coupe transversale de ferrailage de poteau 35×35 cm ²	197
Figure IV.10. Coupe transversale de ferrailage de poteau 30×30 cm ²	197
Figure IV.11. Schéma de disposition optimale des voiles de contreventement	198
Figure IV.12. Coupe transversale de ferrailage de voile transversale 01.....	208
Figure IV.13. Coupe transversale de ferrailage de voile longitudinale 01.....	210
Figure VI.1. Schéma des contraintes horizontales ELU	226
Figure VI.2. Schéma des contraintes horizontales ELS	226
Figure VI.3. Schéma Plan de ferrailage de voile périphérique	235
Figure VI.4. Coupe verticale des fondations profondes et superficielles	247
Figure VI.5. Coupe horizontale de ferrailage des pieux	260
Figure VI.6. Coupe transversale de ferrailage de la nervure 100 x 100 cm ²	279
Figure VI.7. Coupe verticale de ferrailage de la semelle sur 4 pieux	281

INTRODUCTION GENERALE

La seconde moitié du vingtième siècle est marquée par une intense activité de construction d'infrastructures en béton armé et par un développement sans cesse croissant du parc immobilier.

Les structures en génie civil sont des assemblages organisés de matériaux qui sont conçus pour résister à des charges ou des forces pour maintenir leur intégrité et leur stabilité. Elles sont utilisées pour supporter des infrastructures telles que des bâtiments, des ponts, des tunnels, des barrages, des routes, des voies ferrées et des aéroports. Les propriétés de ces structures dépendent des charges et des conditions environnementales auxquelles elles sont soumises, telles que la force du vent, les tremblements de terre, la neige, la pluie, les vagues et les changements de température.

Les ingénieurs en génie civil sont responsables de la conception, de la construction, de la maintenance et de la réhabilitation de ces structures. Ils doivent considérer les matériaux appropriés, la géométrie, les connexions, les charges, la sécurité, les coûts et les conditions environnementales pour assurer la robustesse et la longévité de la structure.

En outre, avec l'avancement des technologies, la conception et la construction des structures évoluent continuellement pour répondre à des conditions de plus en plus sévères. L'ingénierie des structures joue donc un rôle essentiel dans le développement et l'amélioration des infrastructures qui façonnent notre environnement bâti.

Les structures en génie civil sont conçues pour supporter des charges verticales telles que le poids des matériaux de construction et des charges horizontales telles que les forces du vent et les séismes. Les matériaux couramment utilisés pour les structures comprennent l'acier, le béton, le bois et la maçonnerie.

En plus des forces extérieures, les structures peuvent également être soumises à des contraintes internes telles que la traction, la compression et la flexion. Les ingénieurs en génie civil doivent prendre ces forces en considération pour s'assurer que la structure soit capable de supporter les charges requises sans se déformer ou s'effondrer.

Elles peuvent être conçues avec une variété de formes, telles que des colonnes, des poutres, en fonction des exigences spécifiques de la structure. Des techniques de modélisation informatique avancées telles que la modélisation par éléments finis qui est largement utilisées pour simuler le comportement de la structure sous différentes charges.

L'utilisation de nouvelles technologies de construction, telles que des systèmes de coffrage en béton préfabriqué, peut également améliorer l'efficacité et la durabilité de la structure.

Les avantages de l'utilisation du béton armé incluent sa capacité à supporter de lourdes charges, sa force et sa durabilité.

INTRODUCTION GENERALE

Sous l'action sismique, la structure doit être conçue et construite pour résister aux forces de balancement et de torsion créées par les mouvements tectoniques. Des solutions spécifiques, telles que l'utilisation de mécanismes d'isolation sismique, peuvent être utilisées pour minimiser les dommages et protéger les occupants de la structure. L'ingénierie sismique est donc une discipline importante qui vise à assurer la sécurité des bâtiments et des infrastructures face à des catastrophes naturelles potentielles. En fin de compte, il est essentiel que les professionnels de la construction comprennent les principes de l'ingénierie sismique et appliquent les normes les plus élevées pour garantir la sécurité des personnes, des biens et des communautés dans les zones à risque sismique.

En générale , une structure en béton armée peut offrir une grande résistance et une grande durabilité en raison de la combinaison de deux matériaux, le béton et l'acier, qui se complètent mutuellement. L'acier est utilisé pour renforcer le béton et le rendre résistant aux contraintes de compression et de traction dues aux charges. La qualité de la conception, de la mise en œuvre et de la maintenance de la structure est cruciale pour garantir sa performance dans le temps. Il est donc essentiel de respecter les normes et les réglementations en vigueur tels que le règlement parasismique algérien **RPA99/ V 2003** et le **BAEL 91/99** et de faire appel à des professionnels qualifiés pour concevoir, construire et inspecter la structure en béton armée.

En fin de compte, une structure en béton armée bien conçue, construite et entretenue peut offrir une résistance et une sécurité élevées pour les occupants et les biens.

Notre projet, consiste une l'étude d'une structure de tour en RDC+9Etages + Entre sol en portiques et voiles sur fondations profondes

I 'objet des trois premiers chapitres porte sur la présentation de l'ouvrages et le pré-dimensionnement des éléments ainsi que le calcul des éléments secondaires , s'en suit une étude dynamique de la structure avec le logiciel ETABS version V 9.1.4 en introduisons un spectre de réponse selon le règlement parasismique algérien RPA99/ V2003 , ensuite on passe au ferrailages des éléments porteurs , ainsi que l'étude de l'infrastructure et a la fin une conclusion générale sous forme des remarques et perspectives sur notre projet

CHAPITRE I

Présentation De L'ouvrage

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Description de l'ouvrage:

Notre projet consiste à l'étude d'une structure en (R+9+Entre Sol) à usage d'habitation et commercial , composée de portiques auto-stable et voiles de contreventement .

L'ouvrage est de groupe d'usage 2 (classée comme ouvrages courants ou d'importance moyenne qui ne dépassent pas 48 m de hauteur) (**Annexe I – art 3.2 du RPA 99/ modifié 2003**).qui sera implanté à Souidania - Ouled Fayet wilaya d'Alger, classé comme étant une zone de sismicité élevée (zone III) (**Annexe I – Art 3.1**) selon le Règlement Parasismique Algérien **RPA 99/ modifié 2003**.

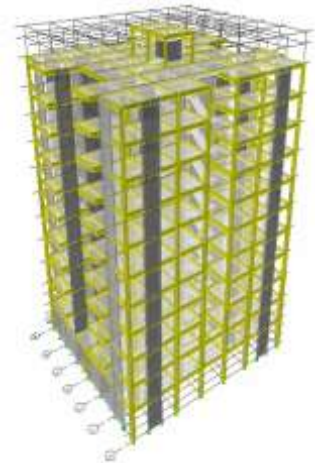
La structure est composée :

- Entre sol a usage commercial
- Rez-de-chaussée a usage d'habitation
- 9 étage courants a usage d'habitation
- Une terrasse inaccessible

I.2. Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Il est indispensable à l'ingénieur en génie civil de respecter les caractéristiques géométriques de l'ouvrage lors de la réalisation.

- Longueur totale du bâtiment..... 26,40 m
- Largeur totale du bâtiment..... 23,75 m
- Hauteur totale du bâtiment.....34,65 m
- Hauteur de l'étage courant 3,15 m
- Hauteur du RDC..... 3,15 m
- Hauteur de l'entre sol 4,08 m
- Hauteur de L'acrotère0,40 m



I.3. Règlements utilisés :

L'étude se fera conformément aux règles suivantes :

- Règlement parasismiques Algériennes (RPA 99 / modifier 2003).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 révisées 99).
- Document technique Règlementaire (DTR B.C. 2-41) : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A.93)
- Document technique Règlementaire (DTR B.C. 2.2) : Charges permanentes et charges d'exploitation.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

- **Caractéristiques mécaniques du sol :**

Le calcul des fondations est en fonction du rapport géotechnique du sol et des recommandations du Centre de Génie Parasismique (CGS).

- La contrainte admissible du sol d'assise est $\bar{\sigma}_s = 1,50 \text{ bar}$, et sa raideur $K=40 \text{ Kg/cm}$ (sol de densité moyen) selon le rapport géotechnique.
- Aucune présence de nappe phréatique

I.4. Les éléments de l'ouvrage :

I.4.1. Superstructure :

- **L' Ossature :**

L'ossature est composée de portiques et de voiles qui vont reprendre les charges de l'ouvrage

- **Contreventement par portiques :** c'est un système constituée de poteaux et poutres capable de reprendre les sollicitations dues aux charges verticales,
- **Contreventement par voiles :** c'est un système composé par des éléments verticaux en béton armé disposés dans les deux sens, assurant la stabilité sous l'action des charges horizontales et verticales , et les transmettre aux fondations.

- **Les Planchers :**

Les planchers sont des aires planes limitant les différents niveaux d'un bâtiment , ils ont pour fonction de supporter les charges et les surcharges et les transmettre au éléments porteurs ,ils permettant aussi une isolation thermique et acoustique , On distingue deux types :

- **Plancher en corps creux :**

c'est un plancher en béton préfabriqué, constitué de trois éléments : des poutrelles porteuses, des hourdis et une dalle de compression.

- **Plancher en dalle pleine :**

Le plancher en dalle pleine est constitué d'une épaisseur de béton armé, coulée sur un coffrage plat, il comporte des armatures d'acier variant en nombre et en diamètre selon la portée et les charges à supporter. Prévu lorsqu'il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux.

- **Cage d'ascenseur :**

C'est un appareil élévateur permettant de transporter des personnes dans une cabine d'un niveau a un autre, la cage d'ascenseur constitue d'un ensemble de voiles coulés sur place .

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

- **L'escalier :**

Les escaliers sont des éléments en béton armé réalisés sur place constitués d'une série de marches et contre marches, et des volées reposant sur des paliers de repos , qui permettant de déplacé d'un niveau a un autre .

- **Les Consoles :**

En génie civil, une console c'est un élément plane en porte-à-faux, soit par exemple une poutre isostatique encastrée à une de ses extrémités.

- **Acrotère :**

Le bâtiment a une terrasse inaccessible qui sera entourée d'une acrotère de **40 cm** de hauteur et de **10cm** d'épaisseur.

- **La Maçonnerie :**

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage , On distingue deux types de murs :

- **Murs extérieurs:** sont réalisées en doubles cloisons en briques creuses de 20 cm , et d'une lame d'air de 5cm.
- **Murs intérieurs :** sont réalisés en simple cloison de brique creuse de 10cm d'épaisseur.

- **Les Revêtements :**

Ce sont les éléments de finitions indispensables pour le confort. On utilisera dans l'ouvrage les éléments suivants :

- **Revêtement horizontal :** En plâtre et enduit pour les plafonds et en carrelage pour les sols.
- **Revêtement vertical :** En mortier de ciment pour les murs extérieurs, en plâtre et enduit pour les murs intérieurs et extérieurs et en céramique pour les salles d'eau

I.4.2. Infrastructure :

- **Les Fondations :**

Les fondations sont des éléments qui se situent à la base de la structure, elles assure la transmission des charges et surcharges engendrées par la superstructure au sol. On distingue trois type de fondations :

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

- fondations superficielles : semelle isolée , semelle filante (continue) ou radier générale
- fondation semi-profondes : puits
- fondation Profondes : pieux

I.5. Les caractéristiques des matériaux :

Le béton et l'acier sont deux matériaux utilisés pour la réalisation de cet ouvrage , ils sont caractérisés par la résistance a la compression pour le béton et a la traction pour les acier , ils doivent répondre aux règlement parasismique algérien RPA 99 / version 2003 et le règlement de béton armée aux états limites BAEL 91 / version 99.

I.5.1. LE BETON :

Le béton est le matériau le plus utilisé dans les constructions des ouvrages (bâtiment ,barrage, stade, routes, ouvrages d'arts...). C'est un matériau artificiel de nature généralement minérale ,composée des granulats : de gravier et de sable, réuni entre eux au moyen d'un liant généralement hydraulique tel que le ciment. C'est-à-dire une matière susceptible d'en agglomérer d'autres ainsi que des adjuvants qui modifient les propriétés physiques et chimiques du mélange. ce dernier permet de réaliser les forme architecturales.

a)Résistance caractéristique du béton a la compression :

le béton est défini de point de vue mécanique par sa résistance a la compression a 28 jours d'âge, il varie en fonction de diamètre des granulats et de dosage en ciment et de la quantité de l'eau de gâchage.

Cette résistance caractéristique a la compression (f_{c28}) est déterminé après plusieurs essais d'écrasement par compression axial sur des éprouvettes cylindrique normalisées d'une hauteur 32 cm et d'un diamètre de 16 cm (**Art A.2.1.11 de BAEL 91/ version 99**)

$$\left. \begin{aligned} F_{Cj} &= \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28} \quad \text{POUR } f_{c28} \leq 40MPa \\ &(\text{BAEL91/Art.2.1.11}). \\ F_{Cj} &= \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28} \quad \text{POUR } f_{c28} > 40MPa \end{aligned} \right\}$$

le béton qui sera mis en œuvre dans cet ouvrage a une résistance caractéristique a la compression de 25 MPA a 28 jours.

b) Résistance caractéristique du béton a la traction :

La résistance du béton a la traction est faible, elle est de l'ordre de 10% de la résistance a la compression. Elle est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (BAEL91 - art A.2.1, 12)}$$

Pour : $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow$ On aura : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1 \text{ MPA}$.

Avec:

- f_{tj} : résistance caractéristique du a la traction a (j) jours en MPA (N/mm²).

- f_{cj} : la résistance caractéristique du béton a la compression a (j) jours en MPA (N/mm²).

c) Module d'élasticité :

c'est le rapport de la contrainte normal et la déformation engendrée a celle-ci selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux type :

1. Module de déformation longitudinal :

Le module de Young ou module d'élasticité longitudinale est la constante qui relie la contrainte de traction ou de compression et le début de la déformation d'un matériau élastique isotrope.

1.a. Le module de déformation longitudinale instantanée :

D'après l'article **A. 2. 1, 21 BAEL 91/ version 99** Lorsque la durée d'application des contrainte est inférieure à 24h est égal : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$ en MPA

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA} \Rightarrow E_{ij} = 32164,20 \text{ MPA}$

1.b. Le module de déformation longitudinal différée :

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton, nous prendrons un module égal :

$$E_v = E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ en MPA}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad E_v = 10818,86 \text{ MPA}$.

2. Module de déformation transversale (G) :

La valeur du module d'élasticité transversale G est de :

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

Avec :

ν : coefficient de poisson,

E : module de YOUNG.

- **Coefficient de poisson :**

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative

longitudinale: $\nu = \frac{\text{gonflement transversale}}{\text{raccourcissement longitudinal}} = \frac{\Delta t}{\Delta L}$

- Les valeurs de ce coefficient sont données par l'article (**A.2.1,3 du BAEL 99**) :

. $\nu = 0$ Pour un calcul de sollicitations à l'ELU.

. $\nu = 0.2$ Pour un calcul de déformations à l'ELS.

d) Fluage du béton :

Les déformations différées des bétons, et notamment mécaniques comme le fluage sous contrainte, peuvent mettre en cause la durabilité des ouvrages. Dans le cas des structures isostatiques, ces déformations différées, notamment les flèches, sont incompatibles avec le bon fonctionnement en service des ouvrages. Bref aperçu du phénomène de **fluage**.

Lorsque l'on applique une charge permanente à une structure en béton, elle subit une déformation instantanée au moment du chargement ,et une déformation différée (qui se prolonge au cours du temps). Cette déformation différée est appelée : **fluage**.

Le fluage dépend :

- de la valeur de la charge appliquée
- des caractéristiques mécaniques du béton, en particulier son module d'élasticité
- des conditions ambiantes
- de l'âge auquel est appliqué la charge : plus le béton est chargé tardivement moins il flue.

e)Phénomène de retrait :

Le retrait est un phénomène qui affecte les matériaux fabriqués à base de ciment et d'eau. Il s'explique par les contraintes sur les matériaux de construction en ciment et apparaît lorsque la résistance de ces dernières est dépassée.

Ce phénomène se produit dès la mise en œuvre du béton, pendant sa prise et son durcissement et se développe au cours du temps.

I.5.2. Notions des états limites :

la notion d'état-limite se traduit essentiellement au niveau des critères de calcul, par des coefficients partiels de sécurité qui prennent en compte les différentes incertitudes liées aux actions appliquées, aux propriétés des matériaux et à la qualité de la réalisation de l'ouvrage.

On distingue deux états limites :

- Etat Limite Ultime (ELU)
- Etat Limite de Service (ELS)

❖ Hypothèse de calcul a L'ELU et L'ELS :

- ➤ Les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation (Théorie de Navier-Bernoulli).
- ➤ La résistance du béton à la traction est considérée comme nulle (négligeable) .
- ➤ Par adhérence il n'y a pas de glissement relatif entre l'acier et béton en contact.
- ➤ Raccourcissement ultime du béton : $\epsilon_{bu}=3,5\%$ en flexion et $\epsilon_{bu}=2 \%$ en compression
- ➤ Allongement ultime de l'acier est limité à 10 %,
- ➤ Les diagrammes linéaires de déformation passent obligatoirement par l'un des pivots A, B ou C.

a)Etat Limite Ultime (ELU) :

C'est un état qui consiste à vérifier que les éléments ne subissent pas de déformation irréversible sous la charge.

C'est un état au-delà duquel, le bâtiment n'est plus exploitable, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer. il doit être justifié vis-à-vis de trois conditions :

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

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par l'article (A.4.3,41 du BAEL 99) :

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

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_b = 1.5$ (En situation courante).

$\gamma_b = 1.15$ (En situation accidentelle).

θ : Coefficient en fonction de la durée (t) d'application de l'action considérée.

$\theta = 1$ (Pour $t > 24$ h).

$\theta = 0.9$ (Pour $1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h}$).

$\theta = 0.85$ (Pour $t < 1$ h).

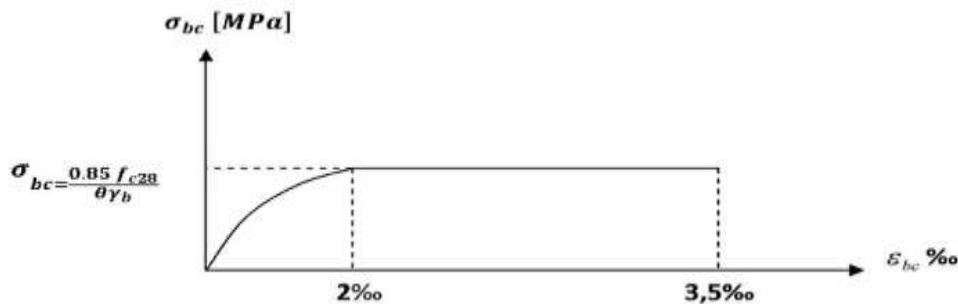


Figure I.1 : Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'ELU.

- Le diagramme est composé d'une partie parabolique où la déformation relative est limitée à 2 ‰ (Etat élastique). Et d'une partie rectangulaire comprise entre $2 \text{ ‰} \leq \xi_{bc} \leq 3.5 \text{ ‰}$ (Etat plastique).

b) Etat limite de service :

L'état limite de service consiste à vérifier pour les éléments de la structure que leur déformation élastique reste compatible avec le fonctionnement.

C'est un état au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la structure ne sont plus satisfaites (Ouverture des fissures, flèches ou déformations excessives, rupture des matériaux).

D'après l'article (A.4.5,2 du BAEL 99) la contrainte de compression du béton ($\bar{\sigma}_{bc}$) est limitée à $0.6f_{cj}$.

. Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$

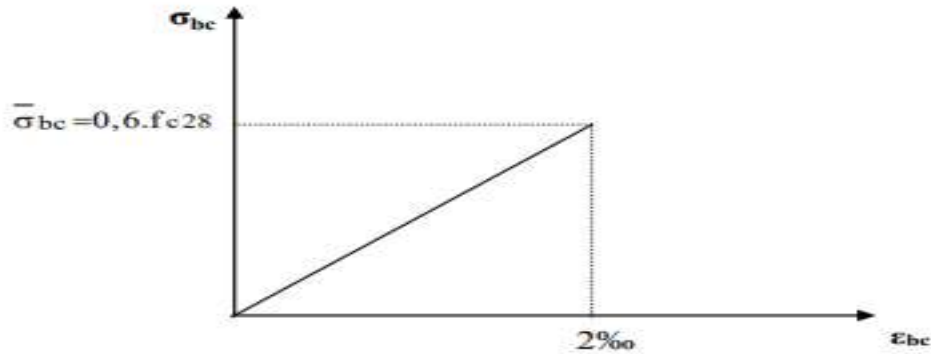


Figure I.2 : Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'ELS.

- Le diagramme est sous forme d'une droite où la déformation relative est limitée à 2‰ (Etat élastique)

c) **Contrainte limite de cisaillement :**

Les justifications des poutres en béton armé soumises à l'effort tranchant sont conduites à partir de la contrainte tangente prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \text{ (Article 5.1,1 du BAEL 99)}$$

avec :

- v_u : effort tranchant dans la section étudiée à l'ELU.
- b_0 : largeur de la section cisailée.
- d : hauteur utile ($d = 0,9h$ qui est la position des aciers tendus).

- **Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :**

. Cas de fissuration non préjudiciable (Peu nuisible) : $\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$

. Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable $\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$

I.5.3.L'ACIER :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, son rôle est de résister sous les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, auxquels le béton ne résiste pas. Les aciers sont distingués par leur nuance et leurs états de surface. En général, trois types sont utilisés :

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

➤ **Les aciers à haute adhérences (HA) ou haute limite élastique :**

Selon Art.7.2.2 de RPA 99 / version 2003, excepté pour les armatures transversales, les armatures pour le béton armé des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec une limite d'élasticité spécifiée inférieure ou égale à **500 MPA**, l'allongement total relatif sous charges maximales spécifiée doit être supérieur ou égale à **5%**.

➤ **Les Treillis soudés (TS):** c'est des quadrillage en files, se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs point de croisement, de nuance FeE500. (TLE 520)

→ **Dans notre ouvrage**, on utilisera deux types d'aciers:

- Aciers haute adhérence FeE400, dont la limite d'élasticité $F_e = 400$ MPA.
- Treillis soudé TS520 ($\Phi < 6$ mm), dont la limite d'élasticité $F_e = 520$ MPA.

a) Module d'élasticité longitudinale :

C'est une caractéristique de quantité d'un matériau, qui exprime la relation entre la contrainte et la déformation, sa valeur est constante quel que soit la nuance de l'acier.

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier (ES) est pris égale à : $E_S = 200000$ MPA.

b) Coefficient de poisson :

Le Coefficient de poisson des aciers pris égale à $0,3$, sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier

c) La limite d'élasticité de l'acier :

➤ **Contrainte limite ultime :(Art A.4.3,2 de BAEL91 / version 99)**

La contrainte limite de déformation de l'acier à l'ELU est donnée par la formule suivante: $\sigma_s =$

$$\frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1.15$ pour la situation durable.

$\gamma_s = 1$ pour le cas accidentel.

$\sigma_s = 348$ MPa pour les aciers à haute adhérence FeE400.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

❖ Diagramme contrainte-déformation : (Art A.2.2, 2/BAEL 99)

Ce diagramme est valable pour tous les aciers quelque soient leurs modes d'élaboration. L'allongement maximal de l'acier est limité à 90‰

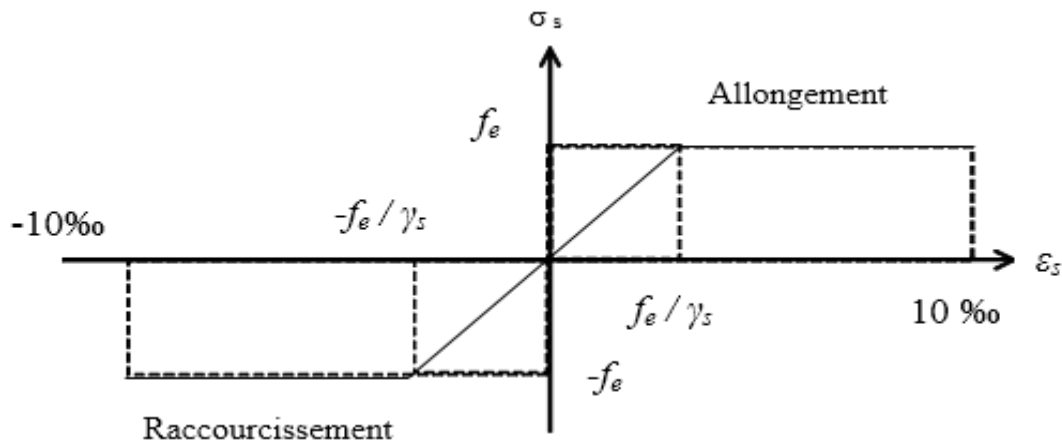


Figure I.3 : Diagramme de calcul contraintes –déformation de l'acier

➤ Contrainte admissible a ELS : (Art A.4.3,2 de BAEL91 / version 99)

On distingue trois cas selon le type de fissuration considéré :

- Fissuration peu nuisible ou peu préjudiciable :(Art A.4.5, 32 BAEL91)

C'est le cas d'ouvrages situés en milieu peu agressif. Le BAEL91 précise qu'il s'agit d'éléments situés dans des locaux couverts fermés (pas de gaz, ni de produits chimiques), non soumis à des condensations ; dans ce cas aucune vérification n'est nécessaire.

- Fissuration préjudiciable : (Art A.4.5, 33 BAEL91)

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments sont exposés aux intempéries, à des condensations, ou peuvent être alternativement noyés et immergés en eau douce.

$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta} f_{tj} \right\}$$

Avec : η est le coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1.3$ pour les HA ($\varnothing < 6 \text{ mm}$)

$\eta = 1.6$ pour les HA ($\varnothing \geq 6 \text{ mm}$)

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

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

- Fissuration très préjudiciable : (Art A.4.5.33 BAEL99)

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments sont exposés à un milieu agressif.

$$\sigma_{St} \leq \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{f_{tj}} \right\}$$

d) Protection des armatures : (Art A-7.2, 4 BAEL99)

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

- **c ≥ 1 cm** : pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.
- **1 cm > c ≥ 3 cm** : pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- **3 cm > c ≥ 5 cm** : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.

I.6. Les actions et sollicitations :

1) . Actions :

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'états (retrait, fluage, les variations de température, tassements) qui entraînent des déformations de la structure, elles proviennent donc :

- Charges permanentes.
 - Charges d'exploitation.
 - Charges climatiques.
- Les Règles BAEL distinguent (art. A. 3.1,1) :

A. Les actions permanentes (G) :

les actions *permanentes*, notées *G*, dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite comme, par exemple, les actions dues aux déformations différées du béton (retrait, fluage)

Ce sont des actions dont les variations de l'intensité sont rares ou négligeables par rapport à la valeur moyenne, elles comportent

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

- Poids propres des éléments de construction.
- Le poids de revêtement et cloisons.
- Le poids et les poussées des terres des solides ou des liquides.

B. Les actions variables (Q_i) :

Les actions *variables*, notées Q_i , dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps ; elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).
- Charges climatiques (neige, vent).
- Actions de températures, du retrait...etc.

C. Les actions accidentelles (F_A) :

Les actions *accidentelles*, notées F_A , provenant de phénomènes rares avec une faible durée d'application citant :

- Chocs de véhicules routiers.
- Explosion.
- Vent.
- Séisme

2) Sollicitations :

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme des forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

- Différentes combinaisons d'action données par le RPA :

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

- Situation durable :
 - ELU : $1.35G+1.5Q$
 - ELS : $G+Q$

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

➤ Situation accidentelle :

- $G+Q\pm E$.
- $0.8G\pm E$.

❖ Les hypothèses de calcul:

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25$ MPA.
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1$ MPA
- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818,86$ MPA
- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32164,20$ MPA
- Le module d'élasticité longitudinale de l'acier : $ES=200000$ MPA.
- Coefficient de poisson : (**A.2.1,3 du BAEL 99**) :
 - $\nu = 0$ Pour un calcul de sollicitations à l'ELU.
 - $\nu = 0,2$ Pour un calcul de déformations à l'ELS.

➤ Pour les armatures :

- longitudinales et transversales: on choisit les aciers : **H.A** ⇒ **Fe = 400 MPA**
- treillis soudés **TS520** ⇒ **Fe= 500 MPA** (pour la dalle de compression)

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons défini tous les éléments constituant notre ouvrage et les caractéristiques mécaniques des matériaux que nous allons utiliser lors de la construction en respectant le règlement parasismique algérien « **RPA99/ version 2003** » et les règles du « **BAEL 91 / modifié 99** ».

CHAPITRE II

PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments permet d'avoir un pré a vis sur les dimensions des éléments de la structure, c'est une étape importante qui doit être réalisée avec précautions et conformités avec les différents règlements afin d'assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage à savoir RPA99 /2003 et le BAEL91/99

Nous allons Pré-dimensionner les planchers, les poutrelles, les poutres , les poteaux , les voiles , et les escaliers .

II.1.Les Poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux ayant un rôle la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux, voiles).

Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon la formule suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

➤ Les poutres principales (les porteuses) :

Lmax : la distance maximale entre-axe des poteaux

L : la portée libre de la poutre

En **zone III** (la largeur de poteau B) elle est prise a **30 cm au minimum (Art 7.4.1 de RPA99/2003)**

- La hauteur de la poutre : $L = L_{\max} - B = 430 - 30 = 400 \text{ cm}$

$$\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 27 \leq h \leq 40$$

⇒ On opte pour **h = 40 cm**

- La largeur de la poutre : $0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 16 \leq b \leq 28$

⇒ On opte pour **b = 25 cm**

➤ Les poutres secondaires :

- La hauteur de la poutre : $L = 415 - 30 = 385 \text{ cm}$

$$\frac{385}{15} \leq h \leq \frac{385}{10}$$

$$26 \leq h \leq 38,5$$

⇒ On opte pour **h = 35 cm**

La largeur de la poutre : $0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 14 \leq b \leq 24,5$

⇒ On opte pour **b = 25cm**

➤ Les poutres palières :

Lmax : la distance maximale entre-axe des poteaux

L : la portée libre de la poutre

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

En **zone III**(la largeur de poteau B) elle est prise a **30 cm au minimum** (Art 7.4.1 de RPA99/2003)

- La hauteur de la poutre : $L = L_{\max} - B = 410 - 30 = 380 \text{ cm}$

$$\frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10} \Rightarrow 25 \leq h \leq 38$$

⇒ On opte pour **h = 35 cm**

- La largeur de la poutre : $0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 14 \leq b \leq 24,5$

⇒ On opte pour **b = 25 cm**

➤ **Les poutres de chainages :**

L_{max} : la distance maximale entre-axe des poteaux

L : la portée libre de la poutre

- La hauteur de la poutre : on a $L = 420 \text{ cm}$

$$\frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \Rightarrow 28 \leq h \leq 42$$

⇒ On opte pour **h = 35 cm**

- La largeur de la poutre : $0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 14 \leq b \leq 24,5$

⇒ On opte pour **b = 25 cm**

II.1.1. Vérification aux exigences de RPA 99 / 2003 : (Art 7.5.1)

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Poutres palières	Poutres de chainages	Vérification
b ≥ 20 cm	25 cm	25 cm	25 cm	25 cm	Condition vérifier
h ≥ 30 cm	40 cm	35 cm	35 cm	35 cm	Condition vérifier
$\frac{h}{b} \leq 4$	1,33	1,16	1,16	1,16	Condition vérifier

Tableau II.1 : vérifications des conditions RPA99/version 2003

➤ Donc on opte pour les poutres les dimensions suivantes :

- **Poutres principales : 25 * 40 cm²**
- **Poutres secondaire :25 * 35cm²**
- **Poutres palières : 25 * 35 cm²**
- **Poutres de chainages : 25 * 35 cm²**

II.2. Les Poutrelles : La section transversale de la poutrelle est assimilée à une section en **Té**, la disposition des poutrelles se fait selon le critère de la petite portée.

Avec :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right)$$

h_1 : Hauteur du plancher = 20cm.
b: Largeur de la dalle de compression.
 l_x : Distance entre nus de deux poutrelles.
 l_y : Portée minimale entre nus des poutrelles.

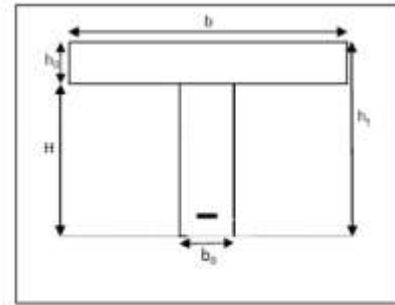


Figure II.1 : section transversale de la poutrelle

II.3 Le plancher :

A. Plancher en corps creux :

Le plancher est composé de hourdis posés sur des poutrelles préfabriquées en béton armé qui elles-mêmes sont posées sur les poutres principales (sens de la petite portée), le tout complété d'une dalle de compression ferrée en treillis soudés.

d'après le **BAEL (art B.6.8, 424)** la hauteur du plancher doit vérifier la condition suivante :

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

ht = Hauteur totale du plancher

L_{max} : la portée maximale entre nœud d'appui dans le sens des poutrelles ($L_{max} = L - b$)

,selon les dimensions de la poutre principale on a : **b = 25 cm**

L : la distance entre-axe des poteaux .

- Selon le plan on a : $L_{max} = 430 - 25 = 405$ cm

$$ht \geq \frac{405}{22.5} \Rightarrow ht \geq 18 \text{ cm}$$

D'où : ht = 20 cm

⇒ On opte pour le plancher de type $ht = 16 + 4 = 20$ cm

- **16 cm** : épaisseur de corps creux (Hourdis)
- **4 cm** : épaisseur de la dalle de compression

B. Plancher en dalle pleine:

La dalle pleine est un plancher en béton armé coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte.

Ce type de plancher est très utilisé dans l'habitat collectif.

Le pré-dimensionnement du plancher en dalle pleine est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation :

- **Condition de résistance à la flexion :**

$$\rho x = \frac{l_x}{l_y}$$

ρx : l'élanement de la dalle

l_x : le petit côté du panneau de dalle considéré.

l_y : le grand coté du panneau de dalle considéré.

➤ D'après **Art A.8.2 ; B.7 ; E.3 de BAEL 91/ 99**

$$\text{si : } \rho x \leq 0,4 \rightarrow ep \geq \frac{l_x}{20}$$

$$0,4 \leq \rho x \leq 1 \rightarrow ep \geq \frac{l_x}{30}$$

$$\text{On a : } \rho x = \frac{1,8}{1,8} = 1$$

Alors : $0,4 \leq \rho x \leq 1 \Rightarrow$ le panneau de dalle travaille dans les deux sens

$$\text{Donc : l'épaisseur sera calculer la formule: } ep \geq \frac{l_x}{30} = \frac{180}{30} = 6 \text{ cm}$$

L'épaisseur minimale d'une dalle pleine selon le **(RPA99 / 2003)** est de 12cm ; on opte pour une épaisseur **e = 15cm**

- **Condition de résistance au feu :**

Pour deux heures de coupe-feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 14cm

→Donc on opte pour une épaisseur de **15 cm**

II.4. Les voiles :

- **Le voile de contreventement :**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales due au séisme et au vent d'une part , et d'autre part reprendre une partie des charges verticales.

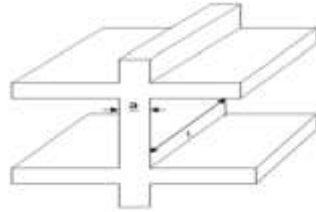


Figure II. 2 : Coupe de voile en élévation.

Selon RPA 99 / 2003 , L'épaisseur minimale de voile est de **15cm**, de plus , l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités (**Art 7.7.1**)

L'épaisseur d'un voile est donnée par le maximum des trois rapport suivants :

$$\text{Max} \left(\frac{h_e}{25} , \frac{h_e}{22} , \frac{h_e}{20} \right)$$

Donc l'épaisseur de voile sera donnée par la formule suivante : $a \geq \frac{h_e}{20}$

avec : h_e : hauteur libre de l'étage

a : épaisseur du voile

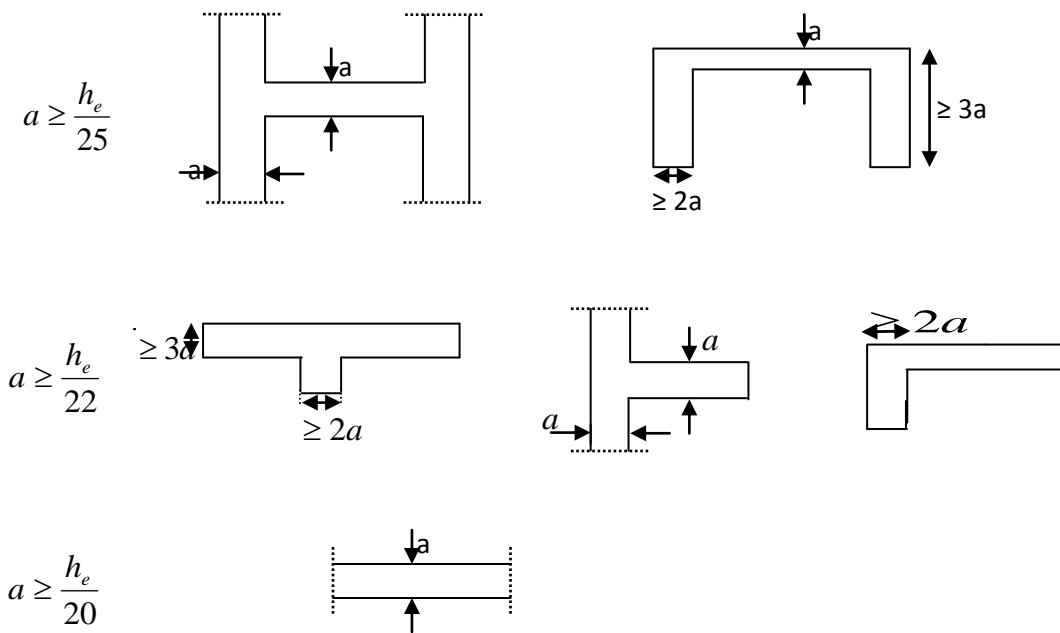


Figure II.3: coupes des voiles en plan.

- **Entre Sol**

$h_e = h - h_{poutre}$

$$h_e = 408 - 40 = 368 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{368}{20} = 18,4 \text{ cm}$$

⇒ on opte pour une épaisseur : **a = 25 cm**

- **Rez-de-chaussée , et étages courants :**

$h_e = h - h_{poutre}$

$$h_e = 315 - 40 = 275 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{275}{20} = 13,75 \text{ cm}$$

⇒ on opte pour une épaisseur : **a = 25 cm**

- **Calcul de la longueur minimale de voile :**

La longueur (L) de voile doit être au moins égale à quatre (04) fois son épaisseur

(**Art 7.7.1**)

$$L \geq 4a \Rightarrow L \geq 4 * 20 \Rightarrow L \geq 80 \text{ cm}$$

On opte pour une longueur minimale : **L = 100 cm = 1 m**

- **Le voile périphérique :**

Le voile périphérique sert à reprendre les poussées des terres ,il doit avoir les caractéristiques minimales exigée par **Art 10.1.2RPA 99/V2003** est telle que :

- Epaisseur $\geq 15 \text{ cm}$

⇒ On opte pour une épaisseur de **20 cm**

➤ Donc on opte pour les dimensions suivantes :

- **Epaisseur de voile de contreventement : a = 25 cm**

- **Longueur de voile minimale : L= 1 m**

- **Epaisseur de voile périphérique : e = 20 cm**

II . 5. Poteaux :

Les poteaux seront pré-dimensionnés à l'état limite de service(**ELS**) en compression simple ,avec un effort normal de compression axial (**NS**), qui sera repris uniquement par la section du béton. Avec : $N_s = G + Q$ (effort normal de compression revenant au poteau le plus sollicité).

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

➤ La section transversale est donnée par la relation suivante : $S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

Avec : $N_s = G + Q$

N_s : Effort de compression repris par les poteaux.

σ_{bc} : Contrainte admissible du béton à l'ELS

En utilisant un calcul basé sur **la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.**

- **Etapas de pré-dimensionnement :**

- Choix du poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau le plus sollicité.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitations revenant à ce poteau.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux exigences du RPA99 version 2003. [**Art 7.4.1**]

En zone **III** les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

- **Min (b1 , h1) ≥ 30 cm**

- **Min (b1, h1) ≥ $\frac{h_e}{20}$**

- **$\frac{1}{4} < \frac{b1}{h1} < 4$**

Calcul de la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_c 28 \quad \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

II.5.1 .Evaluation des charges et surcharges :(la descente des charges)

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient de chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (portique- voile) appelées surfaces d'influences.

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

A. Charges permanentes : sont données par le DTR BC 2.2

1) Plancher terrasse inaccessible corps creux :

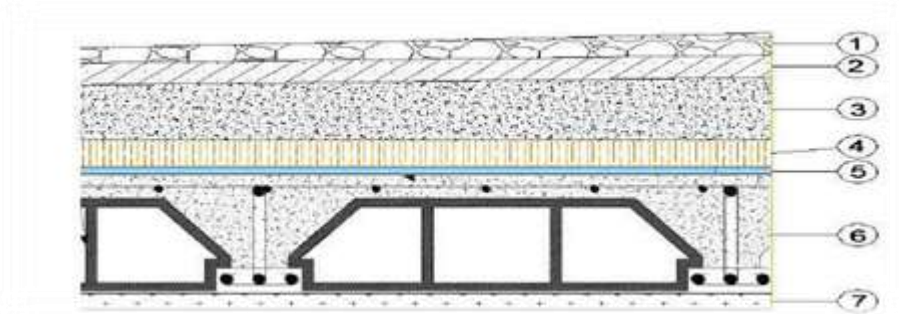


Figure II.4 : coupe de plancher terrasse inaccessible en corps creux

N	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN / m ²)
1	Gravillon roulé	0,05	17	0,90
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente	0,1	22	2,20
4	Isolation thermique	0,04	4	0,16
5	Feuille de polyane	/	/	0,02
6	Plancher (16+4)	0,2	14	2,80
7	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
				G = 6,40KN / m²

Tableau II.2 : charges revenants (G) au plancher terrasse inaccessible

2) Plancher étage courants en corps creux :

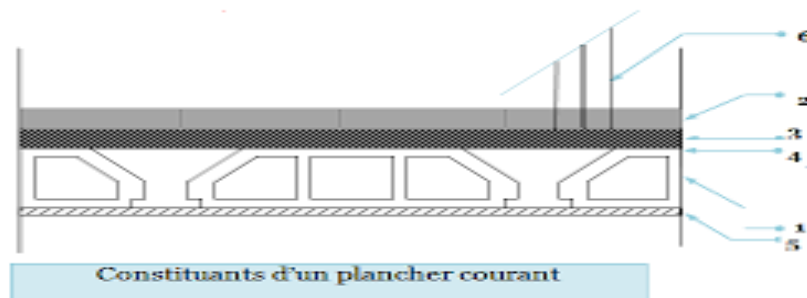


Figure II.5 : coupe de plancher étage courant en corps creux

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

N	Eléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN / m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	mortier de pose	0,02	20	0,40
3	couche de sable	0,03	18	0,54
4	plancher en corps creux (16 + 4)	0,2	14	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
6	Closions de séparation interne	0,1	10	0,9
7	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				G = 5,48 KN / m²

Tableau II.3 : charges revenants (G) au plancher étage courant

3) Plancher en dalle pleine :

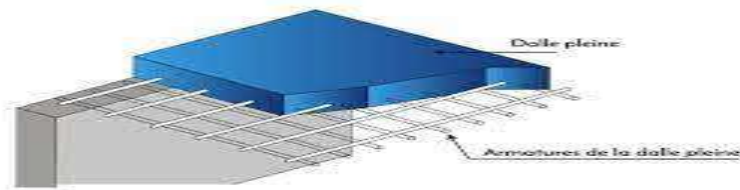


Figure II.6 : coupe de plancher dalle pleine

N	Eléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN / m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	mortier de pose	0,02	20	0,40
3	couche de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
6	Closions de séparation interne	0,1	10	0,9
7	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				G = 6,43 KN / m²

Tableau II.4 : charges revenants (G) au plancher dalle pleine

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

4) Balcon terrasse inaccessible :

N	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN / m ³)	Poids surfacique (KN / m ²)
1	Protection Gravillons	0,05	17	0,90
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente	0,1	22	2,20
4	Isolation thermique	0,04	4	0,16
5	Feuille de polyane	/	/	0,02
6	Dalle pleine (16+4)	0,15	25	3,75
7	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
G = 7,35 KN / m²				

Tableau II.5. Charge revenant(G) au balcon terrasse inaccessible

5) Les Murs extérieure : sont construit en double cloisons avec la brique creuse

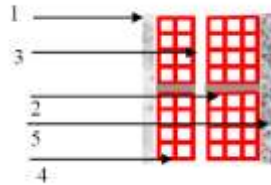


Figure II.7 : Coupe verticale du mur extérieur

N	Eléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN / m ²)
1	Mortier de ciment	0,02	20	0.40
2	Briques creuses	0,1	9	0,9
3	L'âme d'aire	0,05	/	/
4	Briques creuses	0,1	9	0,9
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
G = 2,40 KN / m²				

Tableau II.6 : charges revenants (G) aux murs extérieurs

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

- 5) **Murs intérieurs** : sont construit en brique creuses avec une seule cloison et un enduit plâtre de deux faces

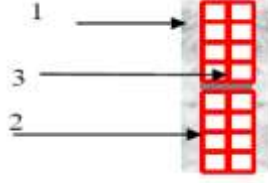


Figure II.8 : Coupe verticale du mur intérieur

N	Eléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN / m ²)
1	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
2	Briques creuse	0,10	9	0,9
3	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
				G = 1,30 KN / m²

Tableau II.7 : charges revenants (G) aux murs intérieurs

- 6) **Acrotère** : La charge permanente de l'acrotère sera déterminée comme suit :

- Calcul de la charge permanente de l'acrotère

$$G = S \times \rho$$

Avec :

ρ : Poids volumique de béton $\Rightarrow \rho = 25 \text{ KN / m}^3$

S : surface de l'acrotère

- Calcul de la surface de l'acrotère :

$$S = (0.60 \times 0.1) + \frac{(0,10+0,15) \times 0,15}{2} = 0,07875 \text{ m}^2$$

D'ou : $G = 0,07875 \times 25 = 1,9687 \text{ KN / ml}$

B. Charges d'exploitation : sont données par le D.T.R.B.C2, 2.

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Éléments	charges
Plancher terrasse inaccessible	1,00 KN/m ²
Plancher étage courant	1,50 KN/m ²
Plancher dalle pleine	2,50 KN/m ²
Balcon	3,50 KN/m ²
Acrotère	1,00 KN/m ²
Escalier	2,50 KN/m ²

Figure II.8 : charges d'exploitation

❖ **Surface d'influence :**

Le poteau le plus sollicité est celui de l'entre-sol, correspondant au croisement des portiques, d'où le poteau le plus sollicité d'après le plan de l'entre sol , c'est le poteau **B4**

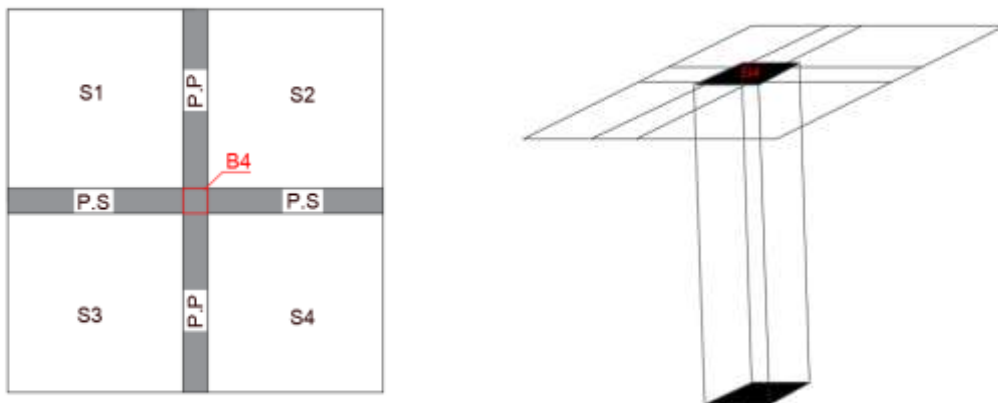


Figure II.9 :surface d'influence du poteau le plus sollicité

➤ Calcul de la surface d'influence :

- On a la largeur de la poutre principale égale a : b = 25 cm

Donc :

$$S_i = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S1 = \left(\frac{4,15 - 0,25}{2} \right) \times \left(\frac{4,30 - 0,25}{2} \right) = 1,95 \times 2,025 = 3,95m^2$$

$$S2 = \left(\frac{4,10 - 0,25}{2} \right) \times \left(\frac{4,30 - 0,25}{2} \right) = 1,925 \times 2,025 = 3,90m^2$$

$$S3 = \left(\frac{3,78 - 0,25}{2} \right) \times \left(\frac{4,15 - 0,25}{2} \right) = 1,765 \times 1,95 = 3,44 m^2$$

$$S4 = \left(\frac{3,78 - 0,25}{2} \right) \times \left(\frac{4,10 - 0,25}{2} \right) = 1,765 \times 1,925 = 3,40m^2$$

$$n \text{ Si} = 3,95 + 3,90 + 3,44 + 3,40 = 14,69 m^2$$

II.5.2 Poids propre des éléments :

A. Les Plancher :

Pour calculer le poids d'un plancher, on utilise cette formule suivante :

$$P = G * S_n$$

avec : P : le poids propre de ce plancher

G : charge surfacique revenant au plancher

S_n : surface nette de plancher

- Plancher terrasse inaccessible : $P = 6,40 \times 14,69 = 94,016 \text{ KN}$
- Plancher étage courant: $P = 5,48 \times 14,69 = 80,50 \text{ KN}$
- Plancher dalle pleine : $P = 6,43 \times 14,69 = 94,456 \text{ KN}$

B. Les poutres :

Pour calculer le poids propre d'une poutre, il faut multiplier le poids volumique du matériau par son volume, avec :

$$G_{\text{poutre}} = \rho \times V$$

ρ : poids volumique du matériau (25 KN / m³)

V : volume de l'élément

- **Poutre principale** : $G_{pp} = 25 \times ((0,25 \times 0,4) \times (2,025 + 1,765)) = 9,475 \text{ KN}$
- **Poutre secondaire** : $G_{ps} = 25 \times ((0,25 \times 0,35) \times (1,95 + 1,925)) = 8,47 \text{ KN}$

D'où : la charge totale : $G_T = 9,475 + 8,47 = 17,95 \text{ KN}$

C. Les poteaux :

Selon Art 7.4.1 de RPA99/2003, en zone III, la section de poteau B elle est prise a **30 x 30 cm² au minimum.**

➤ Poteau de l'entre sol : $h_e = 4,08 \text{ m}$

On a : $G_{\text{poteau}} = \rho \times V$

$$G_p = 25 \times [0,30 \times 0,30 \times (4,08 - 0,40)] = 8,28 \text{ KN}$$

➤ Poteau de RDC et étages courants : $h_e = 3,15 \text{ m}$

On a : $G_{\text{poteau}} = \rho \times V$

$$G_p = 25 \times [0,30 \times 0,30 \times (3,15 - 0,40)] = 6,19 \text{ KN}$$

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.5.3. Surcharges d'exploitations des éléments :

Pour calculer le poids d'un plancher, on utilise cette formule suivante : $P = Q \times S_n$

Avec P : le poids propre de ce plancher

Q : charge d'exploitation revenant au plancher

S_n : surface nette de plancher

- Plancher terrasse inaccessible : $P = 1 \times 14,69 = \mathbf{14,69 \text{ KN}}$
- Plancher étage courant : $P = 1,5 \times 14,69 = \mathbf{22,04 \text{ KN}}$
- Plancher dalle pleine : $P = 3,5 \times 14,69 = \mathbf{51,42 \text{ KN}}$

II.5.4 . Loi de dégression des surcharges :

Le règlement technique (DTR B.C.2.2) exige l'application de dégression des surcharges d'exploitations sur des bâtiments à grand nombre d'étages; où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi s'applique également sur les structures ont 5 niveaux au minimum (pour $n \geq 5$)

$$\text{La loi de dégression est : } Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{pour } n \geq 5.$$

Avec : Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression

Q_0 : charge d'exploitation de la terrasse

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_i : ($i=1$ à n) charge d'exploitation respective des planchers des étages

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

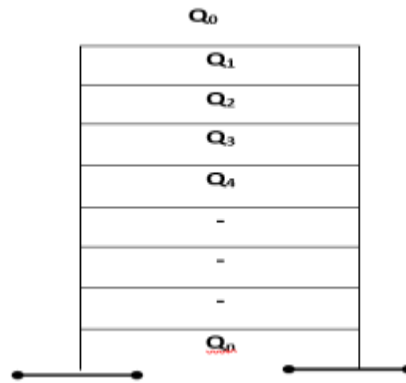
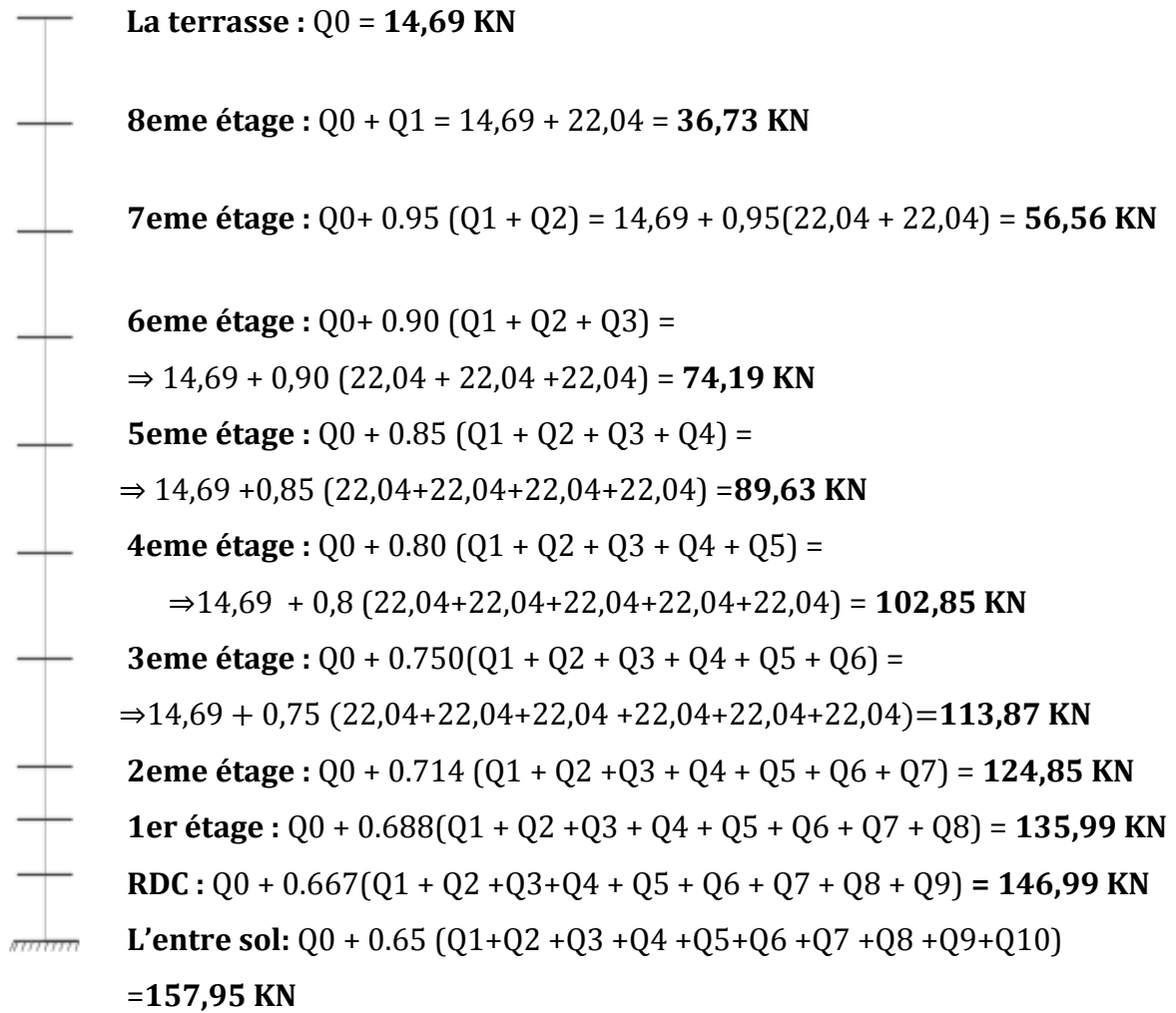


Figure II.10 :dégression des surcharges

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

- Tableau récapitulatif de la descente des charges :

Niveau	Charge Permanentes (KN)					Charge d'exploitation (KN)		Effort Normal (KN)	Section (cm ²)			
	Poids plancher	Poids poutre	Poids poteau	G	G cumulée	Q	Q cumulée	Ns	Bc	Section trouvée	Min RPA	Section adopte
09	94,016	17,95	6,19	118,16	118,16	14,69	14,69	132,85	177,13	13×13	30×30	30×30
08	80,50	17,95	6,19	104,64	222,8	22,04	36,73	259,53	346,04	19×19	30×30	30×30
07	80,50	17,95	6,19	104,64	327,44	22,04	56,56	384	512	23×23	30×30	35×35
06	80,50	17,95	6,19	104,64	432,08	22,04	74,20	506,27	675,03	26×26	30×30	35×35
05	80,50	17,95	6,19	104,64	536,72	22,04	89,63	626,35	835,13	29×29	30×30	35×35
04	80,50	17,95	6,19	104,64	641,36	22,04	102,85	744,21	992,28	32×32	30×30	40×40
03	80,50	17,95	6,19	104,64	746	22,04	113,87	859,87	1146,5	34×34	30×30	40×40
02	80,50	17,95	6,19	104,64	850,64	22,04	124,85	975,49	1276,65	36×36	30×30	40×40
01	80,50	17,95	6,19	104,64	955,28	22,04	135,99	1091,27	1455,03	39×39	30×30	45×45
RDC	80,50	17,95	6,19	104,64	1059,92	22,04	146,99	1206,91	1609,21	40×40	30×30	45×45
E-S	80,50	17,95	8,28	106,73	1166,29	22,04	157,95	1324,24	1765,65	42×42	30×30	45×45

Tableau II.9: Tableau récapitulatifs de la descente de charge

Remarque :

Vu que la formule $S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$ nous donne des sections faible en béton, nous préférons utiliser la formule préconisé par le Règlement parasismique algérien **RPA99 / V2003 (Art 7.4.3.1)**

$$\text{On a : } V = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

N_d: désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c: est la section brute du poteau

f_{cj}: est la résistance caractéristique du béton $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

on fait le développement de la formule, donc on aura : $Bc \geq \frac{Nd}{V \times f_{c28}}$

- **Poteaux de l'entre sol :**

$$Bc \geq \frac{Nd}{0,3 \times f_{c28}}$$

$$Bc \geq \frac{1324,64 \times 10^4}{0,30 \times 25 \times 10^3} \Rightarrow Bc \geq 1766,19 \text{ cm}^2$$

On opte pour $Bc = 45 \times 45 \text{ cm}^2$

❖ **Vérification :**

$$V = \frac{1333,718}{450 \times 450 \times 25} = 0,26 \leq 0,30 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

II.5.5.2 Vérification des sections des poteaux aux exigences de RPA : RPA 99 / 2003

(Article : 7.4.1)

En zone **III** les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min} (b1 , h1) \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow (\text{Poteaux } 35 \times 35) \dots\dots\dots \text{Condition. Vérifiée}$

- $\text{Min} (b1 , h1) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \frac{h_e}{20} = \frac{360}{20} = 18 \dots\dots\dots \text{Condition. Vérifiée}$

- $\frac{1}{4} < \frac{b1}{h1} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition. Vérifiée}$

II.5.5.3 Vérification à la Compression simple :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B} \leq \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- **Poteaux de l'entre sol : on a un poteau de $45 \times 45 \text{ cm}^2$**

$$\sigma_{bc} = \frac{1324,64 \times 10^3}{45 \times 45 \times 10^2} = 6,54 < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

II.5.5.4 Vérification au flambement :

Lorsqu'une pièce élancée (poteau) est soumise à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale.

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures.

Cette instabilité dépend de :

- La longueur de flambement.
- La section (caractéristiques géométriques).
- La nature des appuis.

Il s'agit de vérifier que le l'élancement de poteau soit inférieur ou égal 50

➤ On doit vérifier la condition suivante : $\lambda = \frac{L_f}{i_x} \leq 50$

Avec :

- L_f : Longueur de flambement du poteau $L_f = 0,7 l_0$ (cas d'encastrement en deux extrémités) .
- l_0 : longueur libre de poteau
- i_x : rayon de giration . $i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{a \times b}}$
- I : moment d'inertie du poteau $I = \frac{a \times b^3}{12}$

➤ **On vérifier le poteau de l'entre sol :**

$l_0 = 3,68 \text{ m} \Rightarrow \text{Donc : } L_f = 2,576 \text{ m}$

➤ Calcul de moment d'inertie : $I_x = I_y = \frac{ab^3}{12} = \frac{(45 \times 45^3)}{12} = 3,417 \times 10^5 \text{ cm}^4$

➤ Rayon de giration i_x , i_y :

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{ab}} = \sqrt{\frac{3,417 \times 10^5}{45 \times 45}} = 12,99 \text{ cm}^2$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{2,576 \times 10^2}{12,99} = 19,83 \leq 50$$

Alors : $\lambda \leq 50$ (condition vérifiée).

→ vu que les conditions au flambement sont vérifiées, donc il n'y aura **pas de risque de flambement**

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Conclusion :

Après avoir effectué tous les vérifications nécessaire on opte donc pour mes dimensions suivantes :

Eléments		Dimensions
Poutres	Poutres Principales	25 x 40 cm ²
	Poutres Secondaires	25 x 35 cm ²
	Poutres Palières	25 x 35 cm ²
	Poutres de chainage	25 x 35 cm ²
Plancher	Plancher corps creux	16 + 4 cm
	Plancher dalle pleine	15 cm
Voiles	Voile de contreventement	25 cm
	Voile périphérique	20 cm
Poteaux	Poteau zone I	45 x 45 cm ²
	Poteau zone II	40 x 40 cm ²
	Poteau zone III	35 x 35 cm ²
	Poteau zone IV	30 x 30 cm ²

Tableau II.10: Tableau récapitulatifs des dimensions des éléments

CHAPITRE III

**CALCUL DES ELEMENTS
SECONDAIRES**

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Etude de l'acrotère :

III.1.1. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, il est encastré au niveau de la poutre du plancher terrasse, elle a comme but d'assurer la sécurité au niveau de la terrasse et de plus il participe dans la mise hors eau de la structure.

Il est soumis a un effort normal (N) due a son poids propre et une surcharge de **1KN/m** due à la main courante provoquant un moment de renversement (M)dans la section d'encastrement (section dangereuse) ,Le calcul de ferrailage se fera à L'ELU et à L'ELS en **flexion composée** pour une bande de **1mlargeur, 10 cm d'épaisseur, et 40cm de hauteur**. La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

III.1.2. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

➤ **Calcul de la charge permanente de l'acrotère :**

$$G=S \times \rho$$

Avec :

ρ : Poids volumique de béton $\Rightarrow \rho = 25 \text{ KN /m}^3$

S : surface de l'acrotère

• **Calcul de la surface de l'acrotère :**

$$S= (0,40 \times 0,1) + \frac{(0,05 \times 0,10)}{2} + (0,1 \times 0,08) = \mathbf{0,05 \text{ m}^2}$$

D'ou :G = 0,05G25 = 1,25 KN / ml

➤ **Charge d'exploitation de l'acrotère :**la surcharge est estimé a**1KN/m**

III.1.3.Calcul des sollicitations (N, T et M) :

- **Effort normal due au poids propre G :** $N_G = G \times 1 \text{ ml} = 1,25 \times 1 \text{ ml}$

$N_G = \mathbf{1,25KN}$

- **Effort tranchant due à la poussée latérale :** $T_G = Q \times 1 \text{ ml} = \mathbf{1 \text{ KN}}$

- **Moment due à l'effet de la main courante**(Moment de renversement due à Q) :

$M_Q = Q \times h_{acrotère} = 1 \times 0,4 \times 1 \text{ ml} = \mathbf{0,4 \text{ KN} \cdot \text{m}}$

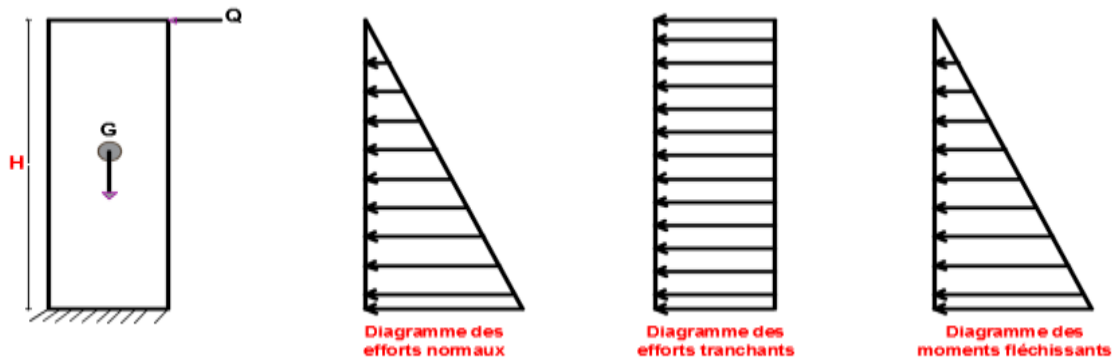


Figure III.1. Diagramme des efforts internes à L'ELU

III.1.4. Combinaisons de charges :

- la combinaison **ELU** : $1,35 G + 1,5 Q$
 - Effort normal due à G : $\Rightarrow N_u = 1,35 (1,25) = 1,687 \text{ KN / ml}$
 - Effort tranchant due à la poussée latérale : $\Rightarrow T_u = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$
 - Moment de flexion due à Q : $\Rightarrow M_u = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 0,4 = 0,6 \text{ KN.m}$

- la combinaison **ELS**: $G + Q$
 - Effort normal due à G : $\Rightarrow N_s = G = 1,25 \text{ KN / ml}$
 - Effort tranchant due à la poussée latérale : $\Rightarrow T_s = T = 1 \text{ KN}$
 - Moment de flexion due à Q : $\Rightarrow M_s = M_Q = 0,4 \text{ KN.m}$

III.1.5. Ferrailage de l'acrotère à L' ELU :

Le calcul sera déterminé en flexion composée à L'ELU puis la vérification à l'ELS ; on considère une section rectangulaire ($b \times h$), sous un effort normal N_u et un moment de flexion M_u .

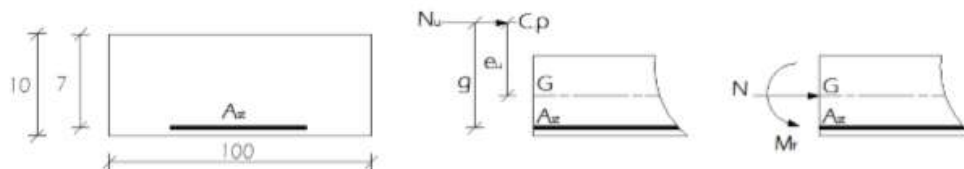


Figure III.2. Schéma de la section du calcul de l'acrotère.

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- **h** : (épaisseur de la section) = 10 cm.
- **b** : (largeur de la section) = 100 cm.
- **c et c'** : (enrobage) = 3 cm.
- **d** : (la hauteur utile) : $h - c = 7$ cm.
- **eu** : l'excentricité (position du centre de pression)
- **g** : la distance entre le centre de gravité des armatures tendu et le centre de pression (C_p) .

Pour déterminer les armatures, on procède par la méthode de calcul en flexion composée, on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif « M_f » afin de déterminer les armatures fictives « A_f » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A ».

- **Calcul de l'excentricité (position du centre de pression) :**

$$eu = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,6 \times 10^2}{1,687} = 35,56 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm}$$

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

$eu > \frac{h}{2} - c \Rightarrow$ le centre de pression « C_p » se trouve à l'extérieur de la section délimitée par les aciers, donc : c'est une **section partiellement comprimée (SPC)**.

$$g = eu + \left(\frac{h}{2} - c \right) = 35,56 + 2 = 37,56 \text{ cm}$$

- **Calcul de la section d'armatures en flexion simple (armatures fictives) :**

- Moment fictif (M_f) : $M_f = N_u \times g = 1,687 \times 37,56 \times 10^{-2} = 0,634 \text{ KN.m}$

- Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot fbc} = \frac{0,634}{1 \times (0,07)^2 \cdot 14,2 \times 10^3} = 0,01 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow (\text{Asc} = 0)$$

$$\text{avec } fbc = \frac{0,85 \cdot f_c \cdot 28}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

pour : $\mu = 0,01 \Rightarrow$ selon le tableau on prendra : $\beta = 0,995$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- **Calcul de la section d'armatures en flexion composée (armatures réelles) :**

$$Astf = \frac{Mf}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0,634}{0,995 \times 7 \times 348} \times 10^3 = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$Ast = Astf - \frac{Nu}{\sigma_{st}} = 0,26 - \frac{1,687}{348} \times 10 = 0,212 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow Ast \text{ ELU} = \mathbf{0,212 \text{ cm}^2}$$

$$\Rightarrow Asc \text{ ELU} = \mathbf{0 \text{ cm}^2} \text{ (SSA)}$$

III.1.6. Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité: (Art : A.4.2.1 / BAEL 91-99)**

Par définition un élément est considéré non fragile, une section tendue ou fléchie telle que la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité garantie

$$A_{min} = 0,23 \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,445 \times d}{e_s - 0,185 \times d}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + (0,06 \times 25) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,4 \times 10^2}{1,25} = 32 \text{ cm}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \times \frac{32 - 0,445 \times 7}{32 - 0,185 \times 7} = 0,795 \text{ cm}^2$$

Donc : $Ast < A_{min} \Rightarrow$ **Condition non vérifiée**

La condition non justifiée, donc on adoptera la section minimale d'armatures :

$$A_{min} = \mathbf{0,792 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Soit : } A \text{ adoptée} = \mathbf{3 \text{ HA}10} = \mathbf{2,36 \text{ cm}^2}$$

. Armatures de répartition :

Selon l'article **A.8.2.41 du BAEL 91**, Les armatures disposées suivant deux directions perpendiculaires sont telles que le rapport de la section armant la direction la moins sollicitée à celle armant la direction orthogonale (la plus sollicitée) est au moins égal à :

- 1/3 Si les charges appliquées ne comprennent des efforts concentrés
- 1/4 dans le cas contraire

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- les armatures de répartition sont au moins égales à :

$$A_r \geq \frac{A_{adoptée}}{4} = \frac{2,01}{4} = \mathbf{0,50 \text{ cm}^2}$$

Soit : $A_r = \mathbf{4HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$. Avec un espacement $St = \frac{100}{4} = \mathbf{25 \text{ cm}}$.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :** (Art A.5.1.1/ BAEL 91 -99) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o \times d}$$

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = \mathbf{1,5 \text{ KN}}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,0214 \text{ MPa}$$

.calcul de la contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \mathbf{0,0214 \text{ MPa}} \leq \bar{\tau}_u = \mathbf{2,5 \text{ MPa}} \Rightarrow \text{Condition. Vérifier}$$

→ La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement. donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'adhérence des barres :** (Art A.6.1.3 / BAEL 91 / 99)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \quad \text{avec : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Avec :

. Ψ_s : Coefficient de scellement qui égale a 1,5 pour les barres de haute adhérence)

D'où :

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

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varphi = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,48} = \mathbf{0,237 \text{ MPa}}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

. Calcul de la contrainte admissible : $\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$.

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ **Condition. Vérifier**

→ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Longueur de scellement droit (BAEL91-art A.6.1, 221): (Ancrage des barres)**

La longueur de scellement droit est : $L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$

Avec : $\tau_{su} = (0,6 \times f_t \times \psi_s^2) = 0,6 \times 2,1 \times (1,5)^2 = 2,835 \text{ MPa}$

Donc : $L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2,835} = 282,19 \text{ mm}$

Soit : $L_s = 30 \text{ cm}$

- **Espacements des barres (BAEL 91 modifié 99 / Art. A.8.2, 42)**

.Armatures principales : $St = 25 \text{ cm} < \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

.Armatures de répartition : $St = 25 \text{ cm} < \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

III.1.7. Vérification des contraintes à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

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

σ_{st} : Contrainte limite dans les aciers tendus.

- **Vérification Contraintes dans les aciers :(Art A.4.5, 33 BAEL91-99) :**

$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}}$ Avec : σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,36}{100 \times 7} = 0,337$ d'où $\beta = 0,909$ et $K1 = 40,25$

Donc : $\sigma_{st} = \frac{0,4 \times 10^6}{0,909 \times 70 \times 2,36 \times 10^2} = 26,64 \text{ MPa}$

.

Calcul de la contrainte admissible :

$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; (110 \sqrt{\eta f_t}) \right\}$

Avec : $\eta = 1.6$ pour les Barres H.A

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; (110 \sqrt{1,6 \times 2,1}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \{ 266,66 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 26,64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition. Vérifier}$$

- Vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\rho_1 = 0,337 \text{ donc : } \beta = 0,909 \text{ ceci implique : } K = 40,25$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{26,64}{40,25} = 0,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

→ Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé

III.1.8. Vérification de l'acrotère sous l'action des forces sismiques (RPA2003/Art 6.2.3)

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA2003 suivant la zone sismique (Zone III) et le groupe d'usage du bâtiment (Groupe 2) on obtient **A = 0,25**

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 ⇒ Soit : **C_p = 0,8** (élément console)

W_p : Poids propre de l'acrotère qui égale à **1,25 KN / ml**.

$$D'où : F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,25 = 1 \leq Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

Plan de ferrailage de l'acrotère

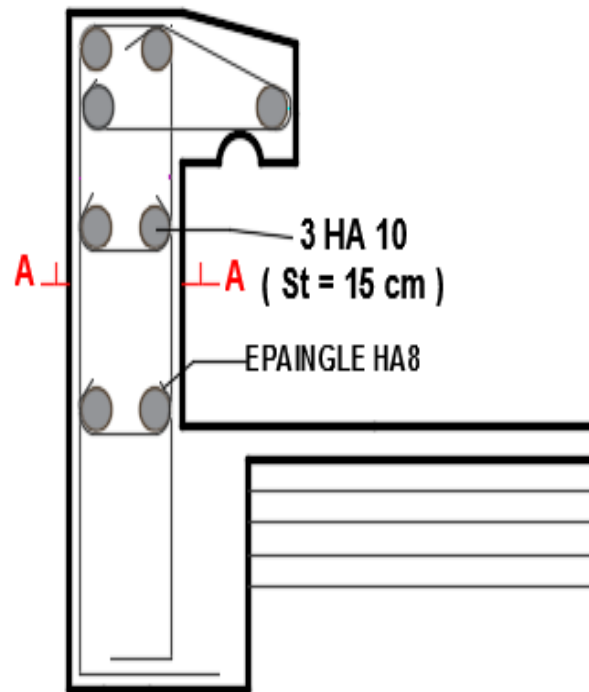


Figure III.3. Plan de ferrailage de l'acrotère

III.2.Calcul des planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et surcharges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux, on distingue un deux type de planchers :

- Plancher à corps creux
- Plancher en dalle pleine

III.2.1. Plancher à corps creux : le plancher est constitué de corps creux (hourdis creux) qui servent comme coffrage perdu, des poutrelles et d'une dalle de compression de hauteur de 20 cm (16cm+4cm).

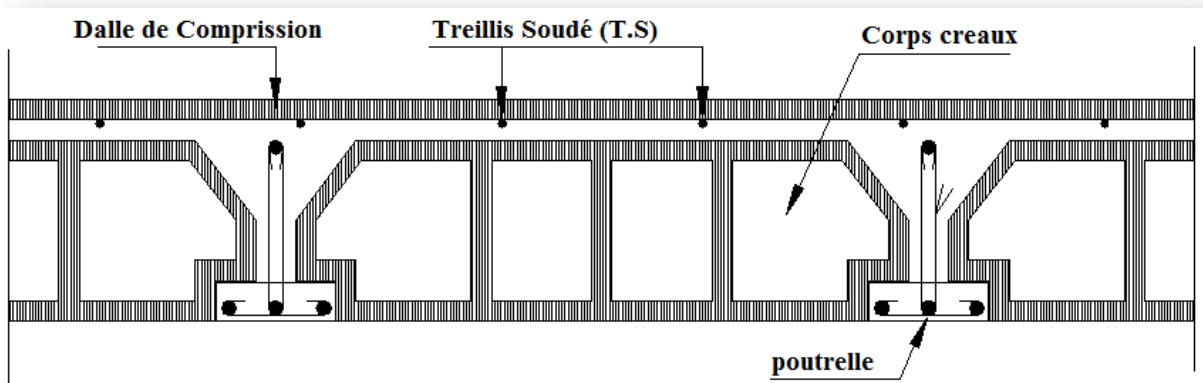


Figure III.4.Coupe d'un plancher en corps creux

III.2.2. Dalle de compression :

La dalle de compression appelée aussi table de compression, elle donne au plancher sa rigidité et assure la transmission des charges vers les poutrelles, armée d'un quadrillage de treillis soudée (TS 520) dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au **BAEL 91/99 (Art B.6.8.423)**.

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles (nervures).
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.2.2.1. Calcul des armatures : BAEL 91/99 (Art B.6.8.423)

- Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}$$

Avec:

L: distance entre - axe des poutrelles (entre $50 \text{ cm} < l < 80 \text{ cm}$) on prend **L= 65 cm**

f_e : limite d'élasticité qui égale 520 MPa

donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On opte pour : 4 HA5= 0.79 cm² / ml ,avec un espacement de 20 cm

- Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,79}{2} = 0,395 \text{ cm}$$

donc :On opte pour : 4 HA5= 0.79 cm² / ml , avec un espacement de 15 cm

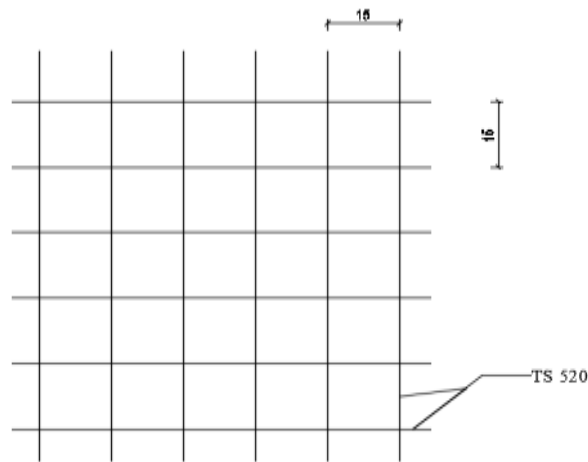


Figure III.5.Schéma de ferrailage du la dalle de compression

III.2.3. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles seront disposées suivant le sens de la petite portée et selon le critère de la continuité elles sont considérées comme une poutre de section rectangulaire de dimension $(12 \times 4) \text{ cm}^2$, simplement appuyée sur ses deux extrémités. elles travaillent en flexion simple, conçues d'une manière à supporter au-delà de son poids propre, le poids de corps creux et le poids de la main d'œuvre.

Leurs calculs se font en deux étapes :

- Avant coulage de la dalle de compression
- Après coulage de la dalle de compression

1 ère étape :

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée sur les deux poutres principales qui doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à **0,95 KN / m²** et la surcharge de l'ouvrier qui est estimé à **1 KN / ml**

• Calcul des charges :

- Poids propre de la poutrelle : $G_p = b \times h \times \rho = 0,12 \times 0,04 \times 25 = \mathbf{0,12 \text{ KN/ml}}$
- Poids du corps creux : $G_c = 0,65 \times 0,95 = \mathbf{0,62 \text{ KN / ml}}$
- Surcharge due à l'ouvrier : $Q_1 = \mathbf{1 \text{ KN/ml}}$

Charge permanente : $G_1 = \mathbf{0,74 \text{ KN/ml}}$.

Charge d'exploitation : $Q_1 = \mathbf{1 \text{ KN/ml}}$.

• Calcul de ferrailage à l'ELU:

- Le calcul se fera pour la travée la plus grande, on a : $L = 415 \text{ cm}$
- En considérant la fissuration comme étant non préjudiciable.

➤ Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35G_1 + 1.5Q_1$$

$$q_u = (1.35 \times 0,74) + (1.5 \times 1) = 2.50 \text{ KN/ml}$$

Figure du chargement uniforme repart

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- **Moment** : $M_u = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{2,5 \times 4,15^2}{8} = 5,382 \text{ KN.m}$
- **Calcul de la section d'armatures** :

Dimensions de la section de la poutrelle : (b=12 cm ; h = 4 cm)

- l'enrobage c = 2cm
- La hauteur utile : d = h - c = 4 - 2 = 2 cm
- Fbc = 14.2 MPa

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,382 \times 10^2}{12 \times (2)^2 \times 14,2 \times 10^{-1}} = 7,896 \quad \mu > \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SDA (A' \neq 0)} .$$

Remarque : on remarque que les faibles dimensions de la poutrelle (**12 × 4**) ; donc il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires (distants entre 80 a 120 cm)pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées

2^{ème} étape : (après coulage de la dalle de compression) :

Après le coulage du béton, la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T avec un inertie constant reposant sur plusieurs appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simple, sous une charge « qu » uniformément répartie.

- **Disposition des poutrelles** : La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :
- **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.
- **Critère de la continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens de plus grand nombre d'appuis.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, les règles préconisent que la largeur **b1** de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté de la nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes : (**Article A.4.1, / BAEL 91 modifiée 99**)

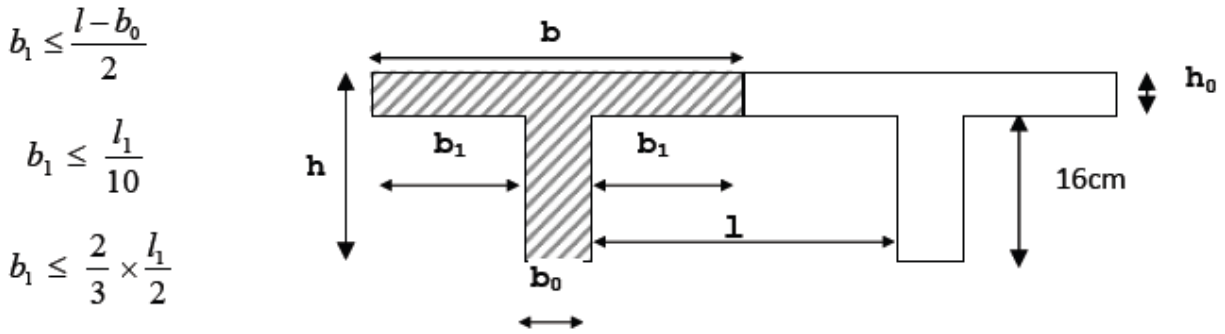


Figure III.6.Coupe verticale de la poutrelle

Avec :

- b_0 : largeur de la nervure $b_0 = 12$ cm
- b : Distance entre axe des poutrelles
- L : distance entre axe des poutrelles $L = 65 - 12 = 53$ cm
- L_1 : Longueur de la plus grande travée $L_1 = 3,5$ cm
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4$ cm
- H : hauteur totale de plancher

➤ **Evaluation des charges:**

• **Plancher terrasse inaccessible :**

- Poids propre de plancher : $G = 6,40 \times 0,65 = 4,16$ KN/ml
- Surcharges d'exploitation : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65$ KN/ml

• **Plancher étage courant :**

- Poids de plancher : $G = 5,48 \times 0,65 = 3,562$ KN/ml
- Surcharges d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975$ KN/ml

➤ **Combinaison des charges :**

• **Plancher terrasse inaccessible :**

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 4,16) + (1,5 \times 0,65) = 6,591$ KN/ml

ELS : $q_s = G + Q = 4,16 + 0,65 = 4,81$ KN/ml

• **Plancher étage courant :**

ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 3,562) + (1,5 \times 0,975) = 6,271$ KN/ml

ELS : $q_s = G + Q = 3,562 + 0,975 = 4,537$ KN/ml

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Remarque : Nous remarquons que le chargement plancher terrasse inaccessible est le plus défavorable. Donc on utilise ce plancher pour le calcul de ferrailage

III.2.3.1.Choix de la méthode :

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes.

- 1) Méthode forfaitaire.
- 2) Méthode des trois moments.
- 3) Méthode de Caquot

- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

(BAEL 91 .Art B.6.2, 210) :

- La valeur de la surcharge d'exploitation respecte les conditions suivantes :

$$Q \leq \min (2G ; 5 \text{ KN/ml})$$

- La fissuration est non préjudiciable.
- Toutes les travées (section transversale) ont un même moment d'inertie.
- Le rapport de deux travées successives est compris entre 0,8 et 1,25.

- La valeur de la surcharge d'exploitation :

• **Plancher terrasse inaccessible :** $Q = 0,65 \text{ KN/ml}$

$$2 \times G = 2 \times 6,591 = 13,182 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0,65 < \min(13,182 ; 5 \text{ KN/ml}) = 5 \text{ KN/ml} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- La fissuration est non préjudiciable \Rightarrow **Condition vérifiée**
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les toutes les travées \Rightarrow **Condition vérifiée.**
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25:

$$0,80 \leq \frac{332}{343} = 0,96 \leq 1,25 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$0,80 \leq \frac{343}{415} = 0,82 \leq 1,25 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$0,80 \leq \frac{415}{410} = 1,01 \leq 1,25 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$0,80 \leq \frac{410}{415} = 0,98 \leq 1,25 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$0,80 \leq \frac{415}{343} = 1,20 \leq 1,25 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$0,80 \leq \frac{343}{332} = 1,03 \leq 1,25 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : toutes les conditions sont vérifiées, la méthode forfaitaire est **applicable**

III.2.3.2.Principe de La méthode forfaitaire :

Le principe de la méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments entravés à partir de la fraction fixé forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant en travées, celle-ci étant supposée isostatique de la même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée, applicable aux planchers à surcharges modérées

- Le rapport (α) des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et

d'exploitations en valeur non pondérées : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ avec : $0 < \alpha < \frac{2}{3}$

- Moment fléchissant :

- **M₀** : la valeur du moment max dans la travée indépendante : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

- **l** : La longueur entre nus des appuis.

- **M_w** : la valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

- **M_e** : la valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

- **M_t** : le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs M_w, M_e et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

$$1) \left\{ \begin{array}{l} Mt \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_0 \Rightarrow \text{pour une travée d'extrémité} \\ Mt \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_0 \Rightarrow \text{pour une travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

$$2) Mt \geq \max \left((1,05 M_0) ; ((1 + 0,3\alpha) \times M_0) - \frac{M_w + M_e}{2} \right)$$

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

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- 0.6 M_0 : pour une poutre à deux travées.
- 0.5 M_0 : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- 0.4 M_0 : pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.
- 0.3 M_0 : pour les appuis de rive semi encastrés.

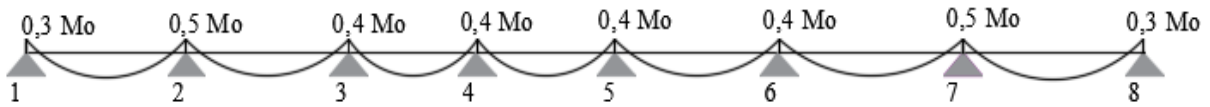


Figure III.7. Diagrammes des moments fléchissant (coefficients réducteurs)

- Effort tranchant :

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est : $T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} = \frac{q l x}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$

M_{i+1} , M_i : moments aux appuis (i+1) et (i) respectivement de la travée considérée et à prendre avec les signes.

$\theta(x)$: Effort tranchant de la travée isostatique

Remarque : nous avons 4 cas de poutre continue à étudier, avec :

- 1 er cas : la poutre repose sur 8 appuis (File B)
- 2 eme cas : la poutre repose sur 3 appuis (File D)
- 3 eme cas : la poutre repose sur 4 appuis (File E)
- 4 eme cas : la poutre repose sur 2 appuis

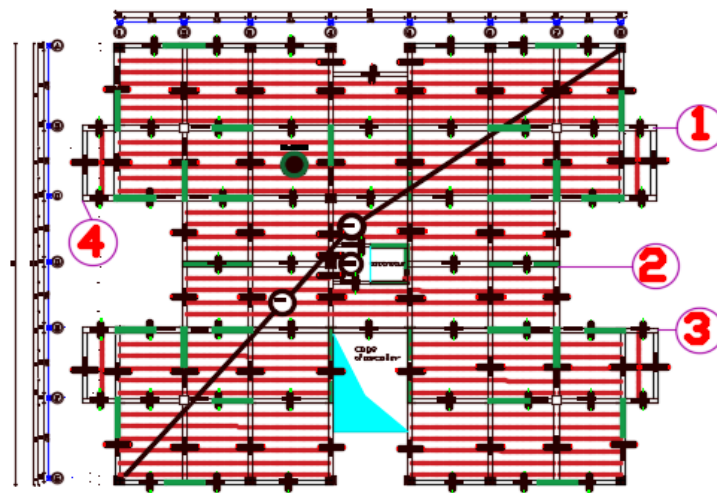


Figure III.8. Plan de coffrage précise les 4 cas de poutrelles à étudié

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

➤ **1 er cas :**

• **Application de la méthode :**

On a la charge permanente $G = 4,16 \text{ KN / ml}$ et la surcharge de plancher terrasse inaccessible $Q=0,65 \text{ KN / ml}$.

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{0,65}{0,65 + 4,16} = 0,135$$

$0 < 0,135 < 2/3 \Rightarrow$ Condition vérifier

- **Calcul a L'ELU :**

➤ **Calcul des moments fléchissant :moment isostatique**

$$M0 \ 1 - 2 = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,591 \times 3,32^2}{8} = 9,081 \text{ KN.m}$$

$$M0 \ 2 - 3 = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,591 \times 3,43^2}{8} = 9,693 \text{ KN.m}$$

$$M0 \ 3 - 4 = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,591 \times 4,15^2}{8} = 14,19 \text{ KN.m}$$

$$M0 \ 4 - 5 = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,591 \times 4,10^2}{8} = 13,85 \text{ KN.m}$$

$$M0 \ 5 - 6 = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,591 \times 4,15^2}{8} = 14,19 \text{ KN.m}$$

$$M0 \ 6 - 7 = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,591 \times 3,43^2}{8} = 9,693 \text{ KN.m}$$

$$M0 \ 7 - 8 = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,591 \times 3,32^2}{8} = 9,081 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments sur appuis :**

$$M1 = 0,3 M0 \ 1-2 = 0,3 \times 9,081 = 2,724 \text{ KN.m}$$

$$M2 = 0,5 \text{ Max } (M0 \ 1-2 ; M0 \ 2-3) = 0,5 \times 9,693 = 4,846 \text{ KN.m}$$

$$M3 = 0,4 \text{ Max } (M0 \ 2-3 ; M0 \ 3-4) = 0,4 \times 14,19 = 5,676 \text{ KN.m}$$

$$M4 = 0,4 \text{ Max } (M0 \ 3-4 ; M0 \ 4-5) = 0,4 \times 14,19 = 5,676 \text{ KN.m}$$

$$M5 = 0,4 \text{ Max } (M0 \ 4-5 ; M0 \ 5-6) = 0,4 \times 14,19 = 5,676 \text{ KN.m}$$

$$M6 = 0,4 \text{ Max } (M0 \ 5-6 ; M0 \ 6-7) = 0,4 \times 14,19 = 5,676 \text{ KN.m}$$

$$M7 = 0,5 \text{ Max } (M0 \ 6-7 ; M0 \ 7-8) = 0,5 \times 9,693 = 4,846 \text{ KN.m}$$

$$M8 = 0,3 M0 \ 7-8 = 0,3 \times 9,081 = 2,724 \text{ KN.m}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- **Calcul des moments en travées :**

- **Etude de la travée de rive (1-2):** $M_0 1-2 = 9,081 \text{ KN.m}$

- $M_t 1 - 2 \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_{0 1-2} = \frac{((1,2+(0,3 \times 0,135)))}{2} \times 9,081 = 5,632 \text{ KN.m}$

- $M_t 1-2 \geq \max((1,05M_0 1-2) ; ((1 + 0,3\alpha \times M_0 1-2))) - \frac{M1+M2}{2}$

$$M_t \geq \max(9,535 ; 9,449) - \frac{2,724 + 4,846}{2} \Rightarrow M_t = 5,75 \text{ KN.m}$$

On prend $M_t 1-2 = 5,75 \text{ KN.m}$

- **Etude de la travée intermédiaire (2-3) :** $M_0 2-3 = 9,693 \text{ KN.m}$

- $M_t 2 - 3 \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_{0 2-3} = \frac{((1+(0,3 \times 0,135)))}{2} \times 9,693 = 5,043 \text{ KN.m}$

- $M_t 2-3 \geq \max ((1,05M_0 2-3) ; ((1 + 0,3\alpha \times M_0 2-3))) - \frac{M2+M3}{2}$

$$M_t \geq \max(10,177 ; 10,085) - \frac{4,846 + 5,676}{2} \Rightarrow M_t = 4,916 \text{ KN.m}$$

On prend $M_t 2-3 = 5,043 \text{ KN.m}$

- **Etude de la travée intermédiaire (3- 4) :** $M_0 3-4 = 14,19 \text{ KN.m}$

- $M_t 3 - 4 \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_{0 3-4} = \frac{(1+0,3 \times 0,135)}{2} \times 14,19 = 7,38 \text{ KN.m}$

- $M_t 3-4 \geq \max ((1,05M_0 3-4) ; ((1 + 0,3\alpha \times M_0 3-4))) - \frac{M3+M4}{2}$

$$M_t \geq \max(14,89 ; 14,76) - \frac{5,676 + 5,676}{2} \Rightarrow M_t = 9,214 \text{ KN.m}$$

On prend $M_t 3-4 = 9,214 \text{ KN.m}$

- **Etude de la travée intermédiaire (4- 5) :** $M_0 4-5 = 13,85 \text{ KN.m}$

- $M_t 4 - 5 \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_{0 4-5} = \frac{(1+0,3 \times 0,135)}{2} \times 13,85 = 7,20 \text{ KN.m}$

- $M_t 4-5 \geq \max ((1,05M_0 4-5) ; ((1 + 0,3\alpha \times M_0 4-5))) - \frac{M4+M5}{2}$

$$M_t \geq \max(14,54 ; 14,41) - \frac{5,676 + 5,676}{2} \Rightarrow M_t = 8,864 \text{ KN.m}$$

On prend $M_t 4-5 = 8,864 \text{ KN.m}$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- **Etude de la travée intermédiaire (5- 6) :** $M_0\ 5-6 = 14,19\ \text{KN.m}$

- $M_t\ 5 - 6 \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_{0\ 5-6} = \frac{(1+0,3 \times 0,135)}{2} \times 14,19 = 7,38\ \text{KN.m}$

- $M_t\ 5-6 \geq \max \left((1,05 M_0\ 5-6) ; \left((1 + 0,3\alpha \times M_0\ 5-6) \right) - \frac{M_5+M_6}{2} \right)$

$$M_t \geq \max (14,89 ; 14,76) - \frac{5,676 + 5,676}{2} \Rightarrow M_t = 9,214\ \text{KN.m}$$

On prend $M_t\ 5-6 = 9,214\ \text{KN.m}$

- **Etude de la travée intermédiaire (6-7) :** $M_0\ 6-7 = 9,693\ \text{KN.m}$

- $M_t\ 6 - 7 \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_{0\ 6-7} = \frac{(1+0,3 \times 0,135)}{2} \times 9,693 = 5,043\ \text{KN.m}$

- $M_t\ 6-7 \geq \max \left((1,05 M_0\ 6-7) ; \left((1 + 0,3\alpha \times M_0\ 6-7) \right) - \frac{M_6+M_7}{2} \right)$

$$M_t \geq \max (10,177 ; 10,085) - \frac{5,676 + 4,846}{2} \Rightarrow M_t = 4,916\ \text{KN.m}$$

On prend $M_t\ 6-7 = 5,043\ \text{KN.m}$

- **Etude de la travée de rive (7-8) :** $M_0\ 7-8 = 9,081\ \text{KN.m}$

- $M_t\ 7 - 8 \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_{0\ 7-8} = \frac{(1,2+0,3 \times 0,135)}{2} \times 9,081 = 9,632\ \text{KN.m}$

- $M_t\ 7-8 \geq \max \left((1,05 M_0\ 7-8) ; \left((1 + 0,3\alpha \times M_0\ 7-8) \right) - \frac{M_7+M_8}{2} \right)$

$$M_t \geq \max (9,535 ; 9,449) - \frac{4,846 + 2,724}{2} \Rightarrow M_t = 5,75\ \text{KN.m}$$

On prend $M_t\ 7-8 = 5,75\ \text{KN.m}$

➤ **Calcul des efforts tranchant à l'ELU :**

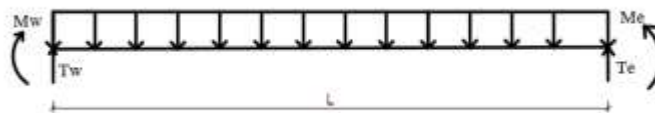


Figure III.9. Schéma statique de calcul des efforts tranchants

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- **Travée 1-2 :**

$$V1 = \frac{qu \times L1-2}{2} + \frac{M2-M1}{L1-2} = \frac{6,591 \times 3,32}{2} + \frac{-4,846 - (-2,724)}{3,32} = \mathbf{10,30KN}$$

$$V2 = -\frac{qu \times L1-2}{2} + \frac{M2-M1}{L1-2} = -\frac{6,591 \times 3,32}{2} + \frac{-4,846 - (-2,724)}{3,32} = \mathbf{-11,58 KN}$$

- **Travée 2-3 :**

$$V2 = \frac{qu \times L2-3}{2} + \frac{M3-M2}{L2-3} = \frac{6,591 \times 3,43}{2} + \frac{-5,676 - (-4,846)}{3,43} = \mathbf{11,061 KN}$$

$$V3 = -\frac{qu \times L2-3}{2} + \frac{M3-M2}{L2-3} = -\frac{6,591 \times 3,43}{2} + \frac{-5,676 - (-4,846)}{3,43} = \mathbf{-11,545 KN}$$

- **Travée 3-4 :**

$$V3 = \frac{qu \times L3-4}{2} + \frac{M4-M3}{L3-4} = \frac{6,591 \times 4,15}{2} + \frac{-5,676 - (-5,676)}{4,15} = \mathbf{13,68 KN}$$

$$V4 = -\frac{qu \times L3-4}{2} + \frac{M4-M3}{L3-4} = -\frac{6,591 \times 4,15}{2} + \frac{-5,676 - (-5,676)}{4,15} = \mathbf{-13,68 KN}$$

- **Travée 4-5 :**

$$V4 = \frac{qu \times L4-5}{2} + \frac{M5-M4}{L4-5} = \frac{6,591 \times 4,10}{2} + \frac{-5,676 - (-5,676)}{4,10} = \mathbf{13,511 KN}$$

$$V5 = -\frac{qu \times L4-5}{2} + \frac{M5-M4}{L4-5} = -\frac{6,591 \times 4,10}{2} + \frac{-5,676 - (-5,676)}{4,10} = \mathbf{-13,511 KN}$$

- **Travée 5-6 :**

$$V5 = \frac{qu \times L5-6}{2} + \frac{M6-M5}{L5-6} = \frac{6,591 \times 4,15}{2} + \frac{-5,676 - (-5,676)}{4,15} = \mathbf{13,68 KN}$$

$$V6 = -\frac{qu \times L5-6}{2} + \frac{M6-M5}{L5-6} = -\frac{6,591 \times 4,15}{2} + \frac{-5,676 - (-5,676)}{4,15} = \mathbf{-13,68 KN}$$

- **Travée 6-7 :**

$$V6 = \frac{qu \times L6-7}{2} + \frac{M7-M6}{L6-7} = \frac{6,591 \times 3,43}{2} + \frac{-4,846 - (-5,676)}{3,43} = \mathbf{11,54 KN}$$

$$V7 = -\frac{qu \times L6-7}{2} + \frac{M7-M6}{L6-7} = -\frac{6,591 \times 3,43}{2} + \frac{-4,165 - (-5,676)}{3,43} = \mathbf{-11,061 KN}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- **Travée 7-8 :**

$$V7 = \frac{qu \times L_{7-8}}{2} + \frac{M8 - M7}{L_{7-8}} = \frac{6,591 \times 3,32}{2} + \frac{-2,724 - (-4,846)}{3,32} = \mathbf{11,58 \text{ KN}}$$

$$V8 = -\frac{qu \times L_{7-8}}{2} + \frac{M8 - M7}{L_{7-8}} = -\frac{6,591 \times 3,32}{2} + \frac{-2,724 - (-4,846)}{3,32} = \mathbf{-10,30 \text{ KN}}$$

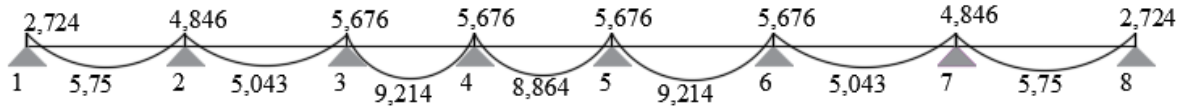


Figure III.10. Diagrammes des moment fléchissant a L'ELU

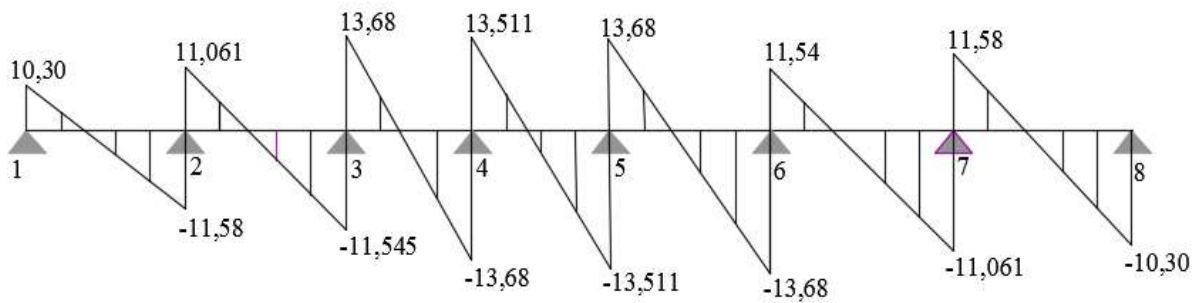


Figure III.11. Diagrammes des efforts tranchants a L'ELU

- **2 eme cas :** la méthode forfaitaire est applicable

- **Calcul des moments fléchissant : moment isostatique**

$$M_{0 \ 2-3} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,591 \times 3,43^2}{8} = 9,693 \text{ KN.m}$$

$$M_{0 \ 3-4} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,591 \times 4,15^2}{8} = 14,19 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis :**

$$M_2 = 0,3 \quad M_{o \ 2-3} = 0,3 \times 9,693 = 2,91 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,6 \quad \text{Max} (M_{o \ 2-3} ; M_{o \ 3-4}) = 0,6 \times 14,19 = 8,51 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,3 \quad M_{o \ 3-4} = 0,3 \times 14,19 = 4,26 \text{ KN.m}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- **Moment en travées :**

- **Etude de la travée (2-3) :** $M_0 2-3 = 9,693 \text{ KN.m}$

- $M_t 2-3 \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_{0 2-3} = \frac{(1,2+0,3 \times 0,135)}{2} \times 9,693 = 6,012 \text{ KN.m}$

- $M_t 2-3 \geq \max ((1,05M_0 2-3) ; ((1 + 0,3\alpha \times M_0 2-3)) - \frac{M_2+M_3}{2})$

$$M_t \geq \max (10,177 ; 10,085) - \frac{2,91 + 8,51}{2} \Rightarrow M_t = 4,467 \text{ KN.m}$$

On prend $M_t 2-3 = 6,012 \text{ KN.m}$

- **Etude de la travée (3-4) :** $M_0 3-4 = 14,19 \text{ KN.m}$

- $M_t 3-4 \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_{0 3-4} = \frac{(1,2+0,3 \times 0,135)}{2} \times 14,19 = 8,80 \text{ KN.m}$

- $M_t 3-4 \geq \max ((1,05M_0 3-4) ; ((1 + 0,3\alpha \times M_0 3-4)) - \frac{M_3+M_4}{2})$

$$M_t \geq \max (14,89 ; 14,76) - \frac{8,51 + 4,26}{2} \Rightarrow M_t = 8,505 \text{ KN.m}$$

On prend $M_t 3-4 = 8,80 \text{ KN.m}$

- **Calcul des efforts tranchant à l'ELU:**

- **Travée 2-3 :**

$$V_2 = \frac{qu \times L_{2-3}}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_{2-3}} = \frac{6,591 \times 3,43}{2} + \frac{-8,51 - (-2,91)}{3,43} = 9,67 \text{ KN}$$

$$V_3 = -\frac{qu \times L_{2-3}}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_{2-3}} = -\frac{6,591 \times 3,43}{2} + \frac{-8,51 - (-2,91)}{3,43} = -12,94 \text{ KN}$$

- **Travée 3-4 :**

$$V_3 = \frac{qu \times L_{3-4}}{2} + \frac{M_4 - M_3}{L_{3-4}} = \frac{6,591 \times 4,15}{2} + \frac{-4,26 - (-8,51)}{4,15} = 14,70 \text{ KN}$$

$$V_4 = -\frac{qu \times L_{3-4}}{2} + \frac{M_4 - M_3}{L_{3-4}} = -\frac{6,591 \times 4,15}{2} + \frac{-4,26 - (-8,51)}{4,15} = -12,65 \text{ KN}$$

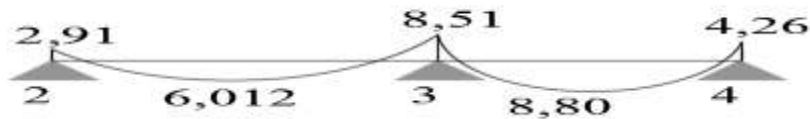


Figure III.12. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU

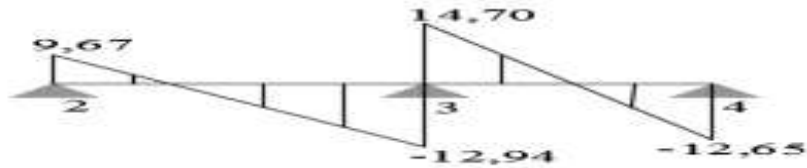


Figure III.13. Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU

- **3^{eme} cas** : la méthode forfaitaire est **applicable**

➤ **Calcul des moments fléchissant : moment isostatique**

$$M_{0\ 1-2} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,591 \times 3,32^2}{8} = 9,081 \text{ KN.m}$$

$$M_{0\ 2-3} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,591 \times 3,43^2}{8} = 9,693 \text{ KN.m}$$

$$M_{0\ 3-4} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,591 \times 4,15^2}{8} = 14,19 \text{ KN.m}$$

• **Moment aux appuis :**

$$M_1 = 0,3 M_{0\ 1-2} = 0,3 \times 9,081 = 2,724 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \text{ Max} (M_{0\ 1-2} ; M_{0\ 2-3}) = 0,5 \times 9,693 = 4,846 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,5 \text{ Max} (M_{0\ 2-3} ; M_{0\ 3-4}) = 0,5 \times 14,19 = 7,095 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,3 M_{0\ 3-4} = 0,3 \times 14,19 = 4,257 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments en travées :**

- **Etude de la travée de rive (1-2):** $M_{0\ 1-2} = 9,081 \text{ KN.m}$

$$M_{t\ 1-2} \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_{0\ 1-2} = \frac{((1,2+(0,3 \times 0,135)))}{2} \times 9,081 = 5,632 \text{ KN.m}$$

$$M_{t\ 1-2} \geq \max ((1,05 M_{0\ 1-2}) ; (1 + 0,3\alpha \times M_{0\ 1-2})) - \frac{M_1 + M_2}{2}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$M_t \geq \max(9,535 ; 9,449) - \frac{2,724 + 4,846}{2} \Rightarrow M_t = 5,75 \text{ KN.m}$$

On prend $M_t 1-2 = 5,75 \text{ KN.m}$

- Etude de la travée intermédiaire (2-3) : $M_0 2-3 = 9,693 \text{ KN.m}$

$$\bullet M_t 2-3 \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_{0 2-3} = \frac{((1+(0,3 \times 0,135)))}{2} \times 9,693 = 5,043 \text{ KN.m}$$

$$\bullet M_t 2-3 \geq \max((1,05M_0 2-3) ; ((1 + 0,3\alpha \times M_0 2-3)) - \frac{M_2 + M_3}{2}$$

$$M_t \geq \max(10,177 ; 10,085) - \frac{4,846 + 7,095}{2} \Rightarrow M_t = 4,206 \text{ KN.m}$$

On prend $M_t 2-3 = 5,043 \text{ KN.m}$

- Etude de la travée de rive (3-4) : $M_0 3-4 = 14,19 \text{ KN.m}$

$$\bullet M_t 3-4 \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_{0 3-4} = \frac{(1,2+0,3 \times 0,135)}{2} \times 14,19 = 8,80 \text{ KN.m}$$

$$\bullet M_t 3-4 \geq \max((1,05M_0 3-4) ; ((1 + 0,3\alpha \times M_0 3-4)) - \frac{M_3 + M_4}{2}$$

$$M_t \geq \max(14,89 ; 14,76) - \frac{4,257 + 7,095}{2} \Rightarrow M_t = 9,214 \text{ KN.m}$$

On prend $M_t 3-4 = 9,214 \text{ KN.m}$

➤ Calcul des efforts tranchant à l'ELU:

• Travée 1-2 :

$$V_1 = \frac{qu \times L_{1-2}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{1-2}} = \frac{6,591 \times 3,32}{2} + \frac{-4,846 - (-2,724)}{3,32} = 10,30 \text{ KN}$$

$$V_2 = -\frac{qu \times L_{1-2}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{1-2}} = -\frac{6,591 \times 3,32}{2} + \frac{-4,846 - (-2,724)}{3,32} = -11,58 \text{ KN}$$

• Travée 2-3 :

$$V_2 = \frac{qu \times L_{2-3}}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_{2-3}} = \frac{6,591 \times 3,43}{2} + \frac{-7,095 - (-4,846)}{3,43} = 10,65 \text{ KN}$$

$$V_3 = -\frac{qu \times L_{2-3}}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_{2-3}} = -\frac{6,591 \times 3,43}{2} + \frac{-7,095 - (-4,846)}{3,43} = -11,96 \text{ KN}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- **Travée 3-4 :**

$$V_3 = \frac{qu \times L_{3-4}}{2} + \frac{M_4 - M_3}{L_{3-4}} = \frac{6,591 \times 4,15}{2} + \frac{-4,257 - (-7,095)}{4,15} = 14,36 \text{ KN}$$

$$V_4 = -\frac{qu \times L_{3-4}}{2} + \frac{M_4 - M_3}{L_{3-4}} = -\frac{6,591 \times 4,15}{2} + \frac{-4,257 - (-7,095)}{4,15} = -12,99 \text{ KN}$$

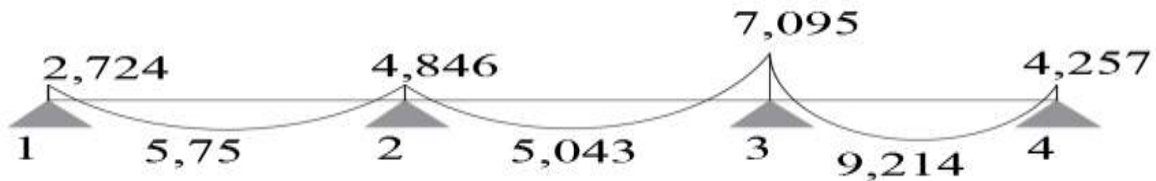


Figure III.14. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU

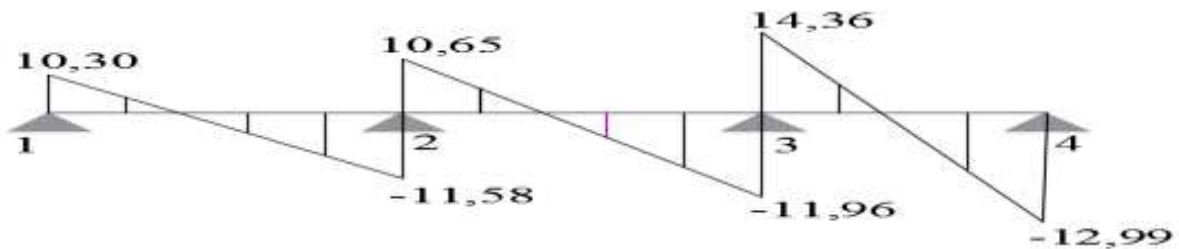


Figure III.15. Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU

- **4 eme cas :** la méthode forfaitaire est applicable

- **Calcul des moments fléchissant : moment isostatique**

$$M_0 B - C = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,591 \times 3,78^2}{8} = 11,77 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_B = 0,3 M_0 B - C = 0,3 \times 11,77 = 3,53 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,3 M_0 B - C = 0,3 \times 11,77 = 3,53 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments en travées :**

- **Etude de la travée de rive (B-C):** $M_0 B - C = 11,77 \text{ KN.m}$

- $M_t B - C \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_0 B - C = \frac{((1,2 + (0,3 \times 0,135)))}{2} \times 11,77 = 7,30 \text{ KN.m}$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- $M_{t\ B-C} \geq \max \left((1,05M_{0\ B-C}) ; \left((1 + 0,3\alpha \times M_{0\ B-C}) \right) - \frac{MB+MC}{2} \right)$

$$M_t \geq \max \left(12,36 ; 12,25 \right) - \frac{3,53 + 3,53}{2} \Rightarrow M_t = 8,83 \text{ KN.m}$$

On prend $M_t\ 1-2 = 8,83 \text{ KN.m}$

- **Calcul des efforts tranchants :**

• **Travée 1-2 :**

$$V_1 = \frac{qu \times L_{1-2}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{1-2}} = \frac{6,591 \times 3,78}{2} + \frac{-3,53 - (-3,53)}{3,78} = 12,456 \text{ KN}$$

$$V_2 = -\frac{qu \times L_{1-2}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{1-2}} = -\frac{6,591 \times 3,78}{2} + \frac{-3,53 - (-3,53)}{3,78} = -12,456 \text{ KN}$$

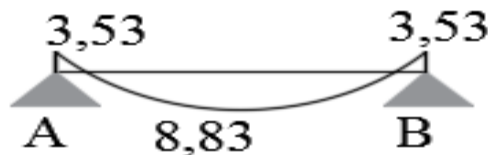


Figure III.16. Diagrammes des moment fléchissant a L'ELU

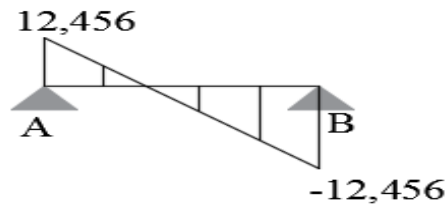


Figure III.17. Diagrammes des efforts tranchant a L'ELU

III.2.3.3. Calcul des armatures :

• **Calcul à l'état limite ultime (ELU) :**

Le ferrailage se fera pour une section en T, en considérant les moments maximaux :

- En travée : $M_{t\ max} = 9,214 \text{ KN.m}$
- Sur appui : $M_{a\ max} = - 8,51 \text{ KN.m}$

Si : $M_{Tmax} < M_0$ l'axe neutre est dans la table de compression

Si : $M_{Tmax} > M_0$ l'axe neutre est dans la nervure

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

M_0 : Le moment équilibre par la table de compression.

On a :

$b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$

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

A. Armatures longitudinales :

• En travées :

On a : $M_{tmax} = 9,214 \text{ KN.m}$

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_0 = f_{bu} \times h_0 \times b \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14,2 \times 10^3 \times 0,04 \times 0,65 \times 0,16 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_{tmax} < M_0$ ceci implique : L'axe neutre est dans la table de compression.

Le calcul se fera pour une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$:

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,214}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,031 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\text{Donc : } A' = 0 \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}\right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,031}\right) = 0,039$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,039) = 0,984$$

$$\Leftrightarrow A_{st} = \frac{9,214 \times 10^2}{0,984 \times 18 \times 348 \times 10^{-1}} = 1,49 \text{ cm}^2$$

• Vérification de la condition de non fragilité :

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ avec: } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A^{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_{st} = 1,49 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc on choisit comme armatures : $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- **Aux appuis :**

. Le moment max aux appuis : $M_a \text{ max} = 8,51 \text{ KN.m}$

$$M_0 = f_{bu} \times h_0 \times b \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14,2 \times 10^3 \times 0,04 \times 0,65 \times 0,16 = 59,072 \text{ KN.m}$$

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

La table étant entièrement tendue, le calcul revient au calcul d'une section rectangulaire (**bo** × **h**)

$bo = 12 \text{ cm}$ et $h = 20 \text{ cm}$

$$\mu_u = \frac{M_a}{bo \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,51 \times 10^2}{12 \times 18^2 \times 14,2 \times 10^{-1}} = 0,154 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\text{Donc : } A' = 0 \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}\right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,154}\right) = 0,210$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,210) = 0,916$$

$$\Rightarrow A_{st} = \frac{8,51 \times 10^2}{0,916 \times 18 \times 348 \times 10^{-1}} = 1,48 \text{ cm}^2$$

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

$$A^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A^{min} = 0,26 \text{ cm}^2 < A_{st} = 1,48 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

Donc on choisit comme armatures : **A_{st} = 2 HA 10 = 1,57 cm²**

B. Armatures transversales :

Le diamètre d'armature d'âme d'une poutre est au plus à $h/35$ (h étant la hauteur de la poutre), ainsi qu'au diamètre des barres longitudinales et au dixième de la longueur d'âme. (**Art A.7.2.2 / BAEL91 modifié 99**)

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$\phi_t \leq \min \left[\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right] \quad \text{avec } \phi_t : \text{ le diamètre des acier transversaux}$$

$$\phi_t \leq \min [12 \text{ mm} ; 5,71 \text{ mm} ; 12 \text{ mm}]$$

on prend $\phi_t = 5 \text{ mm}$

$$D' \text{ où: } A_{st} = \mathbf{1 \text{ HA } 8} = 0,50 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale d'armatures d'âme : (Art A.5.1 ,22 /BAEL91 modifié 99)**
- L'espacement (St) des cours successifs de ces armatures doit être au plus égal à la plus petite des valeurs : 0,9d et 40 cm.

$$S \leq \min \{ 0,9d , 40 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min \{ 16,2 \text{ cm} , 40 \text{ cm} \}$$

Soit: **St = 15 cm**

- Si on désigne par At la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e , La section d'armatures transversales doit vérifier :

$$\frac{AT \times f_e}{b_0 \times St} > 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{AT \times f_e}{b_0 \times St} = \frac{50 \times 400}{120 \times 150} = 1,11 > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.3.4. Vérification à l'ELU :

- **Vérification de rupture par cisaillement : (BAEL 91. Art A.5.1.211)**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 \times d}$$

$$\tau_u = \frac{14,70 \times 10^3}{12 \times 18 \times 10^2} = 0,68 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration Peu Préjudiciable} \Rightarrow \overline{\tau_u} \leq \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \{ 3,33 ; 5 \text{ MPa} \}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{Condition Vérifier} \Rightarrow \text{pas de risque de rupture par cisaillement.}$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- **Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3 / BAEL 91 / 99)**
 - **En travée :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \quad \text{avec : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Avec :

. Ψ_s : Coefficient de scellement qui égale a 1,5 pour les barres de haute adhérence)

$$\text{D'où : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \Sigma u_i}$$

Σu_i : Somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma u_i = n \times \pi \times \varphi = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{14,70 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,2} = \mathbf{0,963 \text{ MPa}}$$

. **Calcul de la contrainte admissible :** $\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = \mathbf{3,15 \text{ MPa}}$.

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ **Condition. Vérifier**

→ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Aux appuis :** $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$ avec : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

Avec :

Ψ_s : Coefficient de scellement qui égale a 1,5 pour les barres de haute adhérence

$$\text{D'où : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \Sigma u_i}$$

Σu_i : Somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma u_i = n \times \pi \times \varphi = 2 \times 3,14 \times 10 = \mathbf{62,8 \text{ mm.}}$$

$$\tau_{se} = \frac{14,70 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62,8} = \mathbf{1,44 \text{ MPa}}$$

. **Calcul de la contrainte admissible :** $\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = \mathbf{3,15 \text{ MPa}}$.

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ **Condition. Vérifiée**

→ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- **Longueur de scellement droit (Art A.6.1, 221 BAEL91/99): (Ancrage des barres)**

La longueur de scellement droit est : $L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$

- **En travée :**

$$\tau_s = (0,6 \times f_t 28 \times \psi_s^2) = 0,6 \times 2,1 \times (1,5)^2 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 352,73 \text{ mm}$$

Soit : $L_s = 35 \text{ cm}$

- **Aux appuis :**

$$\text{Avec : } \tau_s = (0,6 \times f_t 28 \times \psi_s^2) = 0,6 \times 2,1 \times (1,5)^2 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 352,73 \text{ mm}$$

Soit : $L_s = 35 \text{ cm}$

- **Longueur d'ancrage mesurée hors crochets :**

$$L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$$

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : BAEL91modifié99(Art. A.5.1.313).**

$$\frac{2 V_u}{b_o \times a} \leq 0,8 \frac{f_c 28}{\gamma_b}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant maximum

a: la longueur d'appui a considerer ; qui est égale a $0,9 d$

b_o : largeur de la poutre qui égale a 12 cm

- **Influence sur le béton :**

$$V_{u\max} \leq 0,4 \frac{b_o \times f_c 28 \times a}{\gamma_b}$$

$$V_{u\max} \leq 0,4 \frac{120 \times 25 \times 10^{-3} \times 0,9 \times 180}{1,5} = 129,6 \text{ KN}$$

$$V_{u\max} = 14,70 \text{ KN} \leq 129,6 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- **Influence sur les aciers :**

. **Appuis de rive : (Art : A.5.1.312 BAEL 91 / 99)**

$$Aa \geq \frac{\gamma_s \times Vu}{f_e} \quad \text{Avec } Aa = 1,57 \text{ cm}^2.$$

$$Aa \geq \frac{1,15 \times 14,70 \times 10^3}{400} = 0,423 \text{ cm}^2$$

$$Aa = 1,57 \text{ cm}^2 \geq 0,423 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

. **Appuis de intermédiaire : (Art : A.5.1.321 BAEL 91 / 99)**

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime **Mu** est inférieure à $0,9Vu \cdot d$, on doit donc prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer

$$\text{un effort égal à : } Vu + \frac{Mu}{0,9 \times d}$$

$$\text{On a : } M_{\max} \text{ appuis} = -8,51 \text{ KN.m}$$

$$\text{Il faut que } M_{\max} \text{ appuis} < 0,9 \times d \times Vu \Rightarrow 8,51 < 0,9 \times 0,18 \times 14,70 = 2,381 \text{ KN.m}$$

\Rightarrow **Condition vérifiée.**

Conclusion :

- **Armatures longitudinales :**
 - En travée : **3 HA 10 = 2,36 cm²**
 - Aux appuis : **2 HA 10 = 1,57 cm²**
- **Armatures transversales : 1 HA 8 = 0,50 cm²**

III.2.3.5. Vérification à l'ELS :

➤ **Combinaison des charges :**

- **Plancher terrasse inaccessible :** ELS : $q_s = G + Q = 4,16 + 0,65 = 4,81 \text{ KN / ml}$
- **Plancher étage courant :** ELS : $q_s = G + Q = 3,562 + 0,975 = 4,537 \text{ KN/ml}$

Remarque : Nous remarquons que le chargement plancher terrasse inaccessible est le plus défavorable. Donc on utilise ce plancher pour le calcul de ferrailage

→ **On travaille toujours avec la méthode forfaitaire :**

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

→ **Application de la méthode :**

On a la charge permanente $G = 4,16 \text{ KN / ml}$ et la surcharge de plancher terrasse inaccessible $Q=0,65 \text{ KN / ml}$.

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{0,65}{0,65 + 4,16} = 0,135$$

$0 < 0,135 < 2/3 \Rightarrow$ Condition vérifier

➤ **Calcul des moments fléchissant :** les résultats se résument sous forme de tableau récapitulatif

Travée	Moment isostatique	Moment aux appuis	Moment fléchissant	Efforts tranchant	
				W	E
1-2	6,63	1,989	4,197	7,518	-8,45
2-3	7,074	3,537	3,68	8,073	-8,426
3-4	10,35	4,14	6,73	9,98	-9,98
4-5	10,11	4,14	6,47	9,86	-9,86
5-6	10,35	4,14	6,73	9,98	-9,98
6-7	7,074	4,14	3,68	8,424	-8,073
7-8	6,63	3,537	4,197	8,45	7,518

Tableau III.1. Récapitulatifs des moments fléchissant et efforts tranchants cas N 01

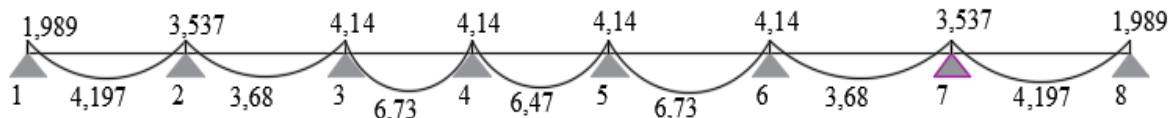


Figure III.18. Diagrammes des moments fléchissant a L'ELS

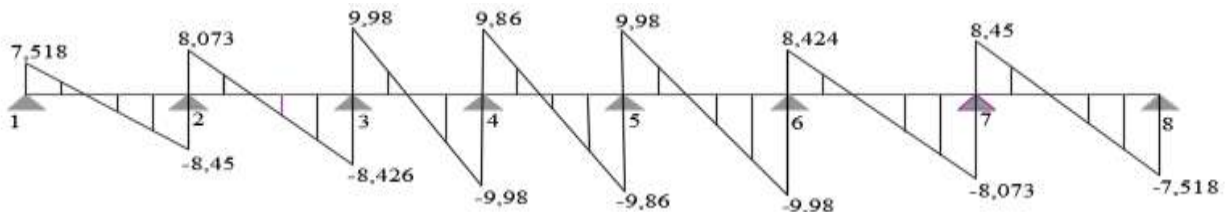


Figure III.19. Diagrammes des efforts tranchant a L'ELS

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- **2 eme cas** :la méthode forfaitaire est **applicable**
- **Calcul des moments fléchissant :moment isostatique**
- **Moments aux appuis :**

$$M_2 = 0,3 \quad M_{o\ 2-3} = 0,3 \times 7,074 = 2,122 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,6 \quad \text{Max} (M_{o\ 2-3} ; M_{o\ 3-4}) = 0,6 \times 10,35 = 6,21 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,3 \quad M_{o\ 3-4} = 0,3 \times 10,35 = 3,105 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travées :**

Travée	Moment isostatique	Moment fléchissant
2-3	7,074	4,39
3-4	10,35	6,419

Tableau III.2. Récapitulatifs des moments fléchissant cas N 02

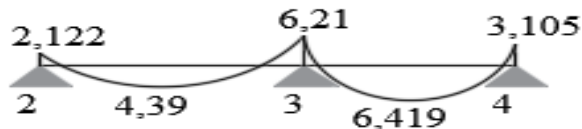


Figure III.20. Diagrammes des moments fléchissant a L'ELS

- **3 eme cas** :la méthode forfaitaire est **applicable**
- **Calcul des moments fléchissant :moment isostatique**

$$M_{o\ 1-2} = \frac{qs \times l^2}{8} = \frac{4,81 \times 3,32^2}{8} = 6,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{o\ 2-3} = \frac{qs \times l^2}{8} = \frac{4,81 \times 3,43^2}{8} = 7,074 \text{ KN.m}$$

$$M_{o\ 3-4} = \frac{qs \times l^2}{8} = \frac{4,81 \times 4,15^2}{8} = 10,35 \text{ KN.m}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- **Moment aux appuis**

$$M_1 = 0,3 M_0 \text{ 1-2} = 0,3 \times 6,63 = 1,989 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \text{ Max } (M_0 \text{ 1-2 ; } M_0 \text{ 2-3}) = 0,5 \times 7,074 = 3,537 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,5 \text{ Max } (M_0 \text{ 2-3 ; } M_0 \text{ 3-4}) = 0,5 \times 10,35 = 5,175 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,3 M_0 \text{ 3-4} = 0,3 \times 10,35 = 3,105 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments en travées :**

Travée	Moment isostatique	Moment flechissant
1-2	6,63	4,197
2-3	7,074	3,68
3-4	10,35	6,73

Tableau III.3. Récapitulatifs des moments flechissant cas N 03

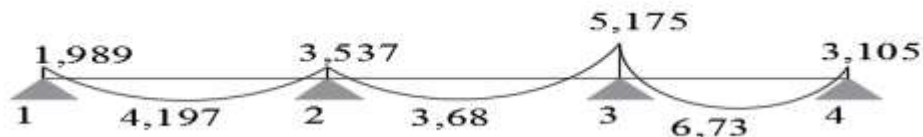


Figure III.21. Diagrammes des moments flechissant a L'ELS

- **4 eme cas : la méthode forfaitaire est applicable**

- **Calcul des moments flechissant : moment isostatique**

$$M_0 \text{ B-C} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4,81 \times 3,78^2}{8} = 8,59 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_B = 0,3 M_0 \text{ B-C} = 0,3 \times 8,59 = 2,577 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,3 M_0 \text{ B-C} = 0,3 \times 8,59 = 2,577 \text{ KN.m}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- Calcul des moments en travées :

Travée	Moment isostatique	Moment flechissant
B-C	8,59	6,442

Tableau III.4. Récapitulatifs des moments fléchissant cas N 04



Figure III.22. Diagrammes des moments fléchissant a L'ELS

→ Enfin on a : $M_t \max = 6,73 \text{ KN.m}$

$M_a \max = 6,21 \text{ KN.m}$

$M_o \max = 10,35 \text{ KN.m}$

- **Etat limite d'ouverture des fissures (Art A.4.5.3 BAEL91/99) :**

La fissuration est considérée comme étant peu préjudiciable (élément couvert), donc aucune vérification n'est nécessaire a effectuée.

- **Etat limite de compression de béton : BAEL91 modifié 99 (Art. A.5.2).**

$M_{t\max} = 6,73 \text{ KN.m}$

$M_{a\max} = 6,21 \text{ KN.m}$

- **En travées :**

- **Contrainte dans l'acier :** On doit s'assurer que $\bar{\sigma}_{st} \leq \sigma_{st}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,36}{12 \times 18} = 1,09 \quad \text{d'où} \quad \rho_1 = 1,09 \Rightarrow K = 19,72 \Rightarrow \beta = 0,856$$

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

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \frac{M_t \max}{\beta \times d \times A_s} = \frac{6,73 \times 10^3}{0,856 \times 17,5 \times 2,36} = 190,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 190,37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition. Vérifier}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- Vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\rho_1 = 1,09 \text{ donc : } \beta = 0,856 \text{ ceci implique : } K = 19,72$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{190,37}{19,72} = 9,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• Aux appuis :

- Contrainte dans l'acier On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 17,5} = 0,75 \text{ d'où } \rho_1 = 0,75 \Rightarrow K = 25,00 \Rightarrow \beta = 0,875$$

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

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_s} = \frac{6,21 \times 10^3}{0,876 \times 17,5 \times 1,57} = 258,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 258,02 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition. Vérifier}$$

- Vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\rho_1 = 0,75 \text{ donc : } \beta = 0,875 \text{ ceci implique : } K = 25,00$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{258,02}{25,00} = 10,321 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10,32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion : L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont **suffisantes**.

• Etat limite de déformation-Vérification de la flèche : (Art .B.6.8.424 BAEL91 / modifié99) :

- La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- Les règles de BAEL (Art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas exigé de calculer la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

Avec : h : hauteur totale de la section.

- L : longueur de la travée entre nœud d'appuis.
 - b_0 : largeur de nervure.
 - M_t : moment fléchissant maximum en travée.
 - d : hauteur utile de la section droite.
 - M_0 : moment isostatique maximum en travée a l'ELS.
- Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont respectées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{415} = 0,048 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \Rightarrow \text{Condition . Vérifier}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{20}{415} = 0,048 \geq \frac{6,73}{15 \times 10,35} = 0,043 \Rightarrow \text{Condition. Vérifier}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,01 \leq \frac{3,6}{400} = 0,01 \Rightarrow \text{Condition . Vérifier}$$

Conclusion : Les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche

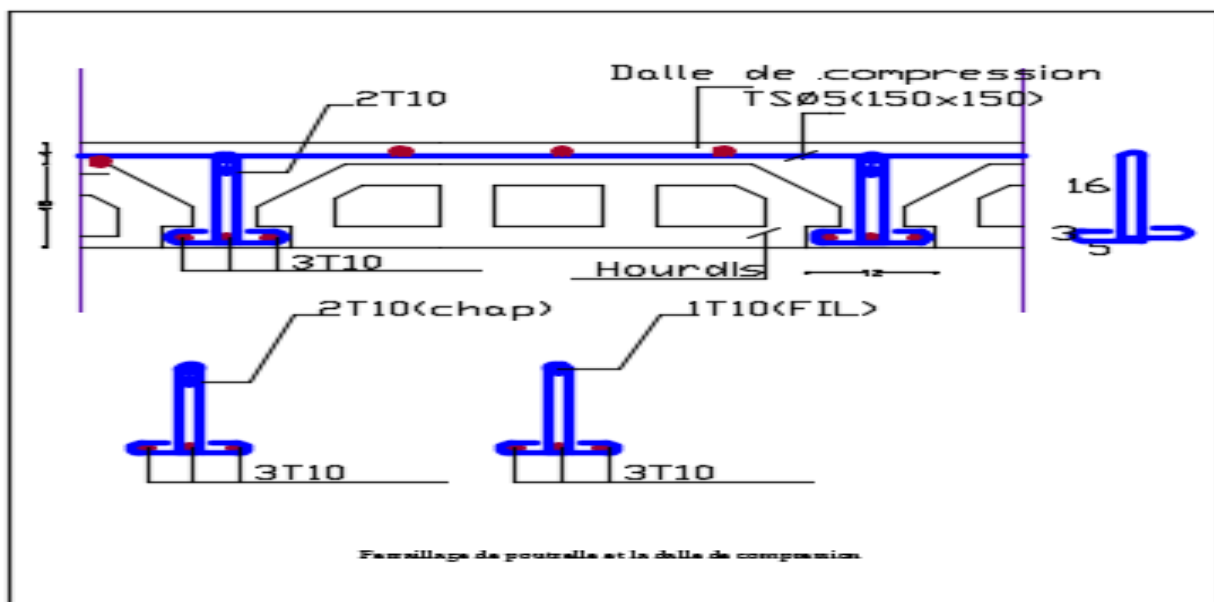


Figure III.23. Plan de ferrailage du plancher en corps creux

III.3. Plancher en dalle pleine :

D'après Art A.8.2 ; E.3 de BAEL 91/ 99 on opte pour l'épaisseur de la dalle pleine

$e = 15 \text{ cm}$ (défini précédemment)

- **Combinaisons des charges :** on a $G = 6,43 \text{ KN / m}^2$ et $Q = 2,5 \text{ KN / m}^2$

ELU $\Rightarrow q_u = 1,35 G + 1,5 Q$

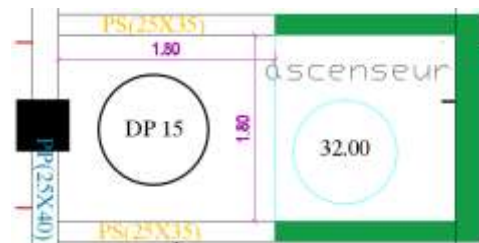
ELS $\Rightarrow q_s = G + Q$

- Nous avons des charges surfacique, il faut les transformées en charges linéaires donc on doit les multipliées **par 1 ml**

$$q_u = (1,35 \times 6,43) + (1,5 \times 2,5) = 12,43 \text{ KN / ml}$$

$$q_s = 6,43 + 2,5 = 8,93 \text{ KN / ml}$$

- Calcul de l'élanement : $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{180}{180} = 1$



Plan de coffrage de la dalle pleine

→ Si $\rho_x < 0,4 \Rightarrow$ le panneau travail dans un seul sens

→ Si $0,4 < \rho_x < 1 \Rightarrow$ le panneau travail dans les deux sens (c'est notre cas)

III.3.1. Calcul des moments fléchissant :

La charge est uniformément répartie sur toute la surface du panneau, les valeurs des moments suivant les deux directions sont données par :

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

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

On tire les valeurs de μ_x et μ_y : on a $\rho_x = 1 ; \theta = 0$ (ELU)

$$\mu_x = 0,0368 \text{ et } \mu_y = 1$$

$$\text{Donc : } M_x = 0,0368 \times 12,43 \times 1,8^2 = 1,48 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 1 \times 1,48 = 1,48 \text{ KN.m}$$

- **Calcul les moments a L'ELU :**

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur , il est nécessaire de tenir compte de la continuité des panneaux , on calcul les moment aux appuis puis les moments en travées pour les panneaux considérer en tenir compte le panneau intermédiaire .

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- Moments aux appuis :

$$\text{. sens x : } M_a = 0,3 \quad M_x = 0,3 \times 1,48 = 0,444 \text{ KN.m}$$

$$\text{. sens y : } M_a = 0,3 \quad M_x = 0,3 \times 1,48 = 0,444 \text{ KN.m}$$

- Moments en travées : $M_t \geq 1,25 M_o - \frac{M_w + M_e}{2}$

$$\text{. sens x : } M_t = 0,95 \quad M_x = 0,95 \times 1,48 = 1,406 \text{ KN.m}$$

$$\text{. sens y : } M_t = 0,95 \quad M_y = 0,95 \times 1,48 = 1,406 \text{ KN.m}$$

III.3.2. Calcul des armatures a L'ELU :

- Aux appuis : on calcul avec le sens le plus défavorable (sens x , $M_a x = 0,444 \text{ KN.m}$)

$$\text{. sens x : on a } d = h - c = 15 - 2,5 = 12,5 \text{ cm}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,444 \times 10^6}{1000 \times 125^2 \times 14,2} = 0,002 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\text{Donc : } A' = 0 \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\text{on a : } \mu_u = 0,032 \Rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_{st} = \frac{0,444 \times 10^2}{0,999 \times 12,5 \times 348 \times 10^{-1}} = 0,1 \text{ cm}^2$$

• Vérification de la condition de non fragilité : (Art B.7.4 BAEL91 / 99)

$$W_x = \frac{A_x}{bh} \geq W_o \frac{3 - \rho_x}{2} \text{ avec : } W_o = 0,8\% \text{ pour les aciers FeE400}$$

$$A_x \geq W_o \times \frac{3 - \rho_x}{2} \times b \times h$$

$$A_x \geq 0,0008 \times \frac{3-1}{2} \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0,1 \text{ cm}^2 \leq A_x = 1,2 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on opte pour } 5 \text{ HA } 10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- **En travées :** on calcule avec le sens le plus défavorable (sens x , $M_a x = 1,406 \text{ KN.m}$)

. sens x : on a $d = h - c = 15 - 2,5 = 12,5 \text{ cm}$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,406 \times 10^6}{1000 \times 125^2 \times 14,2} = 0,006 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\text{Donc : } A' = 0 \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\text{on a : } \mu_u = 0,006 \Rightarrow \beta = 0,997$$

$$A_{st} = \frac{1,406 \times 10^2}{0,997 \times 12,5 \times 348 \times 10^{-1}} = 0,324 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :** (Art B.7.4 BAEL91 / 99)

$$W_x = \frac{Ax}{bh} \geq W_o \frac{3-\rho_x}{2} \text{ avec : } W_o = 0,8\% \text{ pour les aciers FeE400}$$

$$Ax \geq W_o \times \frac{3-\rho_x}{2} \times b \times h$$

$$Ax \geq 0,0008 \times \frac{3-1}{2} \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0,29 \text{ cm}^2 \leq Ax = 1,2 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on opte pour } 5 \text{ HA } 10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des barres :** (BAEL 91 modifié 99 / Art. A.8.2, 42)

$$\text{.sens x : } S_t \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = \min \{45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow \text{on opte pour : } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{.sens y : } S_t \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = \min \{45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow \text{on opte pour : } S_t = 20 \text{ cm}$$

III.3.2. Vérifications a l'ELU :

- **Vérification au cisaillement (Art A.5.1, 211 BAEL91 / 99):**

.calcul de l'effort tranchant :

$$\text{.au milieu de } l_y : T = \frac{P}{2l_y + l_x} = \frac{12,43 \times 1,8 \times 1,8}{(2 \times 1,8) + 1,8} = 7,458 \text{ KN}$$

$$\text{. au milieu de } l_x : T = \frac{P}{3 l_y} = \frac{12,43 \times 1,8 \times 1,8}{3 \times 1,8} = 7,458 \text{ KN}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Donc on prend : **T max = 7,458 KN**

. **Calcul de la contrainte de cisaillement** : $V_u = T_{\max} = 7,458 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o \times d} = \frac{7,458 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0,06 \text{ MPa}$$

calcul de la contrainte de cisaillement admissible : la fissuration est considéré comme étant peu préjudiciable, donc la contrainte sera calculer comme suit :

$$\bar{\tau}_u \leq \left\{ \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} \right\} = \left\{ \frac{0,07 \times 25}{1,5} \right\} = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'adhérence des barres** : (Art A.6.1.3 / BAEL 91 / 99)

. **Aux appuis** : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$ avec : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

Avec :

Ψ_s : Coefficient de scellement qui égale a 1,5 pour les barres de haute adhérence)

$$\text{D'où} : \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varphi = 5 \times 3,14 \times 10 = 157 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{7,458 \times 10^3}{0,9 \times 125 \times 157} = 0,422 \text{ MPa}$$

. **Calcul de la contrainte admissible** : $\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition .Vérifier}$$

→ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- **En travée :** $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$ avec : $f_{t28} = 2,1$ MPa

Avec :

Ψ_s : Coefficient de scellement qui égale a 1,5 pour les barres de haute adhérence)

D'où : $\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \Sigma \mu_i}$

$\Sigma \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \varphi = 5 \times 3,14 \times 10 = 157$ mm.

$$\tau_{se} = \frac{7,458 \times 10^3}{0,9 \times 125 \times 157} = \mathbf{0,422\ MPa}$$

. **Calcul de la contrainte admissible :** $\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = \mathbf{3,15\ MPa}$.

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ **Condition. Vérifier**

→ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Longueur de scellement droit (Art A.6.1, 221 BAEL91/ 99): (Ancrage des barres)**

La longueur de scellement droit est : $L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$

. **Aux appuis :**

Avec : $\tau_s = (0,6 \times f_{t28} \times \psi_s^2) = 0,6 \times 2,1 \times (1,5)^2 = \mathbf{2,835\ MPa}$

Donc : $L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = \mathbf{352,73\ mm}$

Soit : $L_s = \mathbf{35\ cm}$

. **En travée :**

Avec : $\tau_s = (0,6 \times f_{t28} \times \psi_s^2) = 0,6 \times 2,1 \times (1,5)^2 = \mathbf{2,835\ MPa}$

Donc : $L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = \mathbf{352,73\ mm}$

Soit : $L_s = \mathbf{35\ cm}$

→ **Longueur d'ancrage mesurée hors crochets :**

$L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35 = \mathbf{14\ cm}$

III.3.3. Vérification à l'ELS :

- Combinaison des charges :

Nous avons des charges surfacique, il faut les transformées en charges linéaires donc on doit les multipliées **par 1 ml**

$$q_s = 6,43 + 2,5 = 8,93 \text{ KN / ml}$$

- Nous avons la valeur de l'élancement : $\rho_x = 1$

⇒ le panneau travail dans les deux sens (c'est notre cas)

• Calcul des moments fléchissant :

La charge est uniformément répartie sur toute la surface du panneau, les valeurs des moments suivant les deux directions sont données par :

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

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

On tire les valeurs de μ_x et μ_y : on a $\rho_x = 1$; $\vartheta = 0,2$ (ELU)

$$\mu_x = 0,0442 \text{ et } \mu_y = 1$$

$$\text{Donc : } M_x = 0,0442 \times 8,93 \times 1,8^2 = 1,278 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 1 \times 1,278 = 1,278 \text{ KN.m}$$

- Calcul les moments a L'ELS :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur , il est nécessaire de tenir compte de la continuité des panneaux , on calcul les moment aux appuis puis les moments en travées pour les panneaux considérer en tenir compte le panneau intermédiaire .

- Moments aux appuis :

$$\text{. sens x : } M_a = 0,3 M_x = 0,3 \times 1,278 = 0,383 \text{ KN.m}$$

$$\text{. sens y : } M_a = 0,3 M_y = 0,3 \times 1,278 = 0,383 \text{ KN.m}$$

- Moments en travées : $M_t \geq 1,25 M_o - \frac{M_w + M_e}{2}$

$$\text{. sens x : } M_t = 0,95 M_x = 0,95 \times 1,278 = 1,214 \text{ KN.m}$$

$$\text{. sens y : } M_t = 0,95 M_y = 0,95 \times 1,278 = 1,214 \text{ KN.m}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- **Calcul des armatures a L'ELS** : dans que les efforts obtenus depuis la combinaison de l'ELU sont les plus défavorables , donc on adaptons le ferrailage de L'ELU

- **Etat limite de compression de béton : BAEL91 modifié 99 (Art. A.5.2).**

$$M_{t \max} = 1,214 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \max} = 0,383 \text{ KN.m}$$

- **En travées :**

- **Contrainte dans l'acier** : On doit s'assurer que $\bar{\sigma}_{st} \leq \sigma_{st}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 12,5} = 0,314 \quad \text{d'où} \quad \rho_1 = 0,314 \quad \Rightarrow K = 42,14 \quad \Rightarrow \beta = 0,912$$

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

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{1,214 \times 10^3}{0,912 \times 12,5 \times 3,93} = 27,097 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 27,097 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition. Vérifier}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

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

$$\rho_1 = 0,314 \quad \text{donc : } \beta = 0,912 \quad \text{ceci implique : } K = 42,14$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{27,097}{42,14} = 0,643 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,643 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

- **Contrainte dans l'acier** : On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 12,5} = 0,314 \quad \text{d'où} \quad \rho_1 = 0,314 \quad \Rightarrow K = 42,14 \quad \Rightarrow \beta = 0,912$$

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

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0,383 \times 10^3}{0,912 \times 12,5 \times 3,93} = 8,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 8,55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition. Vérifier}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- Vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\rho_1 = 0,314 \text{ donc : } \beta = 0,912 \text{ ceci implique : } K = 42,14$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{8,55}{42,14} = 0,203 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,203 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion : L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont **suffisantes**.

- Etat limite d'ouverture des fissures (Art A.4.5.3 BAEL91/99) :

La fissuration est considérée comme étant peu préjudiciable (élément couvert), donc aucune vérification n'est nécessaire effectuée.

- Etat limite de déformation-Vérification de la flèche : (Art .B.7.5. BAEL91 / modifié99) :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_x} \Rightarrow \frac{15}{180} = 0,083 \geq \frac{1,214}{20 \times 1,278} = 0,047 \Rightarrow \text{Condition . Vérifier}$$

$$\frac{A_{st}}{b_o \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 12,5} = 0,004 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \quad \Rightarrow \text{Condition . Vérifier}$$

Conclusion : Les conditions sont vérifiées, donc il est pas nécessaire de calculer la flèche.

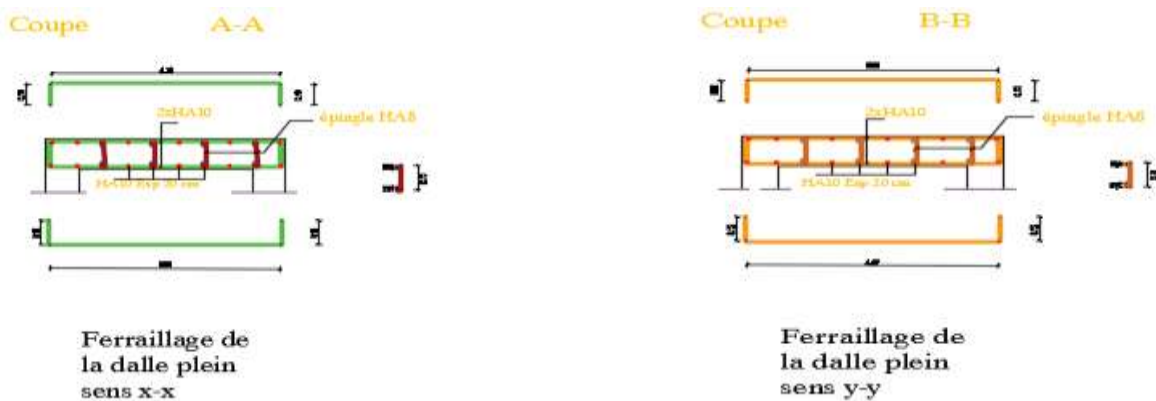


Figure III.24. Coupes de ferrailage du la dalle pleine

III.4. Etude de la dalle pleine pour la salle machine :

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur, permettant le transports des personnes au différents niveaux. Le système de levage est composé d'un moteur électrique avec une puissance 7 Kw et une vitesse nominale de 0,6 m/s à 1,6 m/s de capacité de 5 à 13 personnes et d'une charge utile de **1000 Kg**

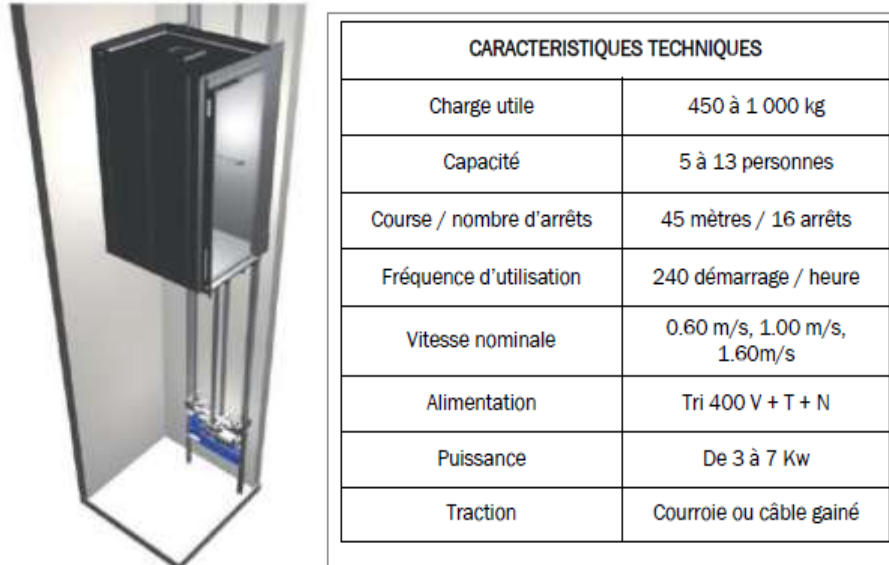


Figure III.25. Fiche technique de l'ascenseur

La charge de système d'ascenseur est de **10 Tonne** avec un chargement localisé concentrique.

- Les dimensions de l'ascenseur sont comme suit :
 - $U_0 = 1,10$ m
 - $V_0 = 1,20$ m

III.4.1. Calcul des moments a L'ELU :

- **Calcul des moments dus au chargement concentrique :**

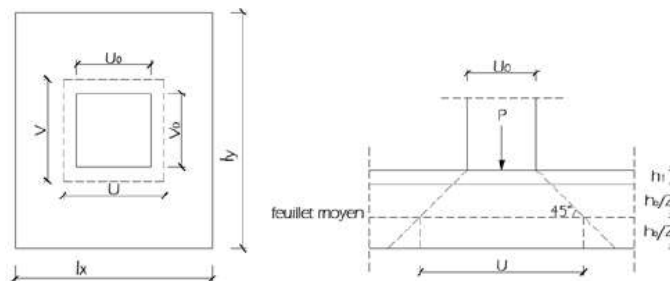


Figure III.26. Rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- Le calcul se fait avec les abaques de **PIGEAUD**, permettant de déterminer les moments dans les deux sens engendrés par cette charge, avec :

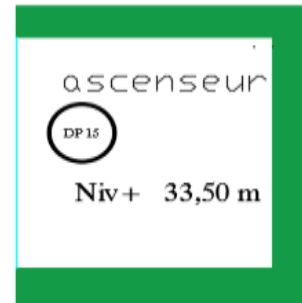
$$M_{x1} = P (M1 + \vartheta M2)$$

$$M_{y1} = P (\vartheta M1 + M2)$$

Et :

ν : Coefficient de poisson $\Rightarrow \nu = 0$ à l'ELU

$\nu = 0,2$ à l'ELS



Plan de coffrage de la dalle salle machine (ascenseur)

- Calcul de rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen U et V :**

$$\begin{cases} U = U0 + 2 (\xi \times e + ht) = U0 + 2e + ht \\ V = V0 + 2 (\xi \times e + ht) = V0 + 2e + ht \end{cases}$$

Avec : $\xi = 1$: pour des revêtements en béton.

$\xi = 0,75$: pour les autres types de revêtements.

Et : ht : épaisseur de la dalle pleine. ($ht = 15$ cm)

e : épaisseur du revêtement ($e = 5$ cm).

$$\text{Donc : } \begin{cases} U = 1,1 + (2 \times 0,05) + 0,15 = 1,35 \text{ m} \\ V = 1,2 + (2 \times 0,05) + 0,15 = 1,45 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{On a : } P = 1,35 \times 100 = \mathbf{135 \text{ KN}}$$

$$M_{x1} = P (M1 + \vartheta M2)$$

$$M_{y1} = P (\vartheta M1 + M2)$$

→ On tire les moments $M1$ et $M2$ dues à la charge concentrée P , sont en forme d'abaques

en fonction de ρ et des rapports: on a $\rho = 1 \Rightarrow M1 = 0,055$

$$M2 = 0,055$$

$$M_{x1} = 135 \times (0,055 + 0 \times 0,055) = \mathbf{7,425 \text{ KN.m}}$$

$$M_{y1} = 135 \times (0,055 + 0 \times 0,055) = \mathbf{7,425 \text{ KN.m}}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

➤ Calcul des moments dus au chargement uniformément repartie :

La charge est uniformément repartie sur toute la surface du plaque, les valeurs des moments suivant les deux directions sont données par :

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

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

• Combinaisons des charges :

on a $G = (e \times \rho) + (e_r \times \rho_r)$

Avec :

e : épaisseur de la dalle pleine

ρ : poids volumique de béton qui égal à 25 KN/m^3

e_r : épaisseur de revêtement

ρ_r : poids propre de revêtement qui égal à 22 KN/m^3

D'où : $G = (0,15 \times 25) + (22 \times 0,05) = 4,85 \text{ KN/m}^2$

- La surcharge $Q = 1 \text{ KN / m}^2$.

ELU $\Rightarrow q_u = 1,35 G + 1,5 Q$

ELS $\Rightarrow q_s = G + Q$

- Nous avons des charges surfacique, il faut les transformées en charges linéaires donc on doit les multipliées **par 1 ml**

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

$q_s = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN / ml}$

• Calcul de l'élanement : $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{180}{180} = 1$

→ Si $\rho_x < 0,4 \Rightarrow$ le panneau travail dans un seul sens

→ Si $0,4 < \rho_x < 1 \Rightarrow$ le panneau travail dans les deux sens (c'est notre cas)

• Calcul des moments fléchissant :

On tire les valeurs de μ_x et μ_y : on a $\rho_x = 1 ; \vartheta = 0$ (ELU)

$\mu_x = 0,0368$ et $\mu_y = 1$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Donc : $M_x = 0,0368 \times 8,05 \times 1,8^2 = 0,960 \text{ KN.m}$

$$M_y = 1 \times 0,960 = 0,960 \text{ KN.m}$$

➤ **Superposition des moments :** $M_x = M_{x_1} + M_{x_2} = 7,425 + 0,960 = \mathbf{8,385 \text{ KN.m}}$

$$M_y = M_{y_1} + M_{y_2} = 7,425 + 0,960 = \mathbf{8,385 \text{ KN.m}}$$

➤ **Remarque :** pour tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on apporte une correction à l'aide des coefficients réducteurs qui vont s'appliquer au moment aux appuis et en travée 0,3 et 0,95 respectivement.

➤ **Sens x :**

. Aux appuis : $M_x a = -0,3 \times 8,385 = 2,515 \text{ KN.m}$

. En travées : $M_x t = 0,95 \times 8,385 = 7,965 \text{ KN.m}$

➤ **Sens y :**

. Aux appuis : $M_x a = -0,3 \times 8,385 = 2,515 \text{ KN.m}$

. En travées : $M_x t = 0,95 \times 8,385 = 7,965 \text{ KN.m}$

III.4.2. Calcul des armatures a L'ELU :

- **Aux appuis :** on calcule avec le sens le plus défavorable (sens x , $M_a x = 2,515 \text{ KN.m}$)

. sens x : on a $d = h - c = 15 - 2,5 = 12,5 \text{ cm}$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2,515 \times 10^6}{1000 \times 125^2 \times 14,2} = 0,011 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Donc : $A' = 0 \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

ona : $\mu_u = 0,032 \Rightarrow \beta = 0,994$

$$A_{st} = \frac{2,515 \times 10^2}{0,994 \times 12,5 \times 348 \times 10^{-1}} = \mathbf{0,58 \text{ cm}^2}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- **Vérification de la condition de non fragilité : (Art B.7.4 BAEL91 / 99)**

$$Wx = \frac{Ax}{bh} \geq W_0 \frac{3-\rho_x}{2} \text{ avec : } W_0 = 0,8\% \text{ pour les aciers FeE400}$$

$$Ax \geq W_0 \times \frac{3-\rho_x}{2} \times b \times h$$

$$Ax \geq 0,0008 \times \frac{3-1}{2} \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0,1 \text{ cm}^2 \leq Ax = 1,2 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on opte pour } \mathbf{5 \text{ HA } 10 = 3,93 \text{ cm}^2}$$

- **En travées :** on calcul avec le sens le plus défavorable (sens x , $M_t x = 7,965 \text{ KN.m}$)

. sens x : on a $d = h - c = 15 - 2,5 = 12,5 \text{ cm}$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,965 \times 10^6}{1000 \times 125^2 \times 14,2} = 0,036 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\text{Donc : } A' = 0 \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\text{on a : } \mu_u = 0,006 \Rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_{st} = \frac{7,965 \times 10^2}{0,982 \times 12,5 \times 348 \times 10^{-1}} = \mathbf{1,86 \text{ cm}^2}$$

- **Vérification de la condition de non fragilité : (Art B.7.4 BAEL91 / 99)**

$$Wx = \frac{Ax}{bh} \geq W_0 \frac{3-\rho_x}{2} \text{ avec : } W_0 = 0,8\% \text{ pour les aciers FeE400}$$

$$Ax \geq W_0 \times \frac{3-\rho_x}{2} \times b \times h$$

$$Ax \geq 0,0008 \times \frac{3-1}{2} \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0,29 \text{ cm}^2 \leq Ax = 1,2 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on opte pour } \mathbf{5 \text{ HA } 10 = 3,93 \text{ cm}^2}$$

- **Espacement des barres :(BAEL 91 modifié 99 / Art. A.8.2, 42)**

.sens x : $St \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = \min \{45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow \text{on opte pour : } St = 20 \text{ cm}$

.sens y : $St \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = \min \{45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow \text{on opte pour : } St = 20 \text{ cm}$

III.4.3. Vérifications a l'ELU :

- Vérification de non poinçonnement (Art A.5.2.42 BAEL91/modifié99) :

$$Qu \leq 0,045 \times Uc \times \frac{ht \times fcj}{\gamma b}$$

Avec : Qu : la charge de calcul vis – a – vis de l'état limite ultime

Uc : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen

ht : épaisseur de la dalle pleine.

$$Qu = 1,35 \times 100 = 135 \text{ KN}$$

$$Uc = 2 \times (U + V) = 2 \times (1,35 + 1,45) = 5,6 \text{ m}$$

Donc :

$$135 \leq 0,045 \times 5,6 \times \frac{0,15 \times 25 \times 10^3}{1,5}$$

$$135 \text{ KN} \leq 630 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Vérification au cisaillement (Art A.5.1, 211 BAEL91 / 99):

.Calcul de l'effort tranchant :

$$\text{.au milieu de } U : T = \frac{P}{2U + V} = \frac{135}{(2 \times 1,35) + 1,45} = 32,53 \text{ KN}$$

$$\text{. au milieu de } V : T = \frac{P}{3U} = \frac{135}{3 \times 1,35} = 33,33 \text{ KN}$$

Donc on prend : $T_{\max} = 33,33 \text{ KN}$

. Calcul de la contrainte de cisaillement : $V_u = T_{\max} = 33,33 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o \times d} = \frac{33,33 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0,266 \text{ MPa}$$

- calcul de la contrainte de cisaillement admissible : la fissuration est considéré comme étant peu préjudiciable, donc la contrainte sera calculer comme suit :

$$\bar{\tau}_u \leq \left\{ \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} \right\} = \left\{ \frac{0,07 \times 25}{1,5} \right\} = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.4.4. Vérification à l'ELS :

➤ **Calcul des moments dus au chargement concentrique :**

- Le calcul se fait avec les abaques de **PIGEAUD**, permettant de déterminer les moments dans les deux sens engendrés par cette charge , avec :

$$M_{x1} = P (M_1 + \vartheta M_2)$$

$$M_{y1} = P (\vartheta M_1 + M_2)$$

Et :

ν : Coefficient de poisson $\Rightarrow \nu = 0$ à l'ELU

$\nu = 0,2$ à l'ELS

- **Calcul de rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen U et V :**

$$\begin{cases} U = U_0 + 2 (\xi \times e + ht) = U_0 + 2e + ht \\ V = V_0 + 2 (\xi \times e + ht) = V_0 + 2e + ht \end{cases}$$

Avec : $\xi = 1$: pour des revêtements en béton.

$\xi = 0,75$: pour les autres types de revêtements.

Et : ht : épaisseur de la dalle pleine. ($ht = 15$ cm)

e : épaisseur du revêtement ($e = 5$ cm).

$$\text{Donc : } \begin{cases} U = 1,1 + (2 \times 0,05) + 0,15 = 1,35 \text{ m} \\ V = 1,2 + (2 \times 0,05) + 0,15 = 1,45 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{On a : } P = 1,35 \times 100 = \mathbf{135 \text{ KN}}$$

$$M_{x1} = P (M_1 + \vartheta M_2)$$

$$M_{y1} = P (\vartheta M_1 + M_2)$$

→ On tire les moments M_1 et M_2 dues à la charge concentrée P , sont en forme d'abaques en fonction de ρ et des rapports : on a $\rho = 1 \Rightarrow M_1 = 0,055$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$M_2 = 0,055$$

$$M_x 1 = 100 \times (0,055 + 0,2 \times 0,055) = \mathbf{6,6 \text{ KN.m}}$$

$$M_y 1 = 100 \times (0,055 + 0,2 \times 0,055) = \mathbf{6,6 \text{ KN.m}}$$

- **Calcul des moments due au chargement uniformément repartie :** La charge est uniformément repartie sur toute la surface du plaque, les valeurs des moments suivant les deux directions sont données par :

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

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

- **Combinaison des charges :**

Nous avons des charges surfacique, il faut les transformées en charges linéaires donc on doit les multipliées **par 1 ml**

$$q_s = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN / ml}$$

- Nous avons la valeur de l'élancement : $\rho_x = 1$

⇒ lepanneau travail dans les deux sens (c'est notre cas)

- **Calcul des moments fléchissant :**

La charge est uniformément repartie sur toute la surface du panneau, les valeurs des moments suivant les deux directions sont données par :

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

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

On tire les valeurs de μ_x et μ_y : on a $\rho_x = 1$; $\theta = 0,2$ (ELU)

$$\mu_x = 0,0442 \text{ et } \mu_y = 1$$

$$\text{Donc : } M_x = 0,0442 \times 5,85 \times 1,8^2 = 0,837 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 1 \times 0,837 = 0,837 \text{ KN.m}$$

→ **Superposition des moments :** $M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6,6 + 0,837 = \mathbf{7,437 \text{ KN.m}}$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,6 + 0,837 = \mathbf{7,437 \text{ KN.m}}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Remarque : pour tenir compte des semi- encastres aux extrémités, on apporte une correction à l'aide des coefficients réducteurs qui vont s'appliquer au moment aux appuis et en travée 0,3 et 0,95 respectivement.

- **Sens x :**

. Aux appuis : $M_x a = -0,3 \times 7,437 = 2,231 \text{ KN.m}$

. En travées : $M_x t = 0,95 \times 7,437 = 7,065 \text{ KN.m}$

- **Sens y :**

. Aux appuis : $M_x a = -0,3 \times 7,437 = 2,231 \text{ KN.m}$

. En travées : $M_x t = 0,95 \times 7,437 = 7,065 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des armatures a L'ELS :** tans que les efforts obtenus depuis la combinaison de l'ELU sont les plus défavorables , donc on adaptons le ferrailage de L'ELU

• **Etat limite de compression de béton : BAEL91 modifié 99 (Art. A.5.2).**

$M_t \text{ max} = 2,231 \text{ KN.m}$

$M_a \text{ max} = 7,065 \text{ KN.m}$

• **En travées :**

- **Contrainte dans l'acier :** On doit s'assurer que $\bar{\sigma}_{st} \leq \sigma_{st}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 12,5} = 0,314 \quad \text{d'où} \quad \rho_1 = 0,314 \Rightarrow K = 42,14 \Rightarrow \beta = 0,912$$

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

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \frac{M_t \text{ max}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{7,065 \times 10^3}{0,912 \times 12,5 \times 3,93} = 157,69 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 157,69 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition. Vérifier}$

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

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

$\rho_1 = 0,314$ donc : $\beta = 0,912$ ceci implique : $K = 42,14$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{157,69}{42,14} = 3,74 \text{ MPa}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$\sigma_{bc} = 3,74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

- **Aux appuis :**

- **Contrainte dans l'acier :** On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 12,5} = 0,314 \quad \text{d'où} \quad \rho_1 = 0,314 \Rightarrow K_1 = 42,14 \Rightarrow \beta_1 = 0,912$$

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

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_s} = \frac{2,231 \times 10^3}{0,912 \times 12,5 \times 3,93} = 49,796 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 49,796 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Condition. Vérifier**

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

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

$$\rho_1 = 0,314 \quad \text{donc : } \beta = 0,912 \quad \text{ceci implique : } K = 42,14$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{49,796}{42,14} = 1,18 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1,18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ **condition vérifiée.**

Conclusion : L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont **suffisantes.**

- **Etat limite d'ouverture des fissures (Art A.4.5.3 BAEL91/99) :**

La fissuration est considérée comme étant peu préjudiciable (élément couvert), donc aucune vérification n'est nécessaire a effectuée.

- **Etat limite de déformation-Vérification de la flèche : (Art .B.7.5. BAEL91 / modifié99) :**

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_x} \Rightarrow \frac{15}{180} = 0,083 \geq \frac{7,965}{20 \times 8,385} = 0,047 \Rightarrow \text{Condition. Vérifier}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,93}{100 \times 12,5} = 0,003 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{Condition. Vérifier}$$

Conclusion : Les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

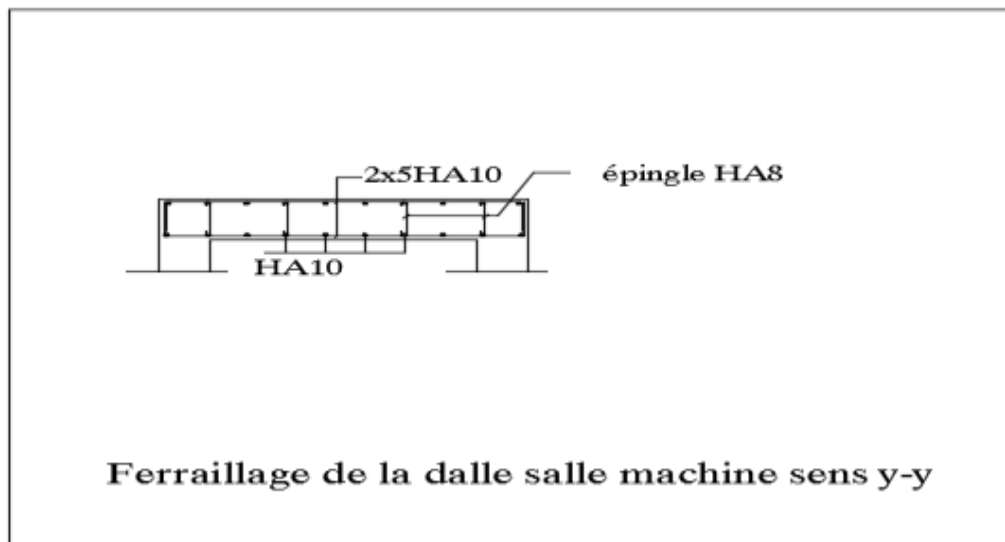
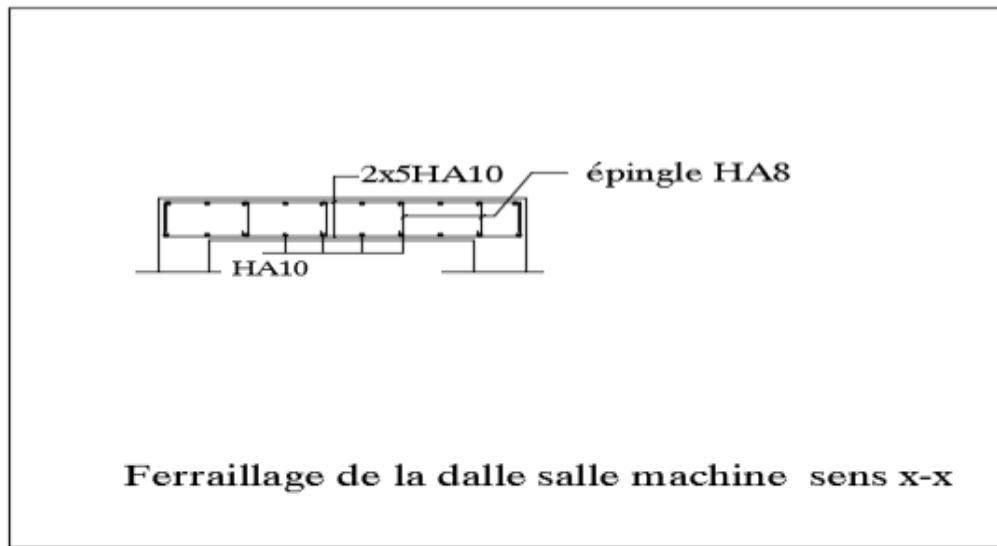


Figure III.27. Plan de ferrailage de la dalle pleine salle machine

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.5. Les escaliers :

Les escaliers sont constitués de volées en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place , avec une hauteur d'étage de **4,08 m** ,la hauteur des marches (h) est entre 16,5 et 17,5 cm , et (g) entre 22 cm et 33 cm

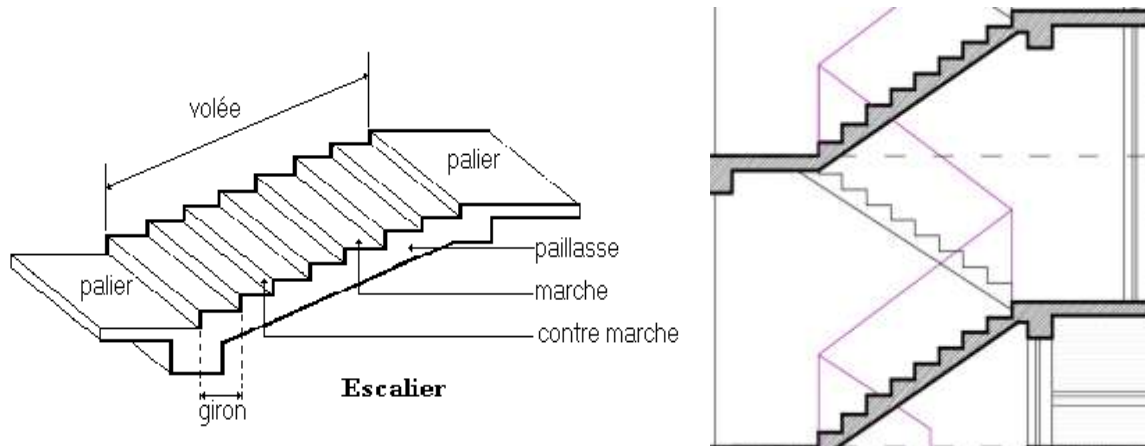


Figure III.28. Terminologie de l'escalier

- ❖ Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de **BLONDEL** :

g : giron.

h : hauteur de la contre marche .

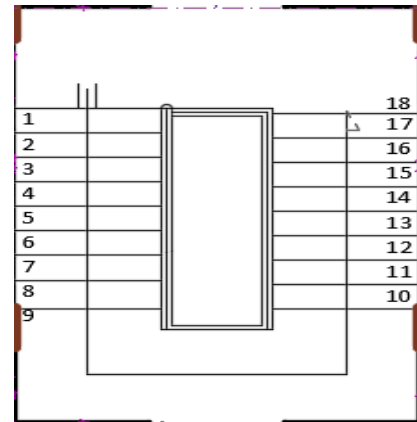
e : épaisseur de la paillasse et de palier .

H_v : hauteur d'une volée .

L₁: longueur de la paillasse projetée .

L₂: largeur de palier .

L : la somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle des deux paliers.



Plan de coffrage escalier étage courant

→ Pour pré-dimensionner notre escalier on utilise **la loi de BLONDEL** (confort); qui lie la largeur de la marche « g » et la hauteur de la contre marche « h » .

- $59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$

- **h** : Contre marche varié de 14 cm à 20 cm. ($\leq h \leq 20\text{cm}$)

- **g** : Giron varié de 22 cm à 33 cm. ($22 \leq g \leq 33 \text{ cm}$)

- Le nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h}$

➤ Le nombre de giron : $m = n - 1$

A. Escalier des étages courants :

III.5.1. Pré - Dimensionnement :

Hauteur d'étage : $H = 3,15 \text{ m} \Rightarrow$ Ceci implique : $Hv = \frac{H}{2} = 1,575 \text{ m}$.

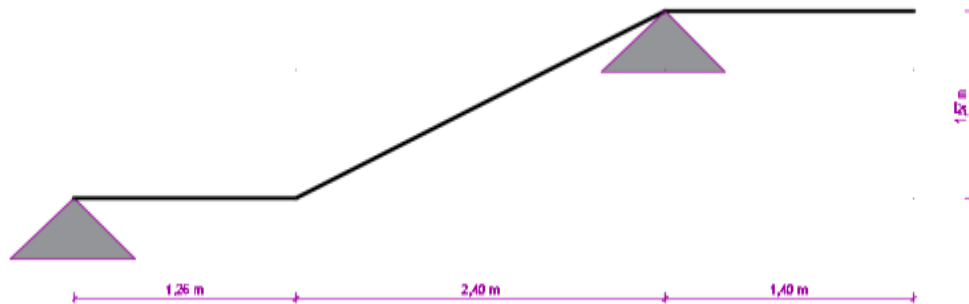


Figure III.29. schéma statique de l'escalier

• **Hauteur de la contre marche :**

Elle varie entre : $14\text{cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$; on opte pour : **$h = 17 \text{ cm}$** .

• **Nombre des marches :** $n = \frac{H}{h} = \frac{157,5}{17} = 9$ **contre marches** pour une volée

Donc : **$n - 1 = 8$ marches pour une volée.**

• **Le giron g :**

$$g = \frac{L}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

- **Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm.}$$

$$59\text{cm} \leq 2h+g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm.}$$

$$59 \text{ m} \leq 64 \text{ cm} \leq 66\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

• **Dimensionnement de la paillasse et du palier :**

- L'épaisseur de la paillasse et du palier est donnée par la relation :

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20}$$

L₀: longueur réelle de la paillasse et du palier

L': longueur de la paillasse projetée.

L₁: longueur du 1er palier.

L₂: longueur du 2 eme palier.

→ On doit calculer l'angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{157,5}{240} = 0,656 \Rightarrow \alpha = 33,27^\circ$$

➤ **Longueur de la paillasse** $L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2,40}{\cos 33,27^\circ} = 2,87 \text{ m}$

Donc : $L_0 = L' + L_1 + L_2 = 2,87 + 1,25 + 1,40 = 5,52 \text{ m}$

$$\text{D'où : } \frac{552}{30} \leq e \leq \frac{552}{20}$$

$\Rightarrow 18,4 \text{ cm} \leq e \leq 27,6 \text{ cm}$. Soit **e = 20cm**

III.5.2.Evaluation des charges et surcharges (DTR B.C 2.2) :

- **Charges permanentes :**
- **Palier de repos :**

N	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique KN/ m ³	Charge KN/m ²
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	22	0,44
3	Enduis en plâtre	0,02	10	0,20
4	Poids propre de palier	0,20	25	5
5	Couche de sable	0,02	18	0,36
				G = 6,40 KN / m²

Tableau III.5.Charges permanentes de palier de repos

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- la volée :

N	Eléments	épaisseurs	Poids volumique KN/ m ³	Charge KN/m ²
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Lit de sable	0,02	18	0,36
3	Poids propre de paille	$\frac{e}{\cos \alpha} = \frac{0,20}{\cos \alpha} = 0,239$	25	5,98
4	Garde de corps	10	/	1,3
5	Marche	$0,17/ 2 = 0,085$	25	2,125
6	Mortier de pose	0.02	22	0,44
7	Enduit en plâtre	0.02	18	0,36
				G = 10, 97 KN/m²

Tableau III.6.charges permanentes des volées

- **La surcharge** : est donnée par le (DTR BC 2-2) pour une construction à usage d'habitation et commercial est la même pour la volée et le palier. **Q = 2,5 KN/ml.**

III.5.3.Combinaisons de charges : Nous avons des charges surfacique , il faut les transformées en charges linéaires donc on doit les multipliées **par 1 ml**

- **ELU** :
 - Volée : $qu_1 = (1,35 \times 10,97) + (1,5 \times 2,5) = 18,56$ KN/ml.
 - Palier : $qu_2 = (1,35 \times 6,40) + (1,5 \times 2,5) = 12,39$ KN/ml.
- **ELS** :
 - Volée : $qs_1 = 10,97 + 2,5 = 13,47$ KN/ml.
 - Palier : $qs_2 = 6,40 + 2,5 = 8,9$ KN/ml.

III.5.4.Calcul des efforts internes à l'ELU :

Pour la détermination des efforts dans la volée et le palier, on prendra l'ensemble (volée+palier) qui sera assimilé à une poutre isostatique partiellement encastree sur deux appuis .

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- **Escaliers de RDC et étages courants :** (composées de 2 volées)

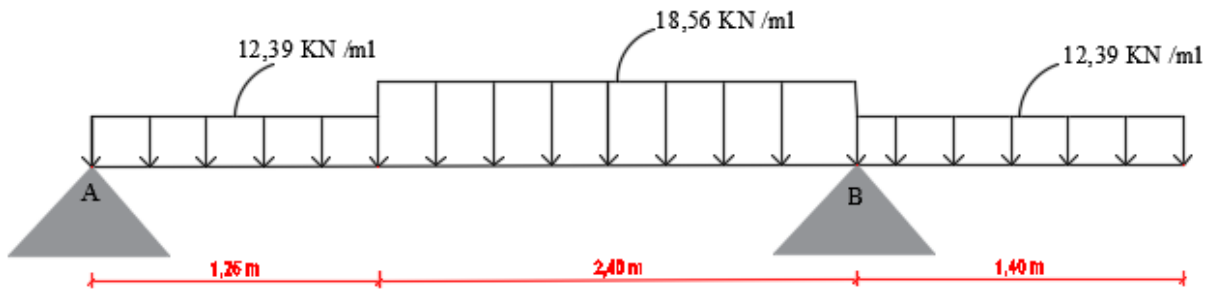


Figure III.30. Schéma statique de calcul de l'escalier à l'ELU

- **Réactions d'appuis :** D'après les formules de la RDM :

$$\sum F/xx = 0 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{R_{Ax} = 0 \text{ KN}}$$

$$\sum F/yy = 0 \Rightarrow R_{Ay} + R_{By} - (Q_1 \times L_1) - (Q_2 \times L_2) - (Q_3 \times L_3) = 0$$

$$\Rightarrow R_{Ay} + R_{By} = (12,39 \times 1,25) + (18,56 \times 2,4) + (12,39 \times 1,4) = \mathbf{77,377}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow$$

$$R_{By} \times (L) - (Q_1 \times L_1 \times \frac{L_1}{2}) - (Q_2 \times L_2 \times ((L_1 + L_2) - \frac{L_2}{2})) - (Q_3 \times L_3 \times ((L_1 + L_2) + \frac{L_3}{2})) = 0$$

$$\Rightarrow R_{By} = \frac{(12,39 \times 1,25 \times 0,625) + (18,56 \times 2,4 \times 2,45) + (12,39 \times 1,4 \times 4,35)}{3,65}$$

$$\Rightarrow \mathbf{R_{By} = 53,22 \text{ KN}}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow$$

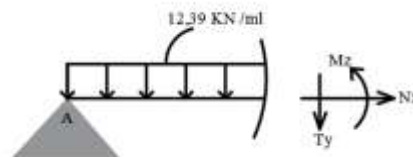
$$-(Q_3 \times L_3 \times \frac{L_3}{2}) + (Q_2 \times L_2 \times \frac{L_2}{2}) + (Q_1 \times L_1 \times (\frac{L_1}{2} + L_2)) - R_{Ay} \times (L) = 0$$

$$\Rightarrow R_{Ay} = \frac{(12,39 \times 1,25 \times 3,025) + (18,56 \times 2,4 \times 1,2) - (12,39 \times 1,4 \times 0,7)}{3,65}$$

$$\Rightarrow \mathbf{R_{Ay} = 24,15 \text{ KN}}$$

- **Vérification :** $R_{Ay} + R_{By} = 53,22 + 24,15 = 77,37 \text{ KN} \Rightarrow$ **Vérifier**

- **Calcul des efforts internes:**



- **Tronçon I :** $0 \text{ m} \leq x \leq 1,25 \text{ m} :$

- **Effort normal :**

$$\sum F/xx = 0 \Rightarrow \mathbf{N_x = 0 \text{ KN}}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- **Effort tranchant :**

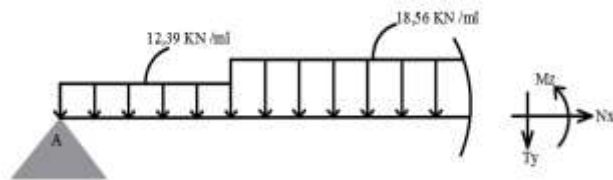
$$\sum F/yy = 0 \Rightarrow -T_y + R_{Ay} - Q_1 x = 0$$

$$T_y = R_{Ay} - Q_1 x \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow T_y = 24,15 \text{ KN} \\ x = 1,25 \text{ m} \Rightarrow T_y = 8,66 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Moment fléchissant :**

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M_z - R_{Ay} \cdot x + \left(q \times \frac{x^2}{2} \right) = 0$$

$$M_z = R_{Ay} \cdot x - \left(Q_1 \times \frac{x^2}{2} \right) = 0 \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,25 \text{ m} \Rightarrow M_z = 20,51 \text{ KN.m} \end{cases}$$



• **Tronçon II : 1,25 m ≤ x ≤ 3,65 m :**

- **Effort normal :**

$$\sum F/xx = 0 \Rightarrow N_x = 0 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant :**

$$\sum F/yy = 0 \Rightarrow -T_y + R_{Ay} - Q_1 \times 1,25 - Q_2 \times (x - 1,25) = 0$$

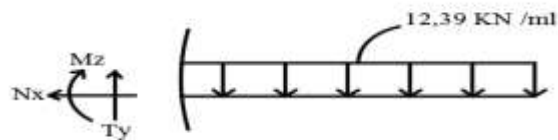
$$T_y = R_{Ay} - Q_1 \times 1,25 - Q_2 \times (x - 1,25) \Rightarrow \begin{cases} x = 1,25 \text{ m} \Rightarrow T_y = 8,66 \text{ KN} \\ x = 3,65 \text{ m} \Rightarrow T_y = -35,88 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Moment fléchissant :**

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M_z - R_{Ay} \cdot x + \left(Q_2 \times \left(\frac{(x - 1,25)^2}{2} \right) \right) + \left((Q_1 \times 1,25 \times \left(x - \left(\frac{1,25}{2} \right) \right)) \right) = 0$$

$$M_z = R_{Ay} \cdot x - \left(Q_2 \times \left(\frac{(x - 1,25)^2}{2} \right) \right) - \left((Q_1 \times 1,25 \times \left(x - \left(\frac{1,25}{2} \right) \right)) \right)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} x = 1,25 \text{ m} \Rightarrow M_z = 20,51 \text{ KN.m} \\ x = 3,65 \text{ m} \Rightarrow M_z = -12,15 \text{ KN.m} \end{cases}$$



• **Tronçon III : 0 m ≤ x ≤ 1,4 m :**

- **Effort normal :**

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$\sum F_{/xx} = 0 \Rightarrow N_x = 0 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant :**

$$\sum F_{/yy} = 0 \Rightarrow T_y - Q_3 x = 0$$

$$T_y = Q_3 x \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow T_y = 0 \text{ KN} \\ x = 1,4 \text{ m} \Rightarrow T_y = 17,35 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Moment fléchissant :**

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M_z + \left(Q_3 \times \frac{x^2}{2} \right) = 0$$

$$M_z = - \left(Q_3 \times \frac{x^2}{2} \right) = 0 \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,4 \text{ m} \Rightarrow M_z = -12,14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

→ Pour avoir le point d'application du moment maximum on doit faire la dérivé pour l'équation de moment fléchissant de deuxième tronçon , puis on tire l'équation de (x) pour pouvoir calculer le point d'application .

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0$$

$$\Rightarrow R_{Ay} - Q_1 \times 1,25 - Q_2 \times (x - 1,25) = 0$$

$$\Rightarrow R_{Ay} - Q_1 \times 1,25 - Q_2 x + Q_2 \times 1,25 = 0$$

$$\Rightarrow 18,56 x + 31,863 = 0 \Rightarrow x = \frac{31,863}{18,56} = 1,72 \text{ m}$$

- Calcul de moment maximum : $M_{\max}(1,72 \text{ m}) = 22,53 \text{ KN.m}$

Remarque : pour tenir compte des semi- encastres aux extrémités, on apporte une correction a l'aide des coefficients réducteurs qui vont s'appliquer au moment **Mu max** aux appuis et en travée 0,3 et 0,95 respectivement.

- **Aux appuis :** $M_a = - 0,3 \times M_{u \max} = - 0,3 \times 22,53 = - 6,759 \text{ KN.m}$
- **En travée :** $M_t = 0,95 \times M_{u \max} = 0,95 \times 22,53 = 21,403 \text{ KN.m}$

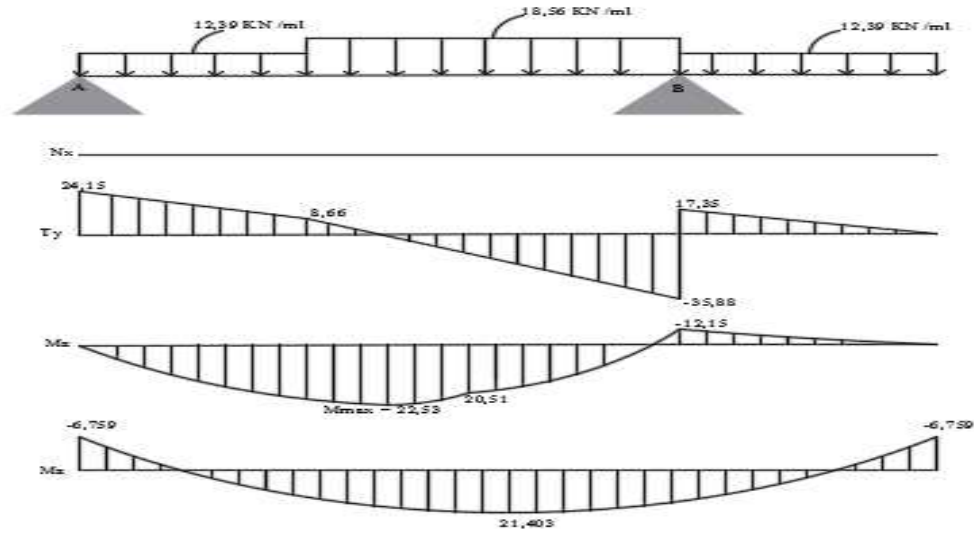


Figure III.31. Diagrammes des efforts internes de l'escalier à L'ELU

III.5.5. Calcul des armatures à L'ELU :

Le calcul se fera pour une bande de 1ml de largeur, pour une section rectangulaire soumise à la flexion simple en utilisant les moments et les efforts déterminés précédemment .

$b = 100 \text{ cm}$, $c = 2,5 \text{ cm}$, $d = 17,5 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$

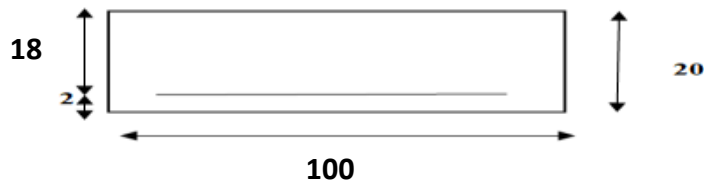


Figure III.32. schéma de calcul de ferrailage de l'escalier à L'ELU

- **Armatures principales :**

- **Aux appuis :** $M_{ua} = -6,759 \text{ KN.m}$

$$\xi = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6,759 \times 10^3}{100 \times 17,5^2 \times 14,2} = 0,015 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A (A' = 0)}$$

$$\xi = 0,015 \Rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{6,759 \times 10^3}{0,992 \times 17,5 \times 348} = 1,12 \text{ cm}^2$$

. Condition de non fragilité (Art 4.2.1 .BAEL91 / 99)

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; \text{ avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06.f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 17,5 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{2,11 \text{ cm}^2}$$

Soit : **5 HA 10 = 3,93 cm²** avec un espacement **St = 20 cm**.

- **En travée :** $M_{uT} = 21,403 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{21,403 \times 10^3}{100 \times 17,5^2 \times 14,2} = 0,049 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A (} A' = 0 \text{)}$$

$$\mu = 0,049 \Rightarrow \beta = 0,974$$

$$A_{st} = \frac{21,403 \times 10^3}{0,974 \times 17,5 \times 348} = 3,61 \text{ cm}^2$$

. Condition de non fragilité (Art 4.2.1 .BAEL91 / 99)

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; \text{ avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06.f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 17,5 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{2,11 \text{ cm}^2}$$

Soit : **5 HA 12 = 5,65 cm²** avec un espacement **St = 20 cm**

• **Armature de répartition :** (Art .A.8.2.41 BAEL91 / 99)

- **Aux appuis :**

$$AT = \frac{As}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,982 \text{ cm}^2$$

. Condition de non fragilité (Art 4.2.1 .BAEL91 / 99)

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; \text{ avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06.f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 17,5 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{2,11 \text{ cm}^2}$$

Soit le choix : 4 HA 10 = 3,14 cm² avec un espacement de **St = 25 cm**

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- **En Travée :**

$$A_r = \frac{A_{St}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

. Condition de non fragilité (Art 4.2.1 .BAEL91 / 99)

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; \text{ avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06.f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 17,5 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{2,11 \text{ cm}^2}$$

Soit le choix : 4HA 10 = 3,14 cm² ⇒ avec un espacement de St = 25 cm.

• Armatures transversales :

Le diamètre d'armature d'âme d'une poutre est au plus à $h / 35$ (h étant la hauteur de la poutre), ainsi qu'au diamètre des barres longitudinales et au dixième de la longueur d'âme. (Art A.7.2.2 / BAEL91 modifié 99)

$$\phi_t \leq \min \left[\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right] \quad \text{avec } \phi_t : \text{ le diamètre des acier transversaux}$$

$$\phi_t \leq \min [12 \text{ mm} ; 5,71 \text{ mm} ; 10 \text{ mm}]$$

$$\text{on prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$D'où: A_{St} = \mathbf{2 \text{ HA } 10} = \mathbf{1,57 \text{ cm}^2}$$

- L'espacement (St) des cours successifs de ces armatures doit être au plus égal à la plus petite des valeurs : 0,9d et 40 cm.

$$S \leq \min \{ 0,9 d , 40 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min \{ 15,75 \text{ cm} , 40 \text{ cm} \}$$

Soit : **St = 15 cm**

- Si on désigne par A_t la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e , La section d'armatures transversales doit vérifier :

$$\frac{AT \times fe}{b_0 \times St} > 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{AT \times fe}{b_0 \times St} = \frac{157 \times 400}{1000 \times 150} = 0,42 > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.6. Vérification à ELU :

- **Vérification de rupture par cisaillement : (BAEL 91. Art A.5.1.211)**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 \times d}$$

$$\tau_u = \frac{35,88 \times 10^3}{100 \times 17,5 \times 10^2} = 0,205 \text{ MPa}$$

Fissuration Peu Préjudiciable $\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \{3,33; 5 \text{ MPa}\}$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition Vérifier} \Rightarrow \text{pas de risque de rupture par cisaillement.}$

- **Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3 / BAEL 91 / 99)**

- **En travée : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$ avec : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$**

Avec :

Ψ_s : Coefficient de scellement qui égale a 1,5 pour les barres de haute adhérence)

D'où : $\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \Sigma \mu_i}$

$\Sigma \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \varphi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm.}$

$$\tau_{se} = \frac{35,88 \times 10^3}{0,9 \times 175 \times 188,4} = 1,21 \text{ MPa}$$

. Calcul de la contrainte admissible : $\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition. Vérifiée}$

→ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- **Aux appuis** : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$ avec : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

Avec :

Ψ_s : Coefficient de scellement qui égale a 1,5 pour les barres de haute adhérence

D'où : $\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \Sigma \mu_i}$

$\Sigma \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \varphi = 5 \times 3,14 \times 10 = 157 \text{ mm.}$

$$\tau_{se} = \frac{35,88 \times 10^3}{0,9 \times 175 \times 157} = 1,45 \text{ MPa}$$

. **Calcul de la contrainte admissible :** $\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ **Condition. Vérifier**

→ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Longueur de scellement droit (Art A.6.1, 221 BAEL91/99): (Ancrage des barres)**

La longueur de scellement droit est : $L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$

- **En travée :**

Avec : $\tau_{su} = (0,6 \times f_{t28} \times \psi_s^2) = 0,6 \times 2,1 \times (1,5)^2 = 2,835 \text{ MPa}$

Donc : $L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 423,28 \text{ mm} \Rightarrow$ Soit : $L_s = 42 \text{ cm}$

- **Aux appuis :**

Avec : $\tau_s = (0,6 \times f_{t28} \times \psi_s^2) = 0,6 \times 2,1 \times (1,5)^2 = 2,835 \text{ MPa}$

Donc : $L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 352,73 \text{ mm} \Rightarrow$ Soit : $L_s = 35 \text{ cm}$

- **Longueur d'ancrage mesurée hors crochets :** $L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42 = 17 \text{ cm}$

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : BAEL91modifié99(Art. A.5.1.313).**

$$\frac{2 V_u}{b_o \times a} \leq 0,8 \frac{f_c 28}{\gamma_b}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Avec :

V_u : Effort tranchant maximum

a: la longueur d'appui à considérer ; qui est égale à $0,9 d$

b_o : largeur de la poutre qui égale à 25 cm

→ **Influence sur le béton :**

$$V_u \max \leq 0,4 \frac{b_o \times f_{c28} \times a}{\gamma_b}$$

$$V_u \max \leq 0,4 \frac{100 \times 25 \times 10^{-3} \times 0,9 \times 175}{1,5} = 105 \text{ KN}$$

$$V_u \max = 35,88 \text{ KN} \leq 105 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

→ **Influence sur les aciers :**

. Appuis de rive : (Art : A.5.1.312 BAEL 91 / 99)

$$A_a \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec } A_a = 3,93 \text{ cm}^2.$$

$$A_a \geq \frac{1,15 \times 35,88 \times 10^3}{400} = 1,03 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,93 \text{ cm}^2 \geq 1,03 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Espacement des barres : (Art A.8.2, 42 .BAEL91/99)**

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

- **Armatures principales :**

$$St \max \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} \Rightarrow St \max \leq 33 \text{ cm.}$$

. Sur appuis : $St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

. En travée : $St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

- **Armatures de répartition :**

$$St \max \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} \Rightarrow St \max \leq 45 \text{ cm.}$$

. Sur appuis : $St = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

. En travée : $St = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.5.7. Vérification à ELS :

- **Combinaisons de charges** : Nous avons des charges surfacique , il faut les transformées en charges linéaires donc on doit les multipliées **par 1 ml**
- **ELS** :
 - Volée : $qs1 = 10,97 + 2,5 = 13,47 \text{ KN / ml}$.
 - Palier : $qs2 = 6,40 + 2,5 = 8,9 \text{ KN / ml}$.

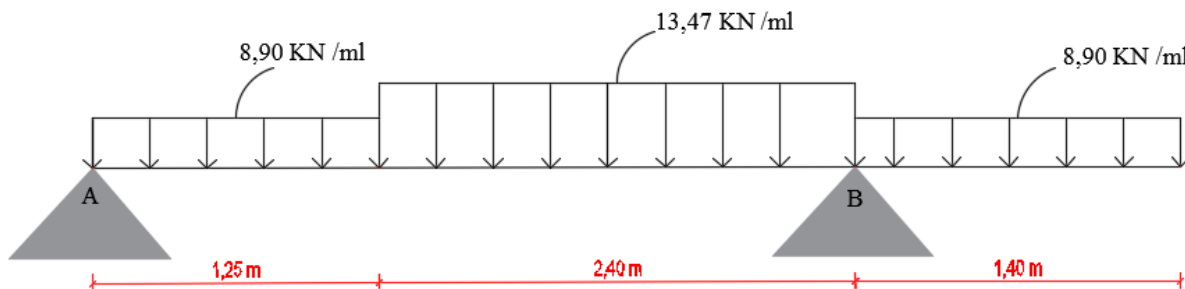


Figure III.33. Schéma statique de calcul de l'escalier à l'ELS

Pour la détermination des efforts dans la volée et le palier, on prendra l'ensemble (volée+palier) qui sera assimilé à une poutre isostatique partiellement encastrée sur deux appuis .

- **Réactions d'appuis** : D'après les formules de la RDM :

$$\sum F/x_x = 0 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{R_{Ax} = 0 \text{ KN}}$$

$$\sum F/y_y = 0 \Rightarrow R_{Ay} + R_{By} - (Q_1 \times L_1) - (Q_2 \times L_2) - (Q_3 \times L_3) = 0$$

$$\Rightarrow R_{Ay} + R_{By} = (8,9 \times 1,25) + (13,47 \times 2,4) + (8,9 \times 1,4) = \mathbf{55,91 \text{ KN}}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow$$

$$R_{By} \times (L) - (Q_1 \times L_1 \times \frac{L_1}{2}) - (Q_2 \times L_2 \times ((L_1 + L_2) - \frac{L_2}{2})) - (Q_3 \times L_3 \times ((L_1 + L_2) + \frac{L_3}{2})) = 0$$

$$\Rightarrow R_{By} = \frac{(8,9 \times 1,25 \times 0,625) + (13,47 \times 2,4 \times 2,45) + (8,9 \times 1,4 \times 4,35)}{3,65}$$

$$\Rightarrow \mathbf{R_{By} = 38,45 \text{ KN}}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow$$

$$-(Q_3 \times L_3 \times \frac{L_3}{2}) + (Q_2 \times L_2 \times \frac{L_2}{2}) + (Q_1 \times L_1 \times (\frac{L_1}{2} + L_2)) - R_{Ay} \times (L) = 0$$

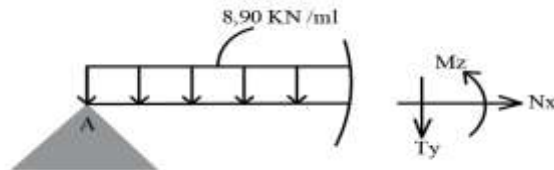
CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$\Rightarrow R_{Ay} = \frac{(8,9 \times 1,25 \times 3,025) + (13,47 \times 2,4 \times 1,2) - (8,9 \times 1,4 \times 0,7)}{3,65}$$

$$\Rightarrow R_{Ay} = 17,46 \text{ KN}$$

→ **Vérification :** $R_{Ay} + R_{By} = 38,45 + 17,46 = 55,91 \text{ KN} \Rightarrow \text{Vérifier}$

➤ **Calcul des efforts internes:**



• **Tronçon I :** $0 \text{ m} \leq x \leq 1,25 \text{ m}$:

- **Effort normal :**

$$\sum F_{/xx} = 0 \Rightarrow N_x = 0 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant :**

$$\sum F_{/yy} = 0 \Rightarrow -T_y + R_{Ay} - Q_1 x = 0$$

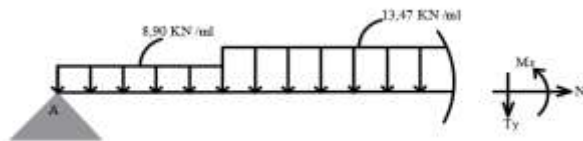
$$T_y = R_{Ay} - Q_1 x \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow T_y = 17,46 \text{ KN} \\ x = 1,25 \text{ m} \Rightarrow T_y = 6,33 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Moment fléchissant :**

$$\sum M_{/i} = 0 \Rightarrow M_z - R_{Ay} \cdot x + \left(q \times \frac{x^2}{2} \right) = 0$$

$$M_z = R_{Ay} \cdot x - \left(Q_1 \times \frac{x^2}{2} \right) = 0 \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,25 \text{ m} \Rightarrow M_z = 14,87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Tronçon II :** $1,25 \text{ m} \leq x \leq 3,65 \text{ m}$:



- **Effort normal :**

$$\sum F_{/xx} = 0 \Rightarrow N_x = 0 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant :**

$$\sum F_{/yy} = 0 \Rightarrow -T_y + R_{Ay} - Q_1 \times 1,25 - Q_2 \times (x - 1,25) = 0$$

$$T_y = R_{Ay} - Q_1 \times 1,25 - Q_2 \times (x - 1,25) \Rightarrow \begin{cases} x = 1,25 \text{ m} \Rightarrow T_y = 6,33 \text{ KN} \\ x = 3,65 \text{ m} \Rightarrow T_y = -25,99 \text{ KN} \end{cases}$$

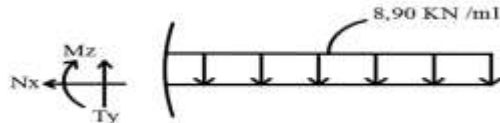
- **Moment fléchissant :**

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow Mz - RAy \cdot x + \left(Q2 \times \left(\frac{(x-1,25)^2}{2} \right) \right) + \left(Q1 \times 1,25 \times \left(x - \left(\frac{1,25}{2} \right) \right) \right) = 0$$

$$Mz = RAy \cdot x - \left(Q2 \times \left(\frac{(x-1,25)^2}{2} \right) \right) - \left(Q1 \times 1,25 \times \left(x - \left(\frac{1,25}{2} \right) \right) \right)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} x = 1,25 \text{ m} \Rightarrow Mz = \mathbf{14,87 \text{ KN.m}} \\ x = 3,65 \text{ m} \Rightarrow Mz = \mathbf{-8,72 \text{ KN.m}} \end{cases}$$



- **Tronçon III** : $0 \text{ m} \leq x \leq 1,4 \text{ m}$:

- **Effort normal** :

$$\sum F/xx = 0 \Rightarrow Nx = \mathbf{0 \text{ KN}}$$

- **Effort tranchant** :

$$\sum F/yy = 0 \Rightarrow Ty - Q3 x = 0$$

$$Ty = Q3 x \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow Ty = 0 \text{ KN} \\ x = 1,4 \text{ m} \Rightarrow Ty = 12,46 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Moment fléchissant** :

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow Mz + \left(Q3 \times \frac{x^2}{2} \right) = 0$$

$$Mz = - \left(Q3 \times \frac{x^2}{2} \right) = 0 \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow Mz = \mathbf{0 \text{ KN.m}} \\ x = 1,4 \text{ m} \Rightarrow Mz = \mathbf{8,72 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

→ Pour avoir le point d'application du moment maximum on doit faire la dérivé pour l'équation de moment fléchissant de deuxième tronçon , puis on tire l'équation de (x) pour pouvoir calculer le point d'application .

$$\frac{dMz(x)}{dx} = 0$$

$$\Rightarrow RAy - Q1 \times 1,25 - Q2 \times (x - 1,25) = 0$$

$$\Rightarrow RAy - Q1 \times 1,25 - Q2 x + Q2 \times 1,25 = 0$$

$$\Rightarrow 13,47x + 23,175 = 0 \Rightarrow x = \frac{23,175}{13,47} = \mathbf{1,72 \text{ m}}$$

- Calcul de moment maximum : $M \text{ max } (1,72 \text{ m}) = \mathbf{16,36 \text{ KN.m}}$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Remarque : pour tenir compte des semi- encastres aux extrémités, on apporte une correction a l'aide des coefficients réducteurs qui vont s'appliquer au moment **Mu max** aux appuis et en travée 0,3 et 0,95 respectivement .

- **Aux appuis :** $M_a = - 0,3 \times M_u \text{ max} = - 0,3 \times 16,36 = - 4,911 \text{ KN.m}$
- **En travée :** $M_t = 0,95 \times M_u \text{ max} = 0,95 \times 16,36 = 15,54 \text{ KN.m}$

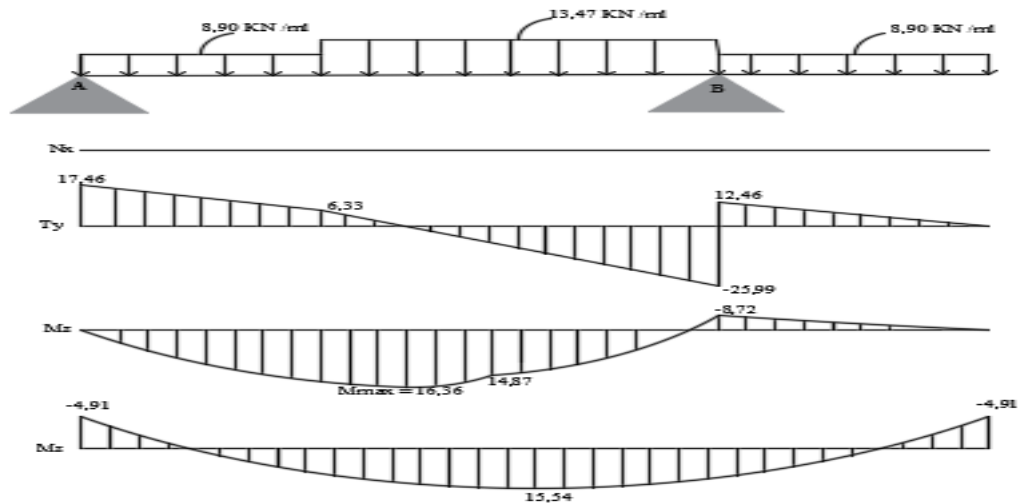


Figure III.34. Diagrammes des efforts internes à l'ELS

➤ **Vérification ELS :**

- **Etat limite de compression de béton : BAEL91 modifié 99 (Art. A.5.2).**

$$M_t \text{ max} = 15,54 \text{ KN.m}$$

$$M_a \text{ max} = 4,911 \text{ KN.m}$$

- **En travées :**

- **Contrainte dans l'acier :** On doit s'assurer que $\bar{\sigma}_{st} \leq \sigma_{st}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 17,5} = 0,323 \quad \text{d'où} \quad \rho_1 = 0,323 \Rightarrow K = 41,18 \Rightarrow \beta = 0,911$$

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

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{15,54 \times 10^3}{0,911 \times 17,5 \times 5,65} = 172,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 172,52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition. Vérifier}$$

- Vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\rho_1 = 0,323 \text{ donc : } \beta = 0,911 \text{ ceci implique : } K = 41,18$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{172,52}{41,18} = 4,19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• Aux appuis :

- **Contrainte dans l'acier** : On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 17,5} = 0,224 \text{ d'où } \rho_1 = 0,224 \Rightarrow K = 50,79 \Rightarrow \beta = 0,924$$

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

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_s} = \frac{4,911 \times 10^3}{0,924 \times 17,5 \times 3,93} = 77,28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 77,28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition. Vérifier}$$

- Vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\rho_1 = 0,224 \text{ donc : } \beta = 0,924 \text{ ceci implique : } K = 50,79$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{77,28}{50,79} = 1,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion : L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont **suffisantes**.

• Etat limite d'ouverture des fissures (Art A.4.5.3 BAEL91/99) :

La fissuration est considérée comme étant peu préjudiciable (élément couvert), donc aucune vérification n'est nécessaire a effectuée.

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- **Etat limite de déformation-Vérification de la flèche : (Art .B.6.5.1. BAEL91 / modifié99) :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mts}{10 Mo} \Rightarrow \frac{20}{505} = 0,04 \geq \frac{36,96}{10 \times 38,91} = 0,09 \quad \Rightarrow \text{Condition .non.vérifier}$$

$$\frac{Ast}{bo \times d} \leq \frac{4,2}{fe} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 17,5} = 0,003 \leq \frac{4,2}{400} = 0,01 \quad \Rightarrow \text{Condition. Vérifier}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{505} = 0,04 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \text{Condition. Vérifier}$$

Conclusion : Les conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit calculer la flèche.

- **Calcul de la flèche : (Art. B.6.5.2 - BAEL91/99) :**

$$f_i = \frac{M \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{1}{500}$$

$$f_v = \frac{M \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{1}{500}$$

\bar{f} : La flèche admissible

E_i : Module de déformation instantanée avec : $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_c 28} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164 \text{ MPa}$

E_v : Module de déformation différée, $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$.

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée

- **Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :**

$$V1 = \frac{S/xx}{Bo}$$

$$Bo = b \times h + 15 At$$

$$Bo = 100 \times 20 + 15 \times 5,65 = 2084,75 \text{ cm}^2$$

$$S/xx = \frac{b \times h^2}{2} + (15 \times At \times d)$$

$$S/xx = \frac{100 \times 20^2}{2} + (15 \times 5,65 \times 17,5) = 21483,12 \text{ cm}^3$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$V1 = \frac{S/xx}{Bo} = \frac{21483,12}{2084,75} = \mathbf{10,30cm}$$

$$V2 = h - v1 = 20 - 10,30 = \mathbf{9,70cm}$$

$$I = \frac{b}{3}(V1^3 + V2^3) + 15 \times At \times VA^2$$

Avec : $va = v2 - c$

$$I = \frac{100}{3}(10,30^3 + 9,70^3) + 15 \times 5,65 \times (9,70 - 2,5)^2 = \mathbf{71282,559cm^4}$$

• Calcul des coefficients: λ ; μ ; If :

$$\rho = \frac{Ast}{b0 \times d} = \frac{5,65}{100 \times 17,5} = 0,003 \rightarrow \beta = 0,985$$

La contrainte dans les aciers est donnée par :

$$\sigma_{st} = \frac{Mt}{\beta \times d \times As} = \frac{15,55 \times 1000}{0,985 \times 17,5 \times 5,65} = \mathbf{159,66 MPa}$$

$$u = 1 - \left(\frac{1,75 \text{ ft } 28}{4\rho \times \sigma_{st} + \text{ft } 28} \right) = 1 - \left(\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,003 \times 159,66 + 2,1} \right) = \mathbf{0,085}$$

- déformations différés :

$$\lambda_v = \frac{0,02 \text{ ft } 28}{\left(2 + 3 \times \frac{b0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100}\right) \times 0,003} = \mathbf{2,8}$$

$$If_v = \frac{1,1 \times I_o}{1 + \lambda_v \times u} = \frac{1,1 \times 71282,559}{1 + 2,8 \times 0,085} = \mathbf{63336,68 cm^4}$$

D'où la flèche :

$$f_v = \frac{Mts \times l^2}{10 \times Ev \times If_v} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{15,55 \times 100 \times 505^2}{10 \times 10819 \times 63336,68} = 0,06 = 6 \text{ mm}$$

$$f = 6 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{505}{500} = 10,1 \text{ mm} \Rightarrow \mathbf{\text{Condition vérifier}}$$

- déformations instantanées :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \text{ ft } 28}{\left(2 + 3 \times \frac{b0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100}\right) \times 0,003} = \mathbf{7}$$

$$If_i = \frac{1,1 \times I_o}{1 + \lambda_i \times u} = \frac{1,1 \times 71282,559}{1 + 7 \times 0,085} = \mathbf{49160,38 cm^4}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- D'où la flèche :

$$f_i = \frac{M_{ts} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{15,55 \times 100 \times 505^2}{10 \times 32164 \times 49160,38} = 0,02 = 2 \text{ mm}$$

$$f = 2 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{5050}{500} = 10,1 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

L'escalier sera ferrillé comme suit :

➤ **Aux appuis :**

- Armatures principale : **5HA10** avec un espacement **St=20 cm**
- Armatures de répartition : **4HA8** avec un espacement **St = 25cm**

➤ **En travée :**

- Armatures principale : **5HA12** avec un espacement **St=20 cm**
- Armatures de répartition : **4HA8** avec un espacement **St = 25cm**

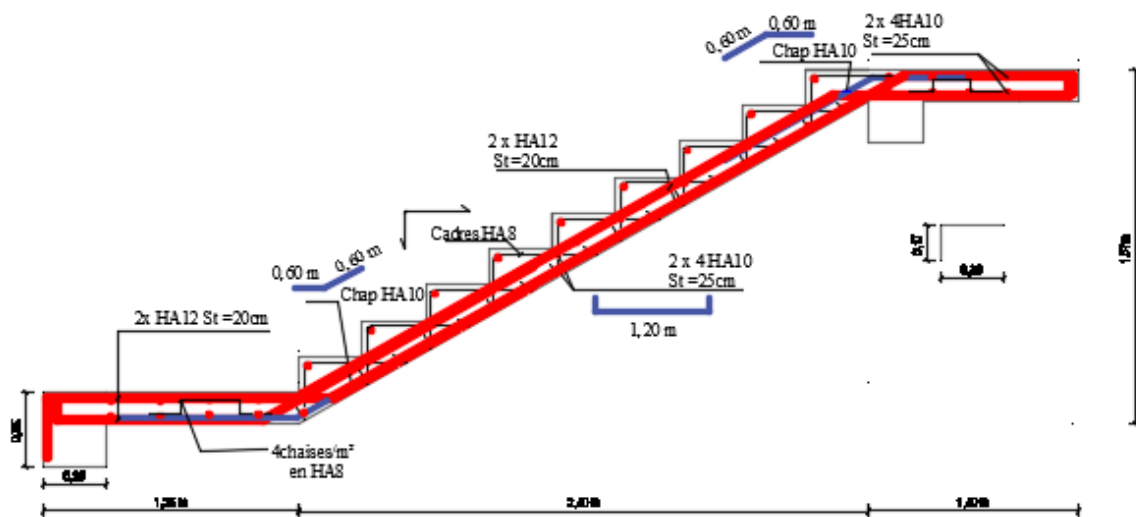
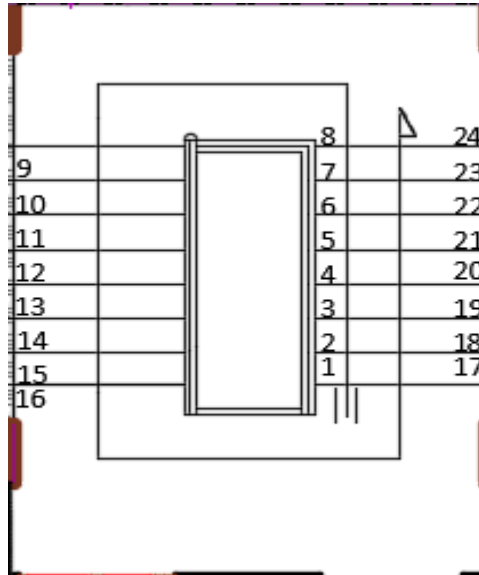


Figure III.35. Plan de ferrailage de l'escalier du RDC et des étages courants

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

➤ Escalier de l'entre sol :(composée de 3 volées)

1. Calcul des efforts internes à l'ELU :



Plan de coffrage escalier Entre-sol

→ Pour la détermination des efforts dans la volée et le palier, on prendra l'ensemble (volée+palier) qui sera assimilé à une poutre isostatique partiellement encastree sur deux appuis

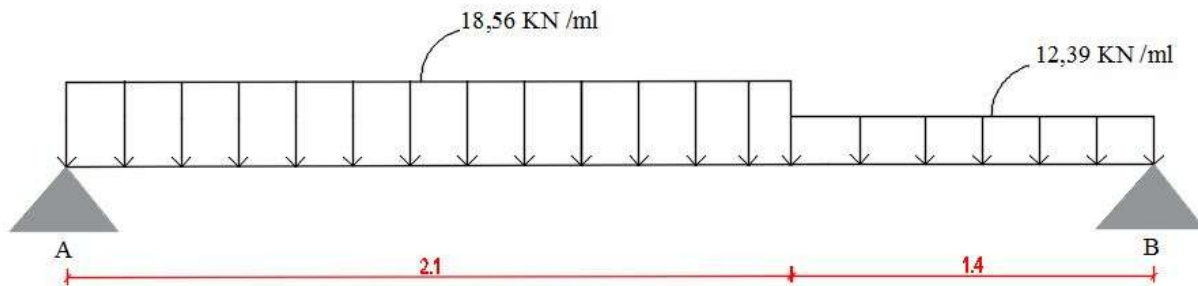


Figure III.36. Schéma statique de calcul de l'escalier à l'ELU

- **Réactions d'appuis :** D'après les formules de la RDM :

$$\sum F_{/xx} = 0 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{R_{Ax} = 0 \text{ KN}}$$

$$\sum F_{/yy} = 0 \Rightarrow \mathbf{R_{Ay} + R_{By} - (Q_1 \times L_1) - (Q_2 \times L_2) = 0}$$

$$\Rightarrow \mathbf{R_{Ay} + R_{By} = (18,56 \times 2,1) + (12,39 \times 1,4) = 56,32 \text{ KN}}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow$$

$$\mathbf{R_{By} \times (L) - (Q_1 \times L_1 \times \frac{L_1}{2}) - (Q_2 \times L_2 \times ((L_1 + L_2) - \frac{L_2}{2})) = 0}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$\Rightarrow R_{By} = \frac{(12,39 \times 1,4 \times 2,8) + (18,56 \times 2,1 \times 1,05)}{3,5}$$

$$\Rightarrow R_{By} = 25,57 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow$$

$$(Q_2 \times L_2 \times \frac{L_2}{2}) + (Q_1 \times L_1 \times (\frac{L_1}{2} + L_2)) - (R_{Ay} \times L) = 0$$

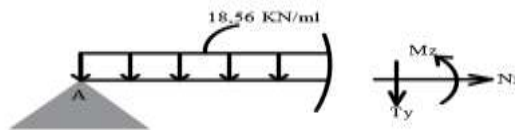
$$\Rightarrow R_{Ay} = \frac{(18,56 \times 2,1 \times 2,45) + (12,39 \times 1,4 \times 0,7)}{3,5}$$

$$\Rightarrow R_{Ay} = 30,75 \text{ KN}$$

→ **Vérification :** $R_{Ay} + R_{By} = 30,75 + 25,57 = 56,32 \text{ KN} \Rightarrow$ Vérifier

➤ **Calcul des efforts internes:**

- **Tronçon I :** $0 \text{ m} \leq x \leq 2,1 \text{ m} :$



- **Effort normal :**

$$\sum F_{xx} = 0 \Rightarrow N_x = 0 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant :**

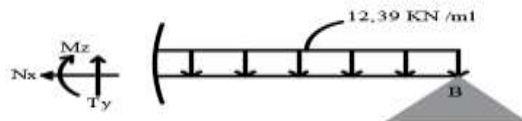
$$\sum F_{yy} = 0 \Rightarrow -T_y + R_{Ay} - Q_1 x = 0$$

$$T_y = R_{Ay} - Q_1 x \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow T_y = 30,75 \text{ KN} \\ x = 2,1 \text{ m} \Rightarrow T_y = -8,23 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Moment fléchissant :**

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M_z - R_{Ay} \cdot x + \left(q \times \frac{x^2}{2} \right) = 0$$

$$M_z = R_{Ay} \cdot x - \left(Q_1 \times \frac{x^2}{2} \right) = 0 \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2,1 \text{ m} \Rightarrow M_z = 23,65 \text{ KN.m} \end{cases}$$



- **Tronçon II :** $0 \text{ m} \leq x \leq 1,4 \text{ m} :$

- **Effort normal :**

$$\sum F_{xx} = 0 \Rightarrow N_x = 0 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant :**

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$\sum F_{yy} = 0 \Rightarrow T_y + R_{By} - Q_2 x = 0$$

$$T_y = Q_2 x - R_{By} \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow T_y = -25,57 \text{ KN} \\ x = 1,4 \text{ m} \Rightarrow T_y = -8,23 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Moment fléchissant :**

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M_z - R_{By} \cdot x + \left(Q_2 \times \frac{x^2}{2} \right) = 0$$

$$M_z = R_{By} \cdot x - \left(Q_2 \times \frac{x^2}{2} \right) = 0 \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow M_z = \mathbf{0 \text{ KN} \cdot \text{m}} \\ x = 1,4 \text{ m} \Rightarrow M_z = \mathbf{23,65 \text{ KN} \cdot \text{m}} \end{cases}$$

→ Pour avoir le point d'application du moment maximum on doit faire la dérivé pour l'équation de moment fléchissant de premier tronçon, puis on tire l'équation de (x) pour pouvoir calculer le point d'application.

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0$$

$$\Rightarrow R_{Ay} \cdot x - \left(Q_1 \times \frac{x^2}{2} \right) = 0$$

$$\Rightarrow R_{Ay} - Q_1 x = 0$$

$$\Rightarrow 30,75 - 18,56 x = 0 \Rightarrow x = \frac{30,75}{18,56} = \mathbf{1,66 \text{ m}}$$

- Calcul de moment maximum : $M_{\max}(1,66 \text{ m}) = \mathbf{25,47 \text{ KN} \cdot \text{m}}$

Remarque : pour tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on apporte une correction à l'aide des coefficients réducteurs qui vont s'appliquer au moment **Mu maximaux** appuis et en travée 0,3 et 0,95 respectivement.

- **Aux appuis :** $M_a = -0,3 \times M_{u \max} = -0,3 \times 25,47 = -7,64 \text{ KN} \cdot \text{m}$
- **En travée :** $M_t = 0,95 \times M_{u \max} = 0,95 \times 25,47 = 24,20 \text{ KN} \cdot \text{m}$

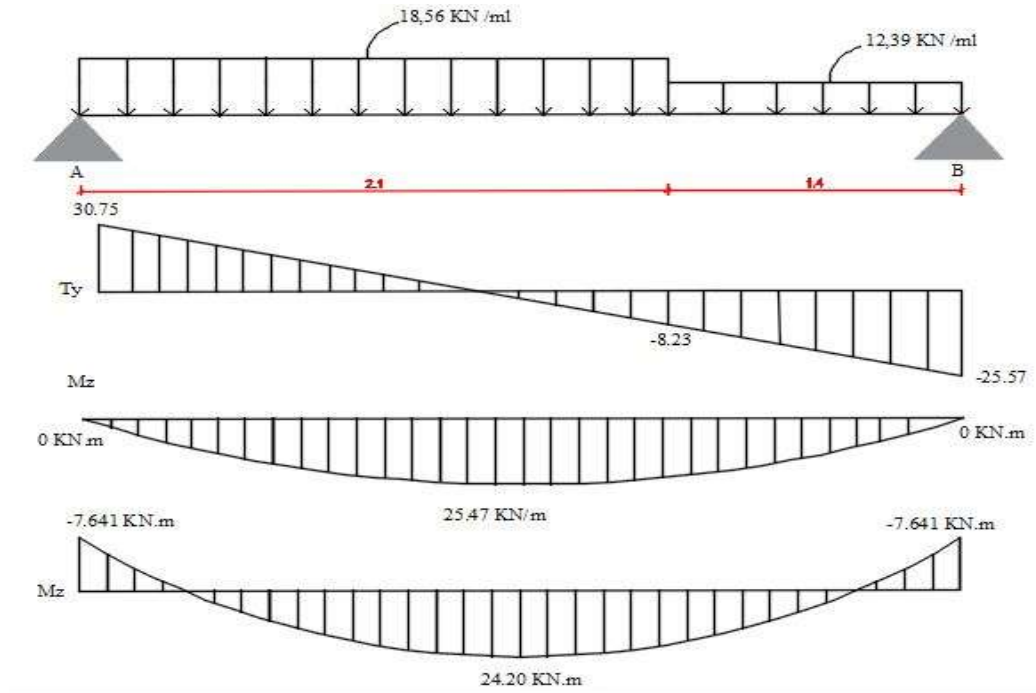


Figure III.37. Diagrammes des efforts internes a L'ELU

2. Ferrailage des escaliers :

- **Calcul des armatures à L'ELU :**

Le calcul se fera pour une bande de 1ml de largeur, pour une section rectangulaire soumis à la flexion simple en utilisant les moments et les efforts déterminé précédemment.

$b = 100 \text{ cm}$, $c = 2,5 \text{ cm}$, $d = 17,5 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$

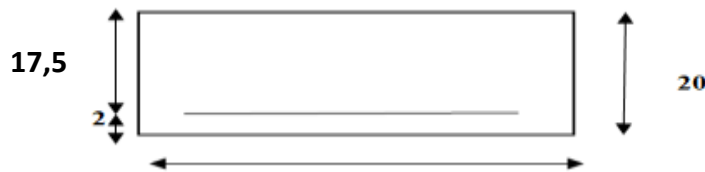


Figure III.38. schéma de calcul de l'escalier de l'entre sol a L'ELU

- **Armatures principales :**

- **Aux appuis :** $M_{ua} = -7,64 \text{ KN.m}$

$$\xi = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,64 \times 10^3}{100 \times 17,5^2 \times 14,2} = 0,017 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A (A' = 0)}$$

$$\xi = 0,017 \Rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$A_{st} = \frac{7,64 \times 10^3}{0,991 \times 17,5 \times 348} = 1,26 \text{ cm}^2$$

. Condition de non fragilité (Art 4.2.1 .BAEL91 / 99)

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; \text{ avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06.f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 17,5 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{2,11 \text{ cm}^2}$$

Soit : **5 HA 10 = 3,93 cm²** avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

- **En travée :** $M_{uT} = 24,20 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{24,20 \times 10^3}{100 \times 17,5^2 \times 14,2} = 0,056 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A (} A' = 0 \text{)}$$

$$\mu = 0,056 \Rightarrow \beta = 0,971$$

$$A_{st} = \frac{24,20 \times 10^3}{0,971 \times 17,5 \times 348} = 4,09 \text{ cm}^2$$

. Condition de non fragilité (Art 4.2.1 .BAEL91 / 99)

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; \text{ avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06.f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 17,5 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{2,11 \text{ cm}^2}$$

Soit : **5 HA 12 = 5,65 cm²** avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

• **Armature de répartition : (Art .A.8.2.41 BAEL91 / 99)**

- **Aux appuis :**

$$AT = \frac{As}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,982 \text{ cm}^2$$

. Condition de non fragilité (Art 4.2.1 .BAEL91 / 99)

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; \text{ avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06.f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 17,5 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{2,11 \text{ cm}^2}$$

Soit le choix : **4 HA 10 = 3,14 cm²** avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- **En Travée :**

$$A_r = \frac{A_{St}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

. Condition de non fragilité (Art 4.2.1 .BAEL91 / 99)

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; \text{ avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06.f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 17,5 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{2,11 \text{ cm}^2}$$

Soit le choix : **4 HA 10 = 3,14 cm²** ⇒ avec un espacement de **St = 25 cm**.

- **Armatures transversales :**

Le diamètre d'armature d'âme d'une poutre est au plus à $h / 35$ (h étant la hauteur de la poutre), ainsi qu'au diamètre des barres longitudinales et au dixième de la longueur d'âme. (**Art A.7.2.2 / BAEL91 modifié 99**)

$$\phi_t \leq \min \left[\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right] \quad \text{avec } \phi_t : \text{ le diamètre des acier transversaux}$$

$$\phi_t \leq \min [12 \text{ mm} ; 5,71 \text{ mm} ; 10 \text{ mm}]$$

on prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$D' \text{ où : } A_{st} = \mathbf{2 \text{ HA } 10} = \mathbf{1,57 \text{ cm}^2}$$

- L'espacement (St) des cours successifs de ces armatures doit être au plus égal à la plus petite des valeurs : 0,9d et 40 cm.

$$S \leq \min \{ 0,9 d , 40 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min \{ 15,75 \text{ cm} , 40 \text{ cm} \}$$

Soit: **St = 15 cm**

- Si on désigne par **At** la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e , La section d'armatures transversales doit vérifier :

$$\frac{AT \times f_e}{b_0 \times St} > 0,4 \text{ MPa}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$\frac{AT \times fe}{b_0 \times St} = \frac{157 \times 400}{1000 \times 150} = 0,42 > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3. Vérification à ELU :

- **Vérification de rupture par cisaillement :(BAEL 91. Art A.5.1.211)**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d}$$

$$\tau_u = \frac{30,75 \times 10^3}{100 \times 17,5 \times 10^2} = 0,175 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration Préjudiciable} \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \{3,33; 4 \text{ MPa}\}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition Vérifier \Rightarrow pas de risque de rupture par cisaillement.

- **Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3 / BAEL 91 / 99)**

- **En travée : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$ avec : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$**

Avec :

Ψ_s : Coefficient de scellement qui égale a 1,5 pour les barres de haute adhérence)

$$\text{D'où : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \Sigma u_i}$$

Σu_i : Somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma u_i = n \times \pi \times \varphi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{30,75 \times 10^3}{0,9 \times 175 \times 188,4} = \mathbf{1,04 \text{ MPa}}$$

. **Calcul de la contrainte admissible :** $\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = \mathbf{3,15 \text{ MPa}}$.

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition. Vérifiée}$$

\rightarrow La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Aux appuis :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \text{ avec : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Avec :

. Ψ_s : Coefficient de scellement qui égale a 1,5 pour les barres de haute adhérence)

$$\mathbf{D'o\grave{u} : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \Sigma u_i}$$

Σu_i : Somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma u_i = n \times \pi \times \varphi = 5 \times 3,14 \times 10 = 157 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{30,75 \times 10^3}{0,9 \times 175 \times 157} = \mathbf{1,24 \text{ MPa}}$$

. **Calcul de la contrainte admissible :** $\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = \mathbf{3,15 \text{ MPa}}$.

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \mathbf{\text{Condition. Vérifier}}$$

→ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Longueur de scellement droit (Art A.6.1, 221 BAEL91/99): (Ancrage des barres)**

$$\text{La longueur de scellement droit est : } L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

- **En travée :**

$$\text{Avec : } \tau_s = (0,6 \times f_t 28 \times \psi_s^2) = 0,6 \times 2,1 \times (1,5)^2 = \mathbf{2,835 \text{ MPa}}$$

$$\text{Donc : } L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = \mathbf{423,28 \text{ mm}}$$

$$\text{Soit : } L_s = \mathbf{42 \text{ cm}}$$

- **Aux appuis :**

$$\text{Avec : } \tau_s = (0,6 \times f_t 28 \times \psi_s^2) = 0,6 \times 2,1 \times (1,5)^2 = \mathbf{2,835 \text{ MPa}}$$

$$\text{Donc : } L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = \mathbf{352,73 \text{ mm}}$$

$$\text{Soit : } L_s = \mathbf{35 \text{ cm}}$$

- **Longueur d'ancrage mesurée hors crochets :**

$$L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42 = \mathbf{17 \text{ cm}}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : BAEL91modifié99(Art. A.5.1.313).

$$\frac{2 Vu}{b_0 \times a} \leq 0,8 \frac{f_c 28}{\gamma_b}$$

Avec :

Vu: Effort tranchant maximum

a: la longueur d'appui a considerer ; qui est égale a 0,9 d

b₀ : largeur de la poutre qui égale a 25 cm

→ **Influence sur le béton :**

$$Vu_{max} \leq 0,4 \frac{b_0 \times f_c 28 \times a}{\gamma_b}$$

$$Vu_{max} \leq 0,4 \frac{100 \times 25 \times 10^{-3} \times 0,9 \times 175}{1,5} = 105 \text{ KN}$$

$$Vu_{max} = 30,75 \text{ KN} \leq 105 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

→ **Influence sur les aciers :**

. **Appuis de rive : (Art : A.5.1.312 BAEL 91 / 99)**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s \times Vu}{f_e} \quad \text{Avec } A_a = 3,93 \text{ cm}^2.$$

$$A_a \geq \frac{1,15 \times 30,75 \times 10^3}{400} = 0,88 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,93 \text{ cm}^2 \geq 0,88 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Espacement des barres :** (Art A.8.2, 42 .BAEL91/99)

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

- **Armatures principales :**

$$St_{max} \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} \Rightarrow St_{max} \leq 33 \text{ cm.}$$

.**Sur appuis :** St = 20 cm < 33 cm **Condition vérifiée.**

.**En travée :** St = 20 cm < 33 cm **Condition vérifiée.**

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- **Armatures de répartition :**

$$St \max \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} \Rightarrow St \max \leq 45 \text{ cm.}$$

. **Sur appuis :** $St = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

. **En travée :** $St = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

4. **Vérification à ELS :**

- **Combinaisons de charges :** Nous avons des charges surfacique , il faut les transformées en charges linéaires donc on doit les multipliées **par 1 ml**

• **ELS :**

- Volée : $q_{s1} = 10,97 + 2,5 = 13,47 \text{ KN / ml.}$

- Palier : $q_{s2} = 6,40 + 2,5 = 8,9 \text{ KN / ml.}$

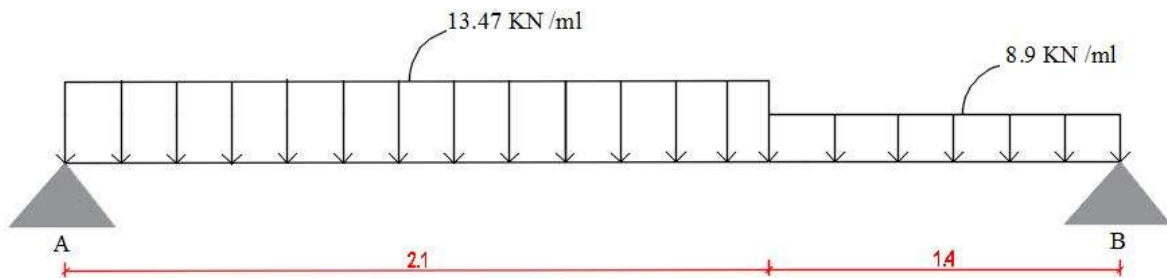


Figure III.39. Schéma statique de calcul de l'escalier de l'entre sol à l'ELU

→ Pour la détermination des efforts dans la volée et le palier, on prendra l'ensemble (volée+palier) qui sera assimilé à une poutre isostatique partiellement encastree sur deux appuis .

- **Réactions d'appuis :** D'après les formules de la RDM :

$$\sum F_{/xx} = 0 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{R_{Ax} = 0 \text{ KN}}$$

$$\sum F_{/yy} = 0 \Rightarrow R_{Ay} + R_{By} - (Q_1 \times L_1) - (Q_2 \times L_2) = 0$$

$$\Rightarrow R_{Ay} + R_{By} = (13,47 \times 2,1) + (8,90 \times 1,4) = \mathbf{40,75 \text{ KN}}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow$$

$$R_{By} \times (L) - (Q_1 \times L_1 \times \frac{L_1}{2}) - (Q_2 \times L_2 \times ((L_1 + L_2) - \frac{L_2}{2})) = 0$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$\Rightarrow R_{By} = \frac{(8,90 \times 1,4 \times 2,8) + (13,47 \times 2,1 \times 1,05)}{3,5}$$

$$\Rightarrow R_{By} = 18,45 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow$$

$$(Q_2 \times L_2 \times \frac{L_2}{2}) + (Q_1 \times L_1 \times (\frac{L_1}{2} + L_2)) - (R_{Ay} \times L) = 0$$

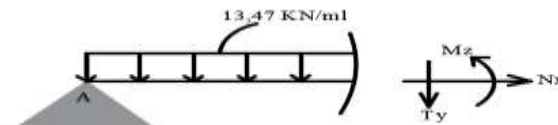
$$\Rightarrow R_{Ay} = \frac{(13,47 \times 2,1 \times 2,45) + (8,90 \times 1,4 \times 0,7)}{3,5}$$

$$\Rightarrow R_{Ay} = 22,30 \text{ KN}$$

→ **Vérification :** $R_{Ay} + R_{By} = 22,30 + 18,45 = 40,75 \text{ KN} \Rightarrow \text{Vérifier}$

➤ **Calcul des efforts internes:**

- **Tronçon I :** $0 \text{ m} \leq x \leq 2,1 \text{ m}$:



- **Effort normal :**

$$\sum F_{xx} = 0 \Rightarrow N_x = 0 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant :**

$$\sum F_{yy} = 0 \Rightarrow -T_y + R_{Ay} - Q_1 x = 0$$

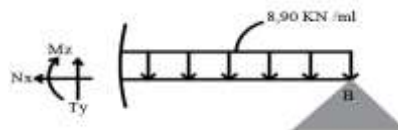
$$T_y = R_{Ay} - Q_1 x \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow T_y = 22,30 \text{ KN} \\ x = 2,1 \text{ m} \Rightarrow T_y = -5,99 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Moment fléchissant :**

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M_z - R_{Ay} \cdot x + \left(q \times \frac{x^2}{2} \right) = 0$$

$$M_z = R_{Ay} \cdot x - \left(Q_1 \times \frac{x^2}{2} \right) = 0 \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2,1 \text{ m} \Rightarrow M_z = 17,13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Tronçon II :** $0 \text{ m} \leq x \leq 1,4 \text{ m}$:



- **Effort normal :**

$$\sum F_{xx} = 0 \Rightarrow N_x = 0 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant :**

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$\sum F_{yy} = 0 \Rightarrow T_y + R_{By} - Q_2 x = 0$$

$$T_y = Q_2 x - R_{By} \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow T_y = -18,45 \text{ KN} \\ x = 1,4 \text{ m} \Rightarrow T_y = -5,99 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Moment fléchissant :**

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M_z - R_{By} \cdot x + \left(Q_2 \times \frac{x^2}{2} \right) = 0$$

$$M_z = R_{By} \cdot x - \left(Q_2 \times \frac{x^2}{2} \right) = 0 \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow M_z = \mathbf{0 \text{ KN.m}} \\ x = 1,4 \text{ m} \Rightarrow M_z = \mathbf{17,13 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

→ Pour avoir le point d'application du moment maximum on doit faire la dérivé pour l'équation de moment fléchissant de premier tronçon , puis on tire l'équation de (x) pour pouvoir calculer le point d'application .

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0$$

$$\Rightarrow R_{Ay} \cdot x - \left(Q_1 \times \frac{x^2}{2} \right) = 0$$

$$\Rightarrow R_{Ay} - Q_1 x = 0$$

$$\Rightarrow 22,30 - 13,47x = 0 \Rightarrow x = \frac{22,30}{13,47} = \mathbf{1,66 \text{ m}}$$

- Calcul de moment maximum : $M_{\max}(1,66 \text{ m}) = \mathbf{18,50 \text{ KN.m}}$

Remarque : pour tenir compte des semi- encastres aux extrémités, on apporte une correction a l'aide des coefficients réducteurs qui vont s'appliquer au moment **Mu max** aux appuis et en travée 0,3 et 0,95 respectivement .

- **Aux appuis :** $M_a = - 0,3 \times M_{u \max} = - 0,3 \times 18,50 = - 5,55 \text{ KN.m}$
- **En travée :** $M_t = 0,95 \times M_{u \max} = 0,95 \times 18,50 = 17,575 \text{ KN.m}$

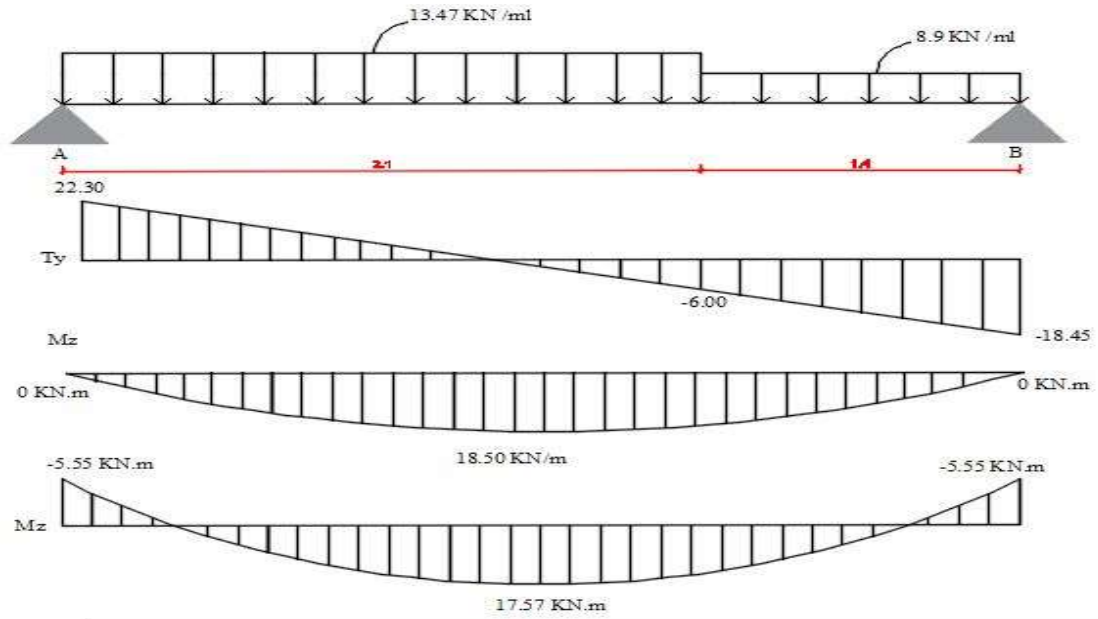


Figure III.40. Diagrammes des efforts internes de l'escalier entre sol à l'ELU

5. Vérification ELS :

- **Etat limite de compression de béton : BAEL91 modifié 99 (Art. A.5.2).**

$$M_t \max = 17,575 \text{ KN.m}$$

$$M_a \max = 5,55 \text{ KN.m}$$

- **En travées :**

- **Contrainte dans l'acier :** On doit s'assurer que $\bar{\sigma}_{st} \leq \sigma_{st}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 17,5} = 0,323 \quad \text{d'où} \quad \rho_1 = 0,323 \Rightarrow K = 41,18 \Rightarrow \beta = 0,911$$

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

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \frac{M_t \max}{\beta \times d \times A_s} = \frac{17,575 \times 10^3}{0,911 \times 17,5 \times 5,65} = 195,06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 195,11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition. Vérifier}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

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

$$\rho_1 = 0,323 \text{ donc : } \beta = 0,911 \text{ ceci implique : } K = 41,18$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{195,06}{41,18} = 4,74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

- **Contrainte dans l'acier :** On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 17,5} = 0,224 \quad \text{d'où } \rho_1 = 0,224 \Rightarrow K = 50,79 \Rightarrow \beta = 0,924$$

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

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_s} = \frac{5,55 \times 10^3}{0,924 \times 17,5 \times 3,93} = 87,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 87,33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition. Vérifier}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

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

$$\rho_1 = 0,224 \quad \text{donc : } \beta = 0,924 \quad \text{ceci implique : } K = 50,79$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{87,33}{50,79} = 1,72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont **suffisantes**.

- **Etat limite d'ouverture des fissures (Art A.4.5.3 BAEL91/99) :**

La fissuration est considérée comme étant peu préjudiciable (élément couvert), donc aucune vérification n'est nécessaire à effectuer.

- **Etat limite de déformation-Vérification de la flèche : (Art .B.6.5.1. BAEL91 / modifié99) :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_{ts}}{10 M_o} \Rightarrow \frac{20}{350} = 0,06 \geq \frac{17,575}{10 \times 18,50} = 0,09 \Rightarrow \text{Condition non.vérifier}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$\frac{A_{st}}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 17,5} = 0,003 \leq \frac{4,2}{400} = 0,01 \quad \Rightarrow \text{Condition . Vérifier}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{505} = 0,04 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \text{Condition . Vérifier}$$

Conclusion : Les conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit calculer la flèche.

- **Calcul de la flèche : (Art. B.6.5.2 - BAEL91/99) :**

$$f_i = \frac{M \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$f_v = \frac{M \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

\bar{f} : La flèche admissible

E_i : Module de déformation instantanée avec : $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_c \cdot 28} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164 \text{ MPa}$

E_v : Module de déformation différée, $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c \cdot 28} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$.

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée

- **Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :**

$$V1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} \text{ et } B_0 = b \times h + 15 A_t$$

$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 5,65 = 2084,75 \text{ cm}^2$$

$$S_{/xx} = \frac{b \times h^2}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$S_{/xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + (15 \times 5,65 \times 17,5) = 21483,12 \text{ cm}^3$$

$$V1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{21483,12}{2084,75} = 10,30 \text{ cm}$$

$$V2 = h - v1 = 20 - 10,30 = 9,70 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} (V1^3 + V2^3) + 15 \times A_t \times VA^2$$

Avec : $VA = V2 - c$

$$I = \frac{100}{3} (10,30^3 + 9,70^3) + 15 \times 5,65 \times (9,70 - 2,5)^2 = 71282,559 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des coefficients: λ_v ; μ ; I_{fv} :**

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{5,65}{100 \times 17,5} = 0,003 \Rightarrow \beta = 0,985$$

La contrainte dans les aciers est donnée par :

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_s} = \frac{17,57 \times 1000}{0,985 \times 17,5 \times 5,65} = \mathbf{180,40 \text{ MPa}}$$

$$u = 1 - \left(\frac{1,75 \text{ ft } 28}{4\rho \times \sigma_{st} + \text{ft } 28} \right) = 1 - \left(\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,003 \times 180,40 + 2,1} \right) = \mathbf{0,138}$$

- **déformations différés :**

$$\lambda_v = \frac{0,02 \text{ ft } 28}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100}\right) \times 0,003} = \mathbf{2,8}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times u} = \frac{1,1 \times 71282,559}{1 + 2,8 \times 0,138} = \mathbf{56557,14 \text{ cm}^4}$$

• **D'où la flèche :**

$$f_v = \frac{M_{ts} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{17,575 \times 100 \times 350^2}{10 \times 10819 \times 56557,14} = 0,03 = 3 \text{ mm}$$

$$f = 3 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{350}{500} = 7 \text{ mm} \Rightarrow \mathbf{\text{Condition vérifier}}$$

- **déformations instantanées :**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \text{ ft } 28}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100}\right) \times 0,003} = 7$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times u} = \frac{1,1 \times 71282,559}{1 + 7 \times 0,138} = \mathbf{39883,42 \text{ cm}^4}$$

• **D'où la flèche :**

$$f_i = \frac{M_{ts} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{17,575 \times 100 \times 350^2}{10 \times 32164 \times 39883,42} = 0,02 = 2 \text{ mm}$$

$$f = 2 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{350}{500} = 7 \text{ mm} \Rightarrow \mathbf{\text{Condition vérifier}}$$

L'escalier sera ferrillé comme suit :

- **Aux appuis :** - Armatures principale : **5HA10** avec un espacement **St=20 cm**
- Armatures de répartition : **4HA8** avec un espacement **St = 25cm**
- **En travée :** - Armatures principale : **5HA12** avec un espacement **St=20 cm**
- Armatures de répartition : **4HA8** avec un espacement **St = 25cm**

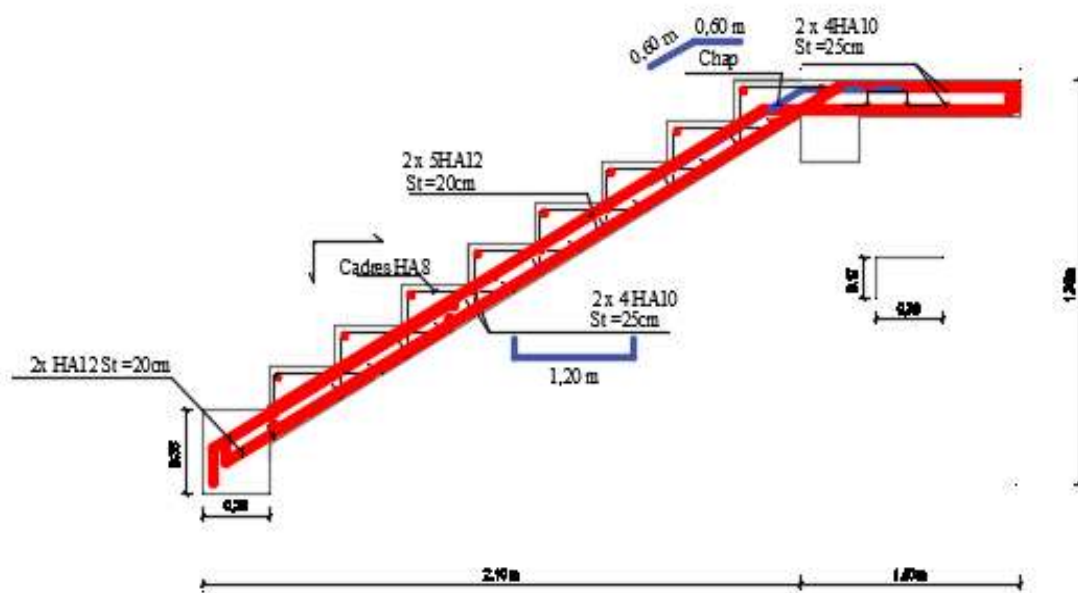


Figure III.41. Plan de ferrailage de l'escalier de l'entre sol

CHAPITRE IV

**MODELISATION ET
ETUDE DYNAMIQUE**

Introduction :

L'informatique est rapidement devenue l'outil de travail indispensable dans de nombreuses professions, qui au préalable n'utilisaient pas de telles techniques et qui ont dû par conséquent s'adapter à ces changements. L'ingénieur en génie civil a aussi dû se confronter le monde de l'informatique, par l'apparition des logiciels de calcul, tel que le logiciel ETABS qui est basé sur la méthode des éléments finis

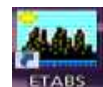
La méthode des éléments finis est envisagée pour l'analyse statique et dynamique des structure sous l'action sismique l'utilisation d'un logiciel s'impose (ETABS), ce logiciel doit posséder suffisamment de liberté pour le choix des méthodes de calcul, et de clarté de la démarche de calcul .

IV.1. Définition de logiciel ETABS :

L'ETABS est l'abréviation de « Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems », est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures basé sur **la méthode des éléments finis**.

L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc.

- Pour la modélisation de notre structure nous allons utiliser la version **v 9.1.4**



IV.2. Etapes de modélisation :

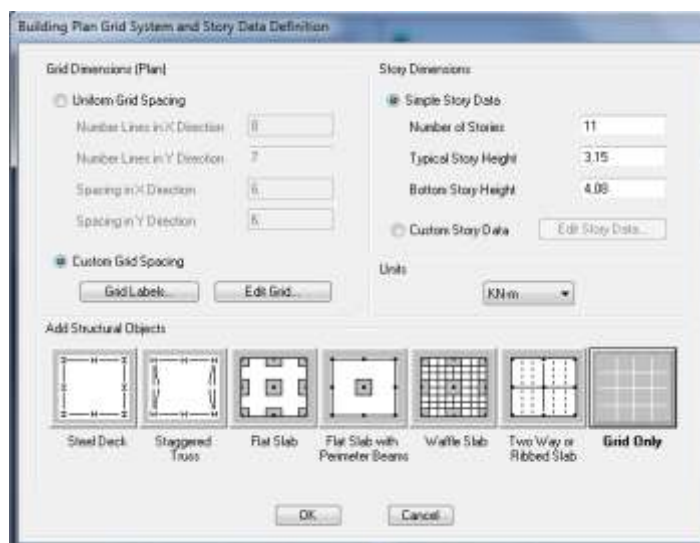
Les étapes de modélisation se résument à huit étapes comme suit :

- 1- Définition de la géométrie du base.
- 2- Définition des propriétés mécaniques de béton et du l'acier.
- 3- Définition des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- 4- Définition des charges statiques (charges permanentes **G**,et surcharge d'exploitation **Q**).
- 5- Introduction des combinaisons d'actions.
- 6- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 7- Spécification des conditions aux limites (définition de type d'appuis, diaphragmes).
- 8- Analyse et visualisation des résultats.

- En premier temps il faut aller sur la fenêtre **ETABS** et cliquer sur elle deux fois pour ouvrir le logiciel ,puis on doit choisir le système d'unité de calcul où on sélectionne **KN.m**



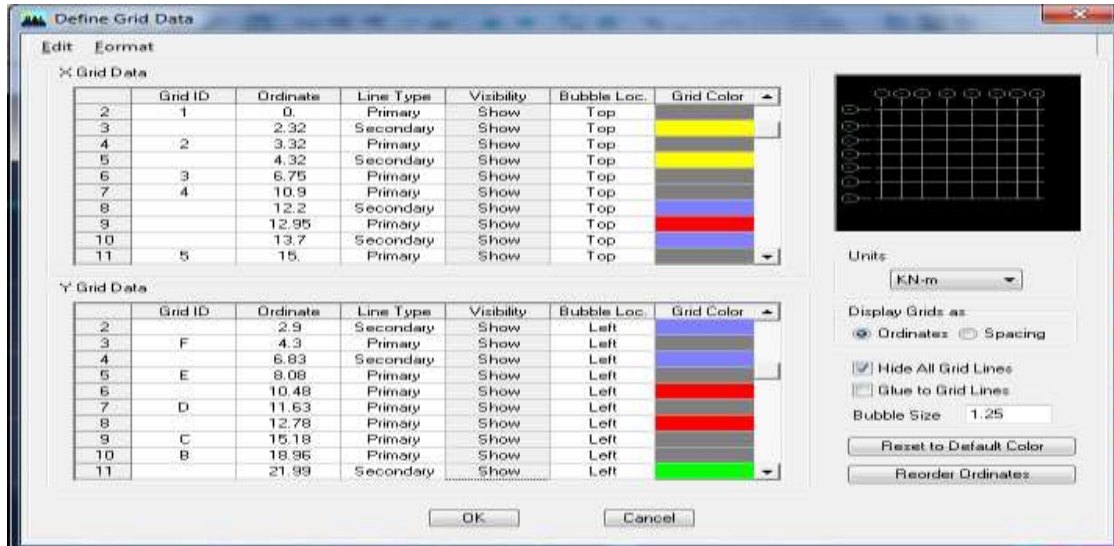
Puis on cliquant sur **File** → **New Model** → une boite de dialogue apparait on doit cliquer sur **NO** → une autre boite de dialogue apparait pour définir les caractéristiques géométrique de la structure



CHAPITRE IV : MODELISATION ET ETUDE DYNAMIQUE

1) Définition de la géométrie du base :

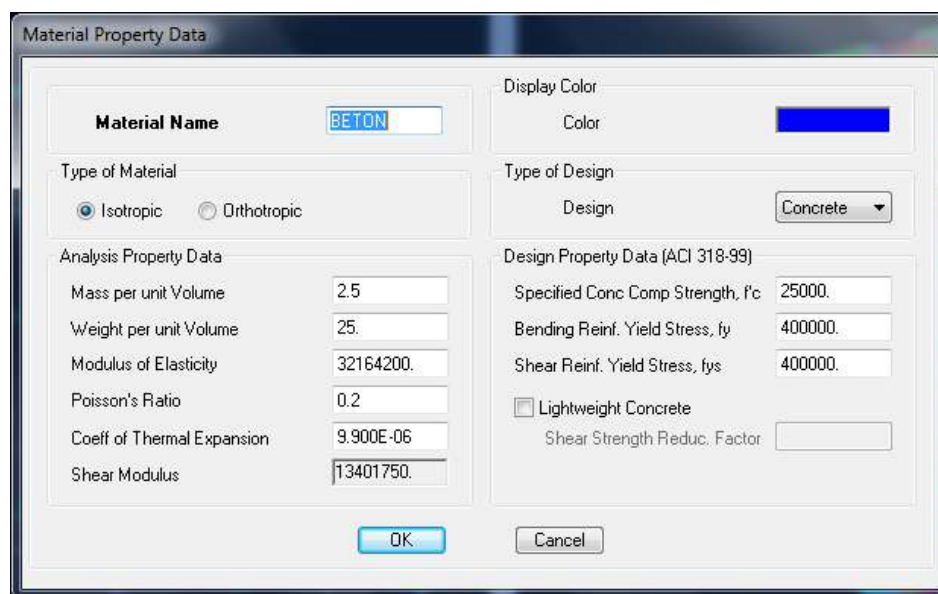
Dans cette étape on doit introduire les caractéristiques géométrique de la structure à modéliser, sur la boite de dialogue précédente on doit cocher **Custom Grid Spacing** → **Edit Grid** et on introduisent les valeurs → clique sur **OK**



2) Définition des propriétés mécaniques de béton et de l'acier :

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques du matériau des structures (béton « conc » et l'acier)

On cliquant sur **Define** → **Material proprietes** puis clique sur **Add new material** et on écrit **BETON** dans la case **Material name**

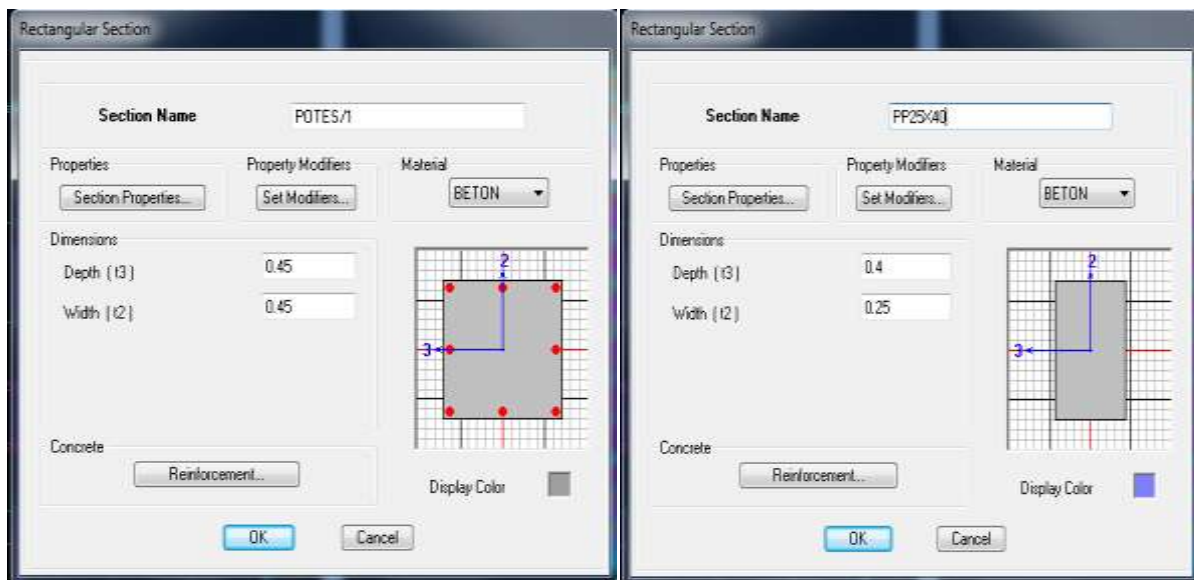


3) Définition des propriétés géométriques des éléments :

On va définir pour chaque groupe d'éléments des structures leurs propriétés géométrique (les poteaux, les poutres principales et secondaire, les poutrelles, les dalles pleines ,les balcon , les escalier et les voiles), qui sont en béton armé « conc ».

- **Les poteaux et les poutres :**

Define → frame sections → Puis sur l'icône propriétés → on sélection tout → delete property → faire clique → « add rectangular » pour la section des poteaux et des poutres, mais dans l'introduction des propriétés des poteaux et des poutres il faut spécifie : pour les poteaux → column, et pour les poutres → Beam,et l'enrobage **0,025 m**



Poteaux

Poutres

- **Les voiles et les dalles pleines :**

Define → wall/slab/deck section → Add new Wall pour les voiles

Define → wall/slab/deck section → Add new deck pour les planchers , dalles pleines, Vollée,Paliers , Balcon

Wall/Slab Section

Section Name: VOILE25

Material: BETON

Thickness

Membrane: 0.25

Bending: 0.25

Type

Shell Membrane Plate

Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color: ■

OK Cancel

Wall/Slab Section

Section Name: VOILEP20

Material: BETON

Thickness

Membrane: 0.2

Bending: 0.2

Type

Shell Membrane Plate

Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color: ■

OK Cancel

Wall/Slab Section

Section Name: DP15

Material: OTHER

Thickness

Membrane: 0.15

Bending: 0.15

Type

Shell Membrane Plate

Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color: ■

OK Cancel

Wall/Slab Section

Section Name: PEC

Material: OTHER

Thickness

Membrane: 1.000E-07

Bending: 1.000E-07

Type

Shell Membrane Plate

Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color: ■

OK Cancel

Wall/Slab Section

Section Name: VOLLEE

Material: OTHER

Thickness

Membrane: 0.15

Bending: 0.15

Type

Shell Membrane Plate

Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color: ■

OK Cancel

Wall/Slab Section

Section Name: PALIER

Material: OTHER

Thickness

Membrane: 0.15

Bending: 0.15

Type

Shell Membrane Plate

Thick Plate

Load Distribution





Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color: ■



OK Cancel

CHAPITRE IV : MODELISATION ET ETUDE DYNAMIQUE

➤ On doit dessiner toutes les éléments définis précédemment :

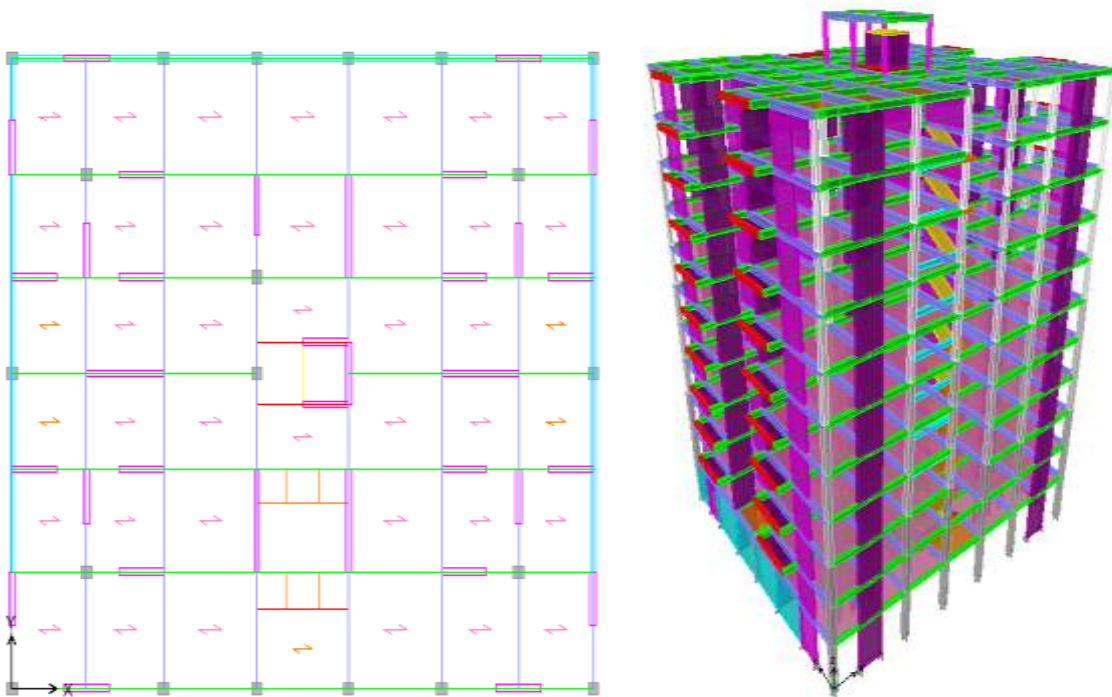
- **Les poutres** : Draw → Draw line objects → create lines in region 
- **Les poteaux**: Draw → Draw line objects → create columns in region 
- **Les dalles pleines** : Draw → Draw area objects → Draw Areas (Plan,Elev,3D) ,
ou create areas at clicks 

- Les voiles:

Pour introduire les voiles on utilise les mêmes instructions que les dalles pleines () mais on va se mettre en élévation.ou en plan en utilisant 

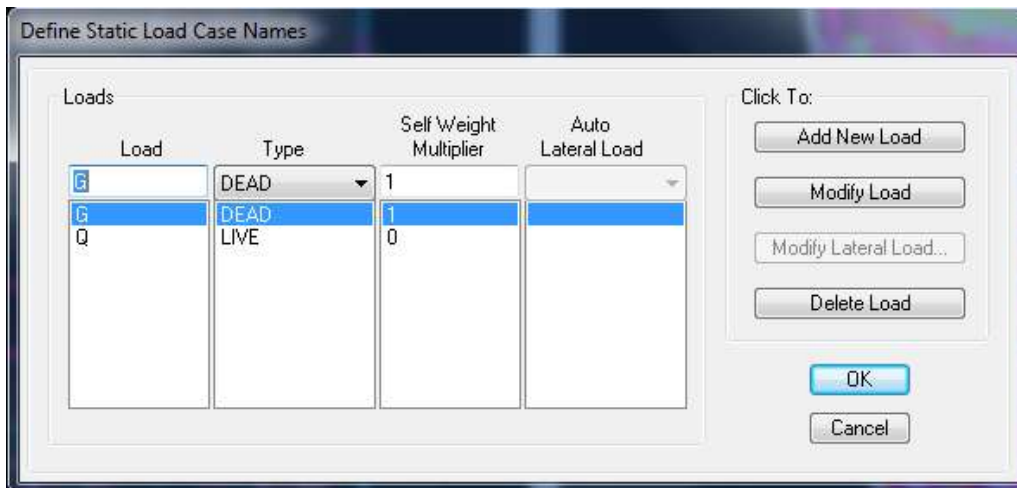
. Puis on doit les nommer ainsi on: sélectionnons-les →Assign → Shelle/ Area

→ Pier Label 



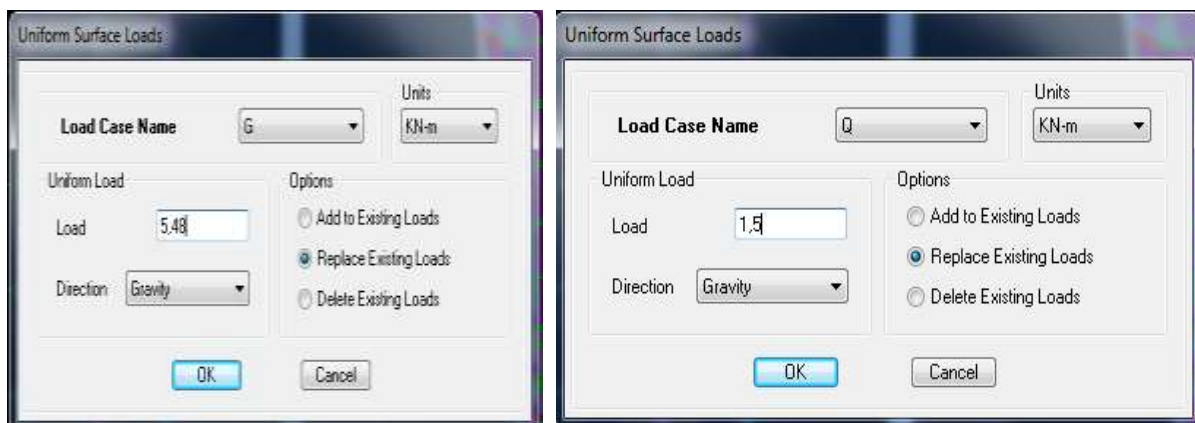
4) Définition des charges statiques (G et Q) :

La structure est soumise des charges permanentes (G) et des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique **Define** →**Static Load Cases** → Une boîte de dialogue apparaît « **Define Static Load Case Names** »



- **Pour les éléments barres** : Assign → Frame/line loads → Distributed . Et On introduisant les charges G et Q.
- **Pour les élément surfacique** : Assign → Shelle/ Area Loads→ Uniform.

Les charges statiques étant définies, on sélectionne les plancher et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient :



→ Et on continuant de la même façon pour chaque éléments .

5) Introduction des combinaisons d'actions :

A ce niveau on doit spécifier les combinaisons des charges.

Define → **load Combinations** → **Add New Combo**

Puis On introduire les combinaisons de charges :

→ **Combinaisons d'actions aux états limites:**

ELU : 1,35 G + 1,5 Q

ELS : G + Q

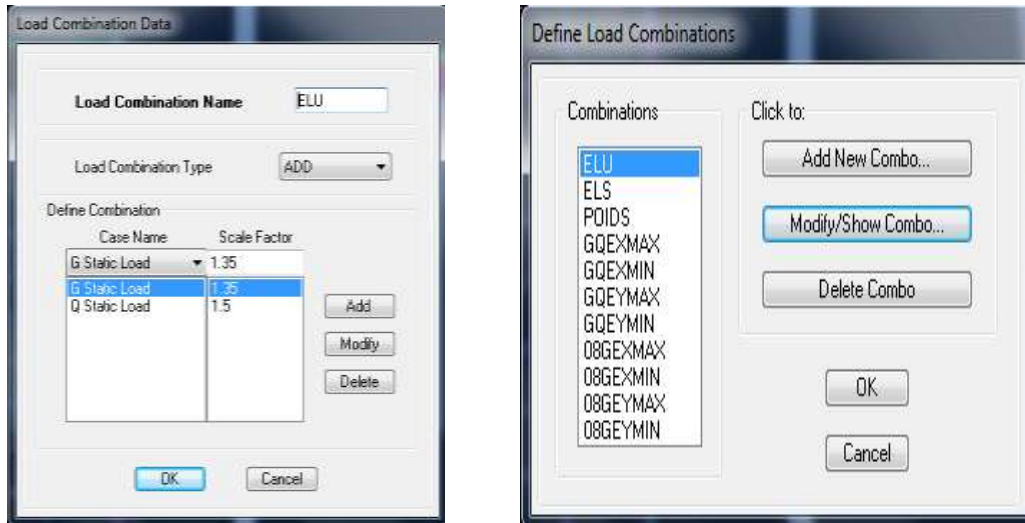
→ **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQEx : $G + Q \pm Ex$

GQEy : $G + Q \pm Ey$

0,8GEx : $0,8 G \pm Ex$

0,8GEy : $0,8 G \pm Ey$



6) Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003 :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le

CGS.en utilisant l'application de RPA99 rpa99

Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélérations (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

→ **Préparation des Données :**

. **Zone sismique** : wilaya d'alger Zone **III** (Zone de sismicité élevée, **Annexe 1 du RPA99 / version 2003**)

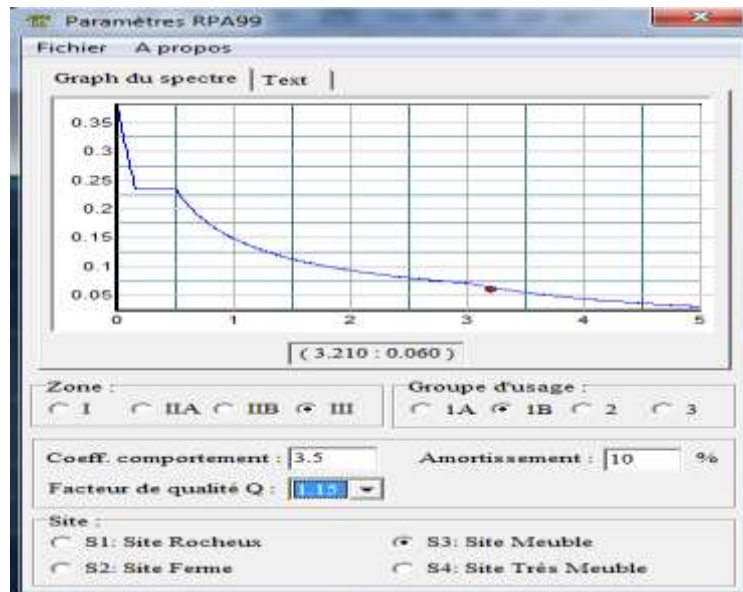
. **Groupe d'usage** : **2** (bâtiments courants, chapitre **3.2 du RPA99/ version 2003**)

. **Coefficient de comportement** : **R= 3,5** (structure contreventée par des voiles porteurs)

. **Site** : **S3** (site meuble)

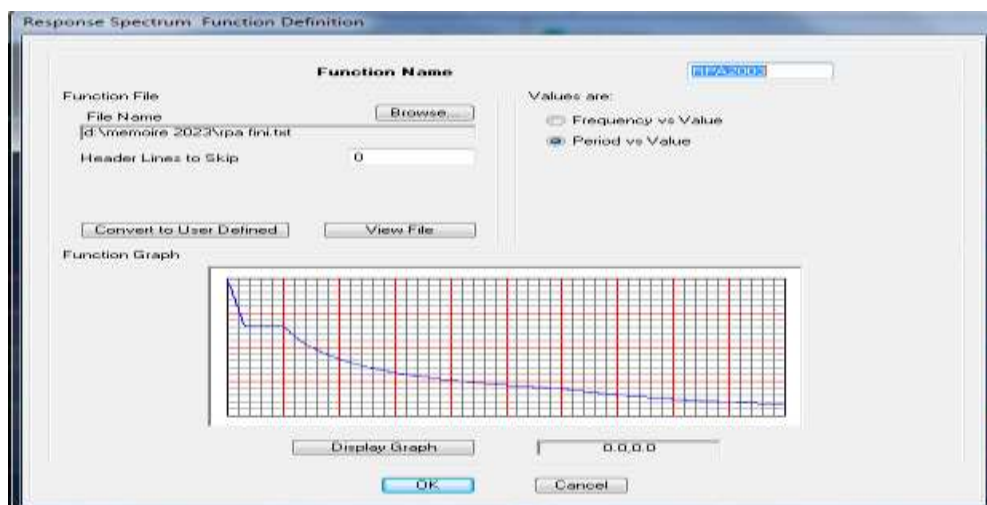
. **Facteur de qualité (Q)**: $Q=1+\sum P_q$; $Q = 1,15$

. **Facteur d'amortissement** : $\varepsilon = 10 \%$



→ Après avoir saisi les données on fait cliquer sur l'onglet **Text** et on **enregistre**.

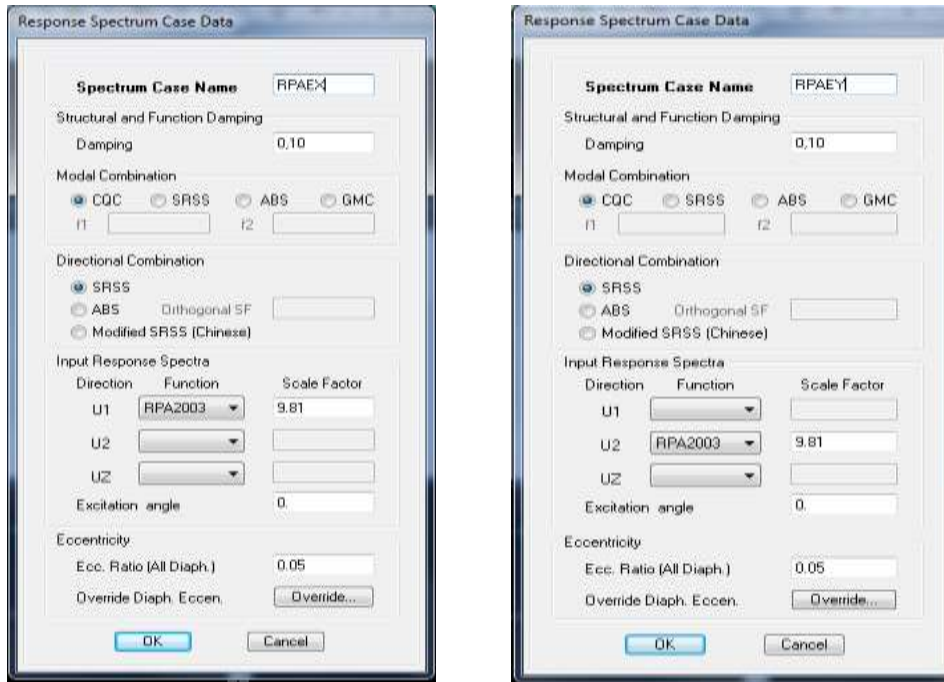
→ Ensuite on introduit le spectre dans le logiciel **ETABS** en cliquant sur → **Define** → **Response Spectrum Functions** → **Add Spectrum from file**



→ Puis on définit le chargement selon **EX** et **EY** (action sismique), tout en cliquant sur :

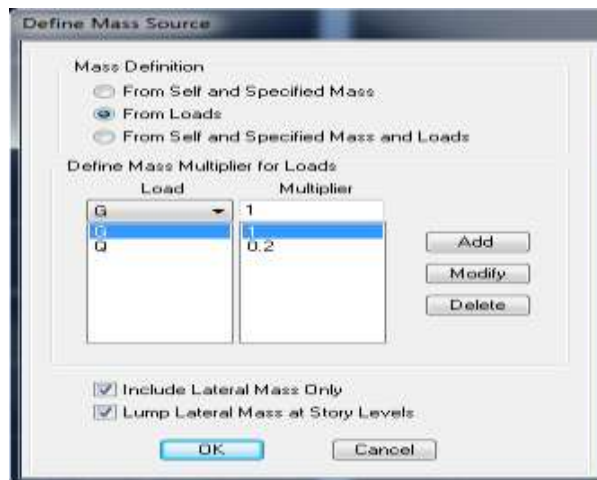
Define → **Reponses spectrum cases** → **Add New Spectrum** .

Dans la partie **Input Response Spectra** , nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux direction principales sont **U1** et **U2** .

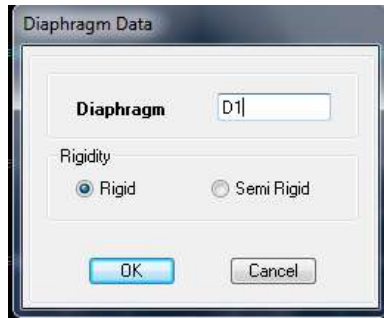


7) Spécification des conditions aux limites :

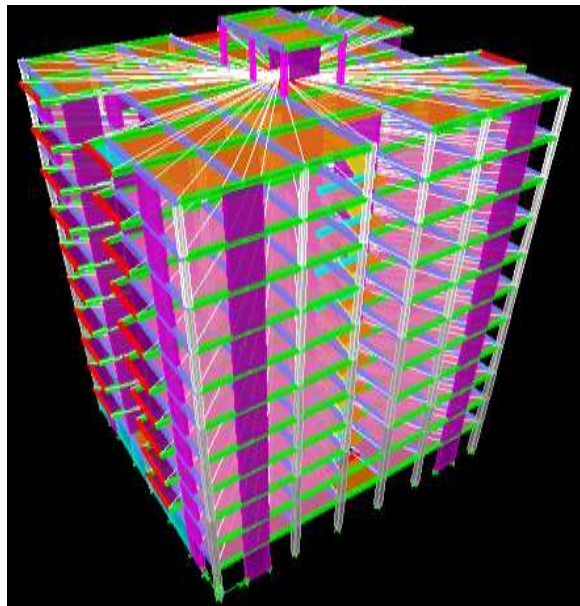
- **Définition des diaphragmes** : on doit tout d'abord spécifier la source de la masse « Mass source », en cliquant sur **Define** → **Define Mass Source** Puis on introduisant la masse sismique « $G + 0,2Q$ »



Puis on doit définir les diaphragms tout en cliquant sur **Define** → **Define Diaphragms** → **Add New Diaphragm** → puis cocher « **Rigid** ».



→ Et on continue pour chaque niveau de la même façon



- Définition de type d'appuis :

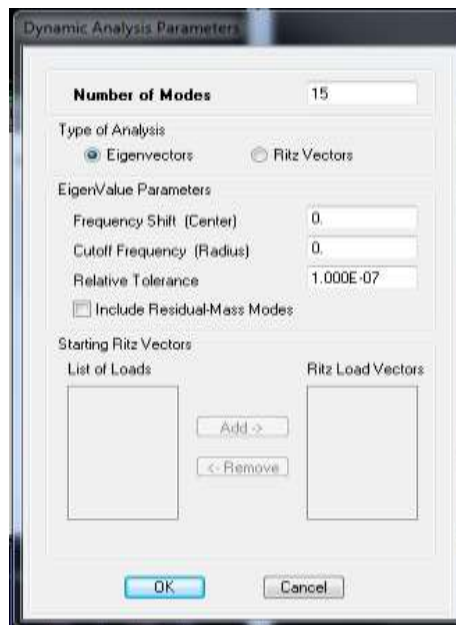
Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastrés, ou comme encastrés avec certaines relaxations. La liaison entre les deux éléments (fondation et poteau) dans le nœud est un encastrement, pour le définir en allant vers la base de la structure on sélectionnant tous les nœuds et en cliquant sur **Assign** → **Joint/point** → **Restraints (supports)**



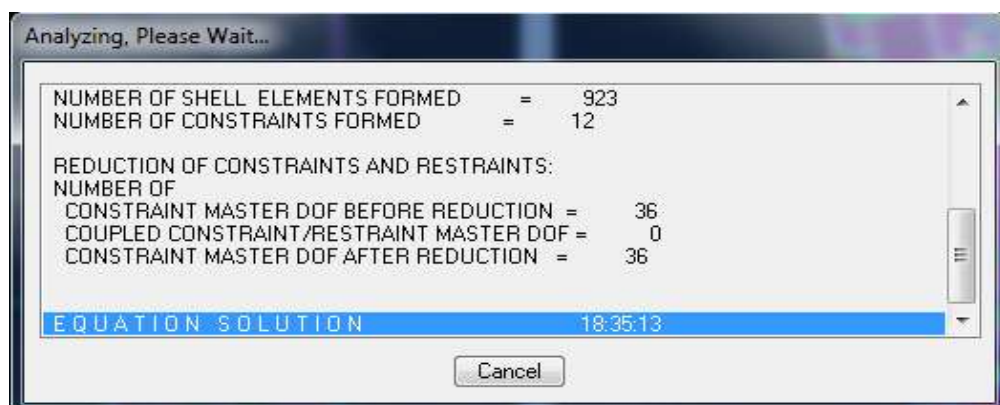
8) Analyse et visualisation des résultats :

Cette étape consiste à lancer l'analyse dynamique, mais il ya lieu de spécifier le nombre de mode à utiliser dans le calcul d'une manière on doit avoir une participation massique supérieure à **90%** selon **RPA99/ Version 2003**.

- **Nombre de modes** : en cliquant sur **Analyze** → **Set Analysis options**.

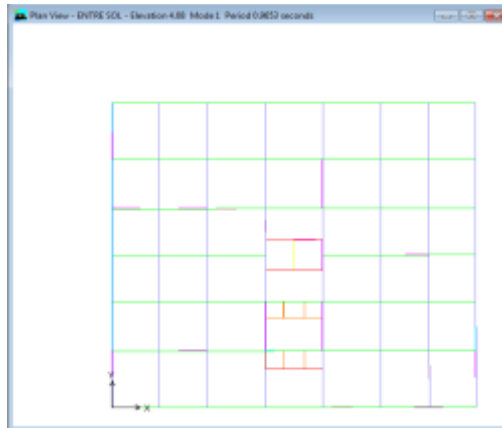
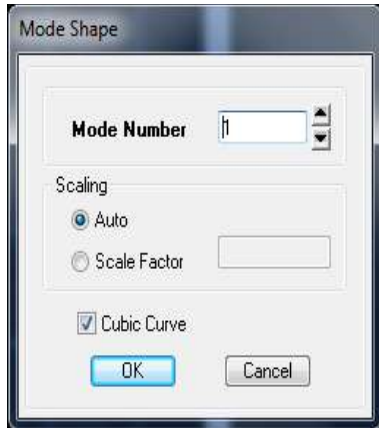



- **Exécution de l'analyse** : **Analyze** → **Run Analysis**

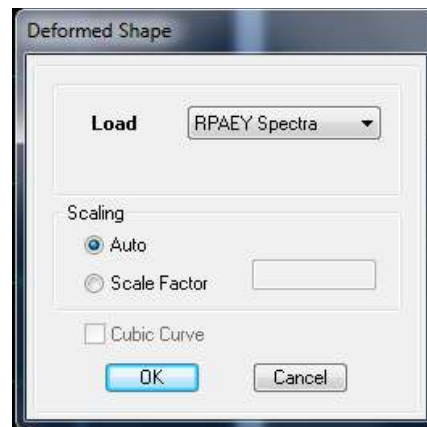
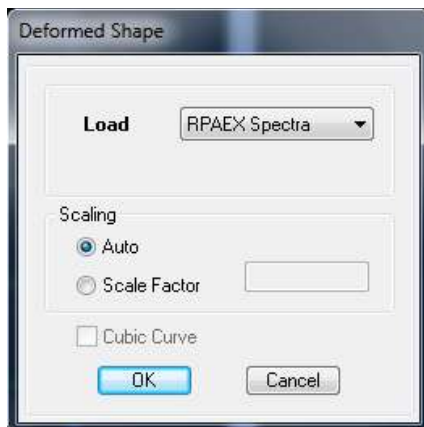


- **Visualisation des résultats :**

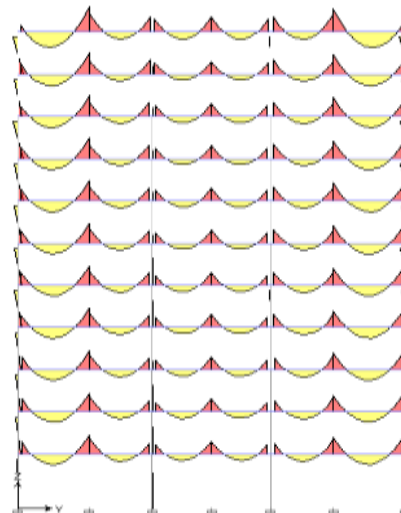
- **visualisation des modes de vibration**  : **Display** → **Show Mode Shepe.**



- **visualisation des Déplacements**  : **Display** → **show Deformed shape**

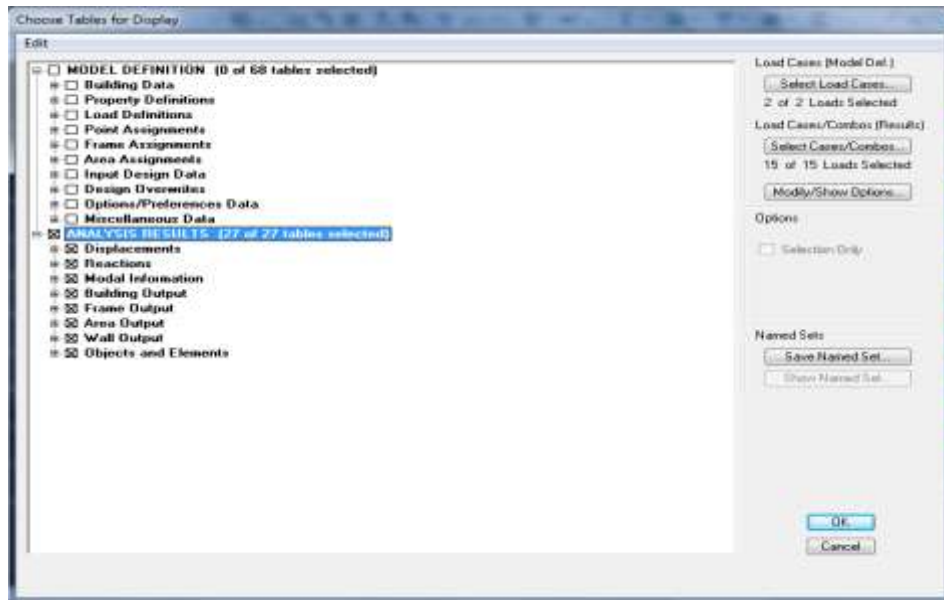


- **visualisation des efforts internes: Display**→ **show Member Forces /stress Diagram** → **Frame /Pier/Spandrel Forces .**



- **Résultat d'analyse :**

Pour extraire les efforts internes, les contraintes et les déplacements sous forme de tableaux, on clique sur **:Display → Show Tables**.



Conclusion :

le logiciel ETABS facilite considérablement l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser et d'interpréter : la déformée du système, les diagrammes des efforts internes et les courbes enveloppes, les champs des contraintes, les modes propres de vibration, le centre de masse et le centre de rigidité, les déplacements inter étages, ainsi que la résultante des forces sismique .

IV.2. Vérification aux exigences de Règlement parasismique algérienne : RPA99/ V2003

Un séisme ou tremblement de terre est une secousse du sol résultant de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Cette libération d'énergie se fait par rupture le long d'une faille.

Il a été observé que certaines structures conçues selon les normes parasismiques en vigueur n'ont subi que de légères dégradations bien que dimensionnées sous des charges sismiques réglementaires nettement inférieures aux sollicitations réelles. L'explication de cette observation réside en grande partie dans le mécanisme de dissipation de l'énergie.

En effet, sous l'action sismique, la structure va subir des dommages sous forme de fissurations, d'instabilités, de ruptures de certains de ses éléments, et lorsqu'un élément structural subit ces dommages, sa raideur diminue, et s'ensuit souvent une perte de sa résistance.

Pour l'étude sismique (dynamique) il existe plusieurs méthode de calcul stipulées dans le règlement parasismique algérien RPA99 / Version 2003

IV.2.1. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

Le règlement parasismique algérien «**RPA99 version 2003** » propose trois méthodes de calcul des actions sismiques en tenant compte des conditions d'application de chaque méthode et cela selon le type de la structure à étudier, on distingue trois méthodes:

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

1. Méthode statique équivalente :

• Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

CHAPITRE IV : MODELISATION ET ETUDE DYNAMIQUE

- **Conditions d'application de Méthode statique équivalente : (Article 4.1.2. RPA99 / version 2003)**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à **65m** en zones **I** et **II** et à **30m** en zones **III**

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en (a)

- **Vérification des conditions de la Méthode statique équivalente :**

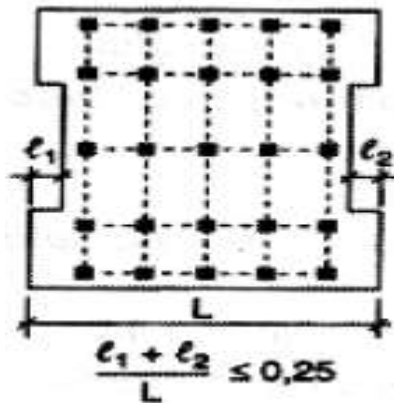
a. Condition sur la hauteur :

- Wilaya d'alger (Zone III)
 - 38,73 m < 30 m
- } ⇒ **Condition non vérifiée**

b. Régularité en plan :

le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux direction orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses

→ Pour notre cas nous avons la forme suivante (selon RPA99/2003) :



$$\frac{l_1 + l_2}{L_x} \leq 0,25 = \frac{3,32 + 3,32}{29,50} = 0,225 < 0,25 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{l_1 + l_2}{L_y} \leq 0,25 = \frac{3,55 + 3,55}{23,75} = 0,29 > 0,25 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

D'où la régularité en plan n'est pas vérifiée, donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

2. Méthode dynamique modale spectrale : (Article 4.3. RPA99/2003)

- **Principe de la méthode : (Article 4.3.1 RPA99/2003)**

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. elle est pratiquement utilisable dans tous les cas .

- **Les hypothèses : (Article 4.3.4 RPA99/2003)**

- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres).
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

- **Spectre de réponse de calcul :**

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (4.13)$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure T.

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**tableau 4.7/RPA**)

Site meuble (**S3**) $\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases}$

A : coefficient d'accélération de zone (**tableau 4.1/RPA**)

Zone III }
Groupe 2 } $\Rightarrow A = 0,25$

CHAPITRE IV : MODELISATION ET ETUDE DYNAMIQUE

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

Avec : $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$

R : coefficient de comportement de la structure (**tableau 4.3.RPA**) en fonction du système de contreventement.

Q : facteur de qualité déterminé par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q : c'est la pénalité à retenir selon que le critère est satisfait ou non". (**Tableau 4.4/RPA**)

IV.2. 2. Vérification de pourcentage de la participation de la masse modale : (Article 4.3.4 RPA99 / version 2003).

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

➤ Récapitulatifs de la participation modale :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0.971061	66.7773	0.1862	66.7773	0.1862	0.6852	0.6852
2	0.910012	0.545	43.1607	67.3223	43.3468	23.2207	23.9059
3	0.87462	0.0686	23.8628	67.3909	67.2096	42.9069	66.8128
4	0.280549	6.9024	0.0405	74.2933	67.2501	0.4231	67.2359
5	0.267707	0.0101	3.5156	74.3034	70.7657	0.9844	68.2203
6	0.262697	0.0882	0.046	74.3915	70.8117	9.1306	77.3509
7	0.250295	7.7636	0.0914	82.1552	70.9031	0.507	77.8579
8	0.234786	0.0237	9.9881	82.1789	80.8912	0.9815	78.8395
9	0.215949	0.0005	0.3489	82.1794	81.2401	0.051	78.8905
10	0.126593	0.4383	0.2379	82.6177	81.478	4.7893	83.6797
11	0.116242	5.971	0.0758	88.5887	81.5538	0.2011	83.8809
12	0.108335	0.0233	5.645	88.612	87.1988	0.2662	84.1471
13	0.073657	0.1642	0.13	88.7762	87.3288	3.1405	87.2876
14	0.065844	3.7813	0.0844	92.5575	87.4132	0.0413	87.3289
15	0.062957	0.0552	3.4685	92.6127	90.8817	0.1367	87.4657

Tableau IV.1: le taux de participation massique.

→ Le mode 1 a atteint 66,77 % (Transilation X-X)

→ Le mode 2 a atteint 43,35 % (Transilation Y-Y)

→ Le mode 3 a atteint 66,81 % (Rotation Z – Z)

➔ La valeur de la participation massique a atteint les **90%** dans le **mode 15**

IV.2. 3. Vérification de l'effort tranchant à la base :

$$\text{On a : } V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t$$

Avec : **A = 0,25** coefficient d'accélération de **Zone III**.

Q = facteur de qualité.

R = coefficient de comportement de la structure.

D : facteur d'amplification dynamique de la structure.

W : poids total de la structure.

➤ **Facteur de qualité** : pour le déterminer il faut vérifier les conditions stipulées dans le règlement parasismique algérien **RPA99 / version 2003** :

1) Régularité en plan :

. Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses

. La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

Sens x-x :**condition vérifiée.**

Sens y-y :**condition non vérifiée.**

2) Régularité en elevation :

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne peut pas se transmettre directement à la fondation

- Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

CHAPITRE IV : MODELISATION ET ETUDE DYNAMIQUE

- Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension

- **Condition vérifiée dans sens xx**
- **Condition non vérifiée dans le sens yy**

3) Conditions minimales sur les files de contreventement :

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement ⇒ **condition non vérifié**

4) Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

- **Condition non vérifiée dans le sens x-x**
- **Condition non vérifiée dans le sens y-y**

5) Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :

Les deux critères doivent être obligatoirement respectés lors de l'exécution des travaux de construction (**Exigence du RPA99/ Version 2003**)

Critère «q »	Sens transversal		Sens longitudinal	
	Observation	P _q	Observation	P _q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	NON	0,05	NON	0,05
2. Redondance en plan	NON	0,05	NON	0,05
3. Régularité en plan	NON	0,05	OUI	0,00
4. Régularité en élévation	OUI	0,00	NON	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0,00	OUI	0,00
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	OUI	0,00	OUI	0,00
		0,15		0,15

Tableau IV.2 : Valeurs de pénalités P_q.

$$\text{Donc : } Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

$Q = 1 + 0,05 \Rightarrow Q = 1,15$ (Dans les deux sens)

IV.2.3.1 Justification de système de contreventement : Art 3.4.A RPA99/ V2003 PAGE 31

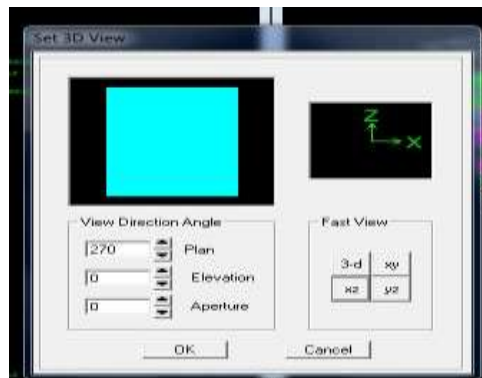
Pour déterminer le coefficient de comportement (R) on doit déduire les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à prendre en considération a l'aide de logiciel ETABS .

→ en suivant les étapes ci-après :

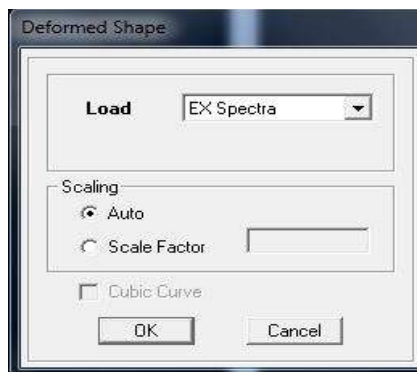
A - Charges horizontales :

 Sens x-x

View→set 3D view → une fenêtre apparait on sélectionne XZ on met 0 pour Aperture.



Ensuite →display →show deformed shape → on sélectionne la charge .



Ensuite draw →draw section cut

CHAPITRE IV : MODELISATION ET ETUDE DYNAMIQUE

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X: 30.4647 Y: 0
End Point X: -7.1513 Y: 0

Resultant Force Location and Angle

X: 11.6567 Y: 2.1828 Z: 0 Angle: 175.1712

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	6541.0185	571.0358	5.4854	0	0	0
Moment	13959.5877	159550.908	72777.736	0	0	0

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X: 30.9081 Y: 0
End Point X: -4.5647 Y: 0

Resultant Force Location and Angle

X: 13.1717 Y: 2.1089 Z: 0 Angle: 174.6442

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	6082.916	591.2622	857.5755	0	0	0
Moment	17416.3844	91612.224	68447.397	0	0	0

- Exemple de calcul :

On a

6541,019 \longrightarrow 100%

6082,916 \longrightarrow X

Avec la règle des trois on obtient le pourcentage des force reprise par les voile selon le sens X

$$X = \frac{6082,916 \times 100}{6541,019} = 93\%$$

CHAPITRE IV : MODELISATION ET ETUDE DYNAMIQUE

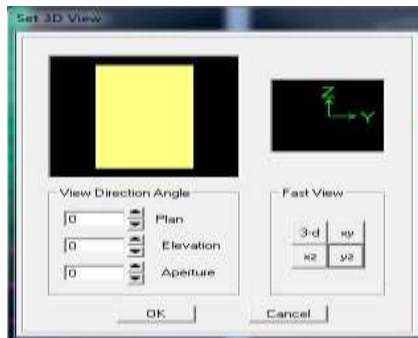
- **Récapitulatif des charges horizontales reprise par les voiles et les portiques dans le sens x-x (combinaison EX) :**

NIVEAU	CHARGES (KN)			POURCENTAGES (%)	
	CHARGES TOTALES	CHARGES VOILES	CHARGES PORTIQUES	VOILES	PORTIQUES
TERRASSE	1552,976	1226,837	379,554	78,99	21,01
ET 8	2635,373	2221,493	325,542	84,29	15,71
ET 7	3535,015	2870,612	560,421	81,20	18,80
ET 6	4294,392	3599,547	579,205	83,82	16,18
ET 5	4945,395	4244,709	573,808	85,83	14,17
ET 4	5143,571	4264 ,151	761,523	82,90	17,10
ET 3	5593,424	4773,61	703,849	85,34	14,66
ET 2	5962,442	5222,244	635,219	87,58	12,42
ET 1	6249,542	5443,951	729,437	87,11	12,89
RDC	6456,882	5927,043	479,848	91,79	8,21
ENTRE-SOL	6588,380	6481,860	93,834	98,38	1,62
Moyenne ⇒				85,54 %	14,46 %

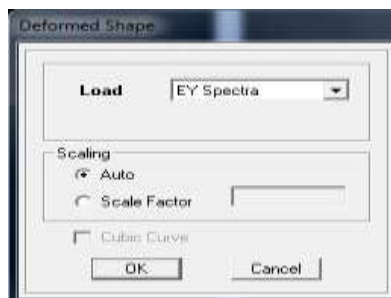
Tableau IV.3 :Récapitulatifs des charges horizontales dans le sens x-x

✚ Sens y-y :

View→set 3D view → une fenêtre apparait on sélectionne YZ on met 0 pour Aperture elevation et plan



Ensuite →display →show deformed shape → on sélectionne la charge .



CHAPITRE IV : MODELISATION ET ETUDE DYNAMIQUE

Ensuite draw → draw section cut

Section Cutting Line Projected Coordinates						
Start Point	X		Y		Z	
	27.9623	0	0			
End Point	X		Y		Z	
	5.2935	0	0			

Resultant Force Location and Angle						
	X		Y		Z	Angle
	11.3344	2.2567	0			175.0467

Include: Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	534.5687	6674.1449	12.2299	0	0	0
Moment	164210.833	13075.929	31332.8701	0	0	0

Section Cutting Line Projected Coordinates						
Start Point	X		Y		Z	
	27.9623	0	0			
End Point	X		Y		Z	
	5.2935	0	0			

Resultant Force Location and Angle						
	X		Y		Z	Angle
	11.3344	2.2567	0			175.0467

Include: Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	503.0462	6264.2056	1883.8043	0	0	0
Moment	127269.297	8191.1517	29540.4046	0	0	0

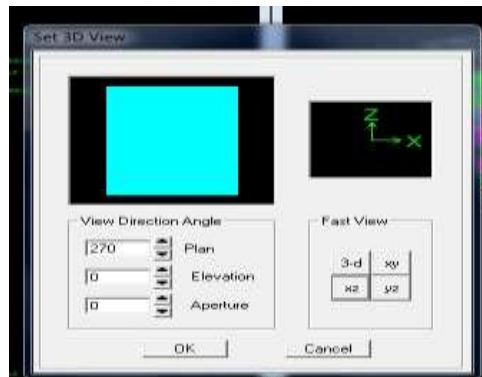
- **Récapitulatif des charges horizontales reprise par les voiles et les portiques dans le sens y-y (combinaison EY) :**

NIVEAU	CHARGES (KN)			POURCENTAGES (%)	
	CHARGES TOTALES	CHARGES VOILES	CHARGES PORTIQUES	VOILES	PORTIQUES
TERRASSE	1434,430	1176,414	309,454	82,01	17,99
ET 8	2563,308	2321,011	275,738	90,55	9,45
ET 7	3608,770	3030,372	619,563	83,97	16,03
ET 6	4401,421	3795,008	642,764	86,22	13,78
ET 5	5084,357	4480,938	638,80	88,13	11,87
ET 4	5666,359	4802,95	912,279	84,76	15,24
ET 3	5763,524	5016,52	793,878	87,04	12,96
ET 2	6133,659	5475,525	706,441	89,27	10,73
ET 1	6415,112	5657,737	807,006	88,19	11,81
RDC	6613,722	6192,112	476,93	93,62	6,38
ENTRE-SOL	6737,952	6736,863	11,485	99	1
Moyenne ⇒				88,43 %	11,57 %

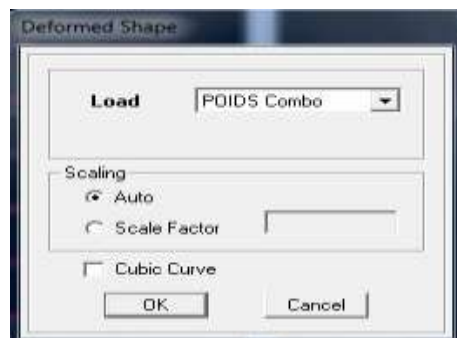
Tableau IV.4 :Récapitulatifs des charges horizontales dans le sens y-y

B- Charges verticales :

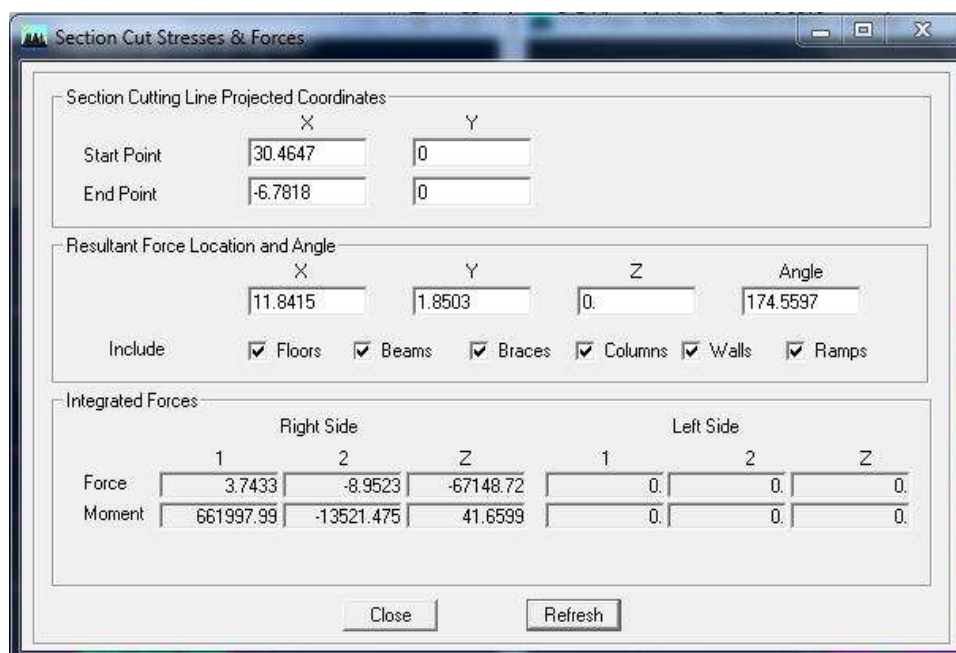
View → set 3D view → une fenêtre apparait on sélectionne XZ on met 0 pour Aperture.



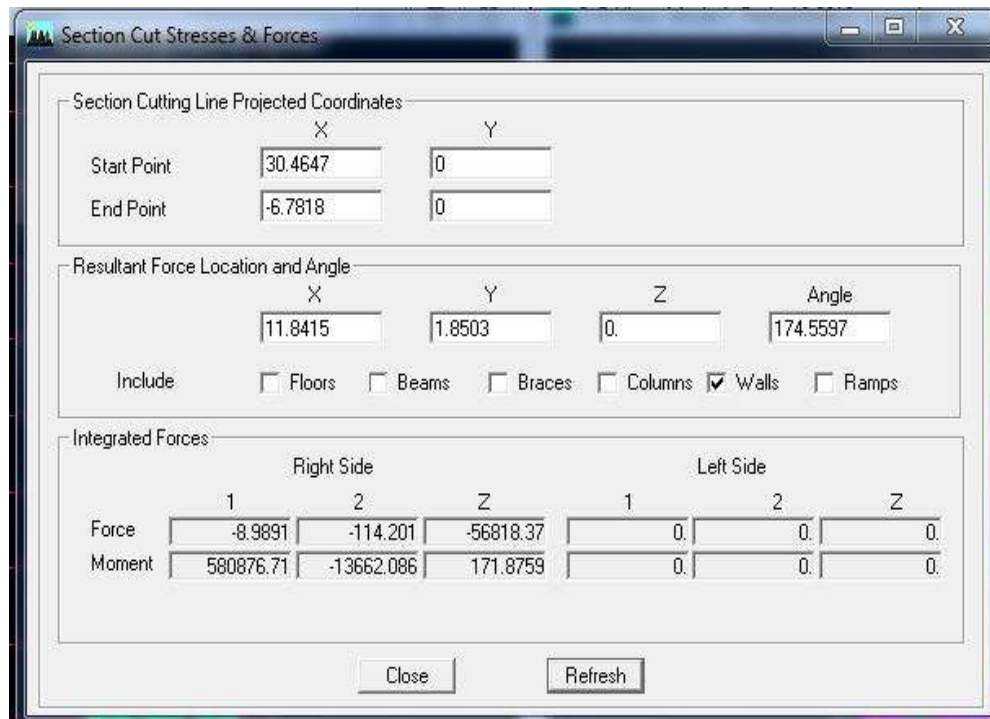
Ensuite → display → show deformed shape → on sélectionne la charge .



Ensuite draw → draw section cut



CHAPITRE IV : MODELISATION ET ETUDE DYNAMIQUE



- **Récapitulatif des charges verticales reprise par les voiles et les portiques avec combinaison Poids :**

NIVEAU	CHARGES (KN)			POURCENTAGES (%)	
	CHARGES TOTALES	CHARGES VOILES	CHARGES PORTIQUES	VOILES	PORTIQUES
TERRASSE	7305,189	6150,363	1154,826	84,19	15,81
ET 8	13586,279	11516,852	2070,889	84,76	15,24
ET 7	19942,478	16736,57	3205,33	83,92	16,08
ET 6	26299,188	22004,594	4292,346	83,67	16,33
ET 5	32654,779	27220,298	5430,503	83,36	16,64
ET 4	39078,998	32205,635	6867,639	82,41	17,59
ET 3	45503,66	37337,497	8158,64	82,05	17,95
ET 2	51927,706	42441,713	9476,763	81,73	18,27
ET 1	58441,618	42217,49	11213,126	72,24	27,76
RDC	64938,325	52330,932	12577,07	80,58	19,42
ENTRE-SOL	73350,223	62612,684	10694,709	85,36	14,64
Moyenne ⇒				82,21 %	17,79 %

Tableau IV.5 :Récapitulatifs des charges verticales

✚ **Conclusion** : d'après l'analyse de logiciel ETABS on constat que :

- Charges horizontales reprises par les voiles dans le sens x-x : **85,54 % > 75 %**
- Charges horizontales reprises par les voiles dans le sens y-y : **88,43 % > 75 %**
- Charges horizontales reprises par les portiques dans le sens x-x : **14,46 % < 25 %**
- Charges horizontales reprises par les portiques dans le sens y-y : **11,57 % < 25 %**
- Charges verticales reprises par les voiles : **82,21 % > 20 %**
- Charges verticales reprises par les portiques : **17,79 % < 25%**

les voiles vont reprendre **88,43 %** des sollicitations dues aux charges horizontales et **82,21 %** des sollicitations dues aux charges verticales .ainsi que les portiques reprennent moins de **25%** des sollicitations dues aux charges horizontales.

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des charges horizontales. Selon le **RPA99 /version 2003 du tableau 4.3**, la structure est de catégorie **4 a** et contreventée par des voiles porteurs. D'où le coefficient de comportement vaut : **R = 3,5**

IV.2.3.2. Facteur d'amplification dynamique moyen :

pour le calcul de facteur d'amplification dynamique (**D**) on utilisent la formule suivante :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2. \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3s. \text{(4.2)} \\ 2,5 \eta (T_2/3)^{2/3} \times (3/T)^{5/3} \dots\dots\dots T > 3s. \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

Tableau 4.7/RPA 99 ⇒ site meuble ⇒ catégorie 3.

La nature du sol : meuble (site 3) ⇒ $T_2 = 0,50$ sec

η : le facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \varepsilon}} \geq 0,7$$

CHAPITRE IV : MODELISATION ET ETUDE DYNAMIQUE

ξ (%) : le pourcentage de l'amortissement critique ; il en est fonction du matériau constructif, du type de la structure et de l'importance des remplissages ; il est donné de **tableau 4.2 – RPA99 / Version 2003**

$$\xi = 10 \% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} \geq 0,7$$

$$\eta = 0,764$$

$$\eta = 0,764 > 0,7 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

T : période fondamentale de la structure.

$$T_{\text{etabs}} = 0,98 \text{ sec} \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3 \Rightarrow 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} = 2,5 \times 0,764 \times \left(\frac{0,50}{0,98}\right)^{2/3} \Rightarrow D = 1,219 \text{ sec}$$

- **Poids du bâtiment (W_{total}) :**

→ On le tire depuis le logiciel **ETABS** à l'aide de la combinaison **Poids**

Integrated Forces						
	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	7.671E-11	2.333E-10	73350.223	-22.1684	10.4517	-69419.98
Moment	830138.41	-9515.993	-8.949E-10	-781656.2	8616.2258	148.4817

Donc :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t = \frac{0,25 \times 1,219 \times 1,15}{3,5} \times 73350,223 \Rightarrow V = 7344,715 \text{ KN}$$

Donc : $V_{\text{statique}} = 7344,715 \text{ KN}$

On doit majorer V_{statique} par $0,8 V = 0,8 \times 7344,715 \Rightarrow 0,8 V = 5875,772 \text{ KN}$

- **Efforts tranchants à la base obtenus par la méthode dynamique :**

- Tableau récapitulatif des efforts tranchants calculés à la base avec le logiciel :

Spec	Mode	Dir	F1	F2
EX	All	All	7051,41	180.55
EY	All	All	180.55	7187,90

Tableau IV.6 : Récapitulatifs des efforts tranchants à la base du bâtiment

$V_{x \text{ dynamique}} = 7051,41 \text{ KN} \rightarrow$ tiré a l'aide de logiciel ETABS

$V_{y \text{ dynamique}} = 7187,90 \text{ KN} \rightarrow$ tiré a l'aide de logiciel ETABS

- **Comparaison des efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique et la méthode statique équivalente :**

$V_{\text{statique}} = 0,8 V = 5875,77 \text{ KN}$

$V_{x \text{ dynamique}} = 7051,41 \text{ KN} > 80\% V = 5875,772 \text{ KN} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

$V_{y \text{ dynamique}} = 7187,90 \text{ KN} > 80\% V = 5875,772 \text{ KN} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

\rightarrow La résultante des forces sismiques à la base $V_{\text{dynamique}}$ obtenue par la combinaison des valeurs modales est supérieures à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

IV.2.4. Vérification des déplacements relatifs : Art 4.4.3. /RPA 99 version 2003

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

R: Coefficient de comportement (**R = 3,5**).

δ_{ek} : Déplacements dus aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

D'après le **RPA 99 / Version 2003 (Art.5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k = 1\% h_e$$

➤ **Remarque :**

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors de calculs des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement dans le spectre de réponse).

CHAPITRE IV : MODELISATION ET ETUDE DYNAMIQUE

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- **Sens longitudinal x-x :**

Story	Diaphragme	UX	δ_{ek}	R	δ_k	Δk	1%He
TERRASSE	D11	0.0451	0.0451	3.5	0.15785	0.014	0.0315
ET8	D10	0.0411	0.0411	3.5	0.14385	0.0147	0.0315
ET7	D9	0.0369	0.0369	3.5	0.12915	0.0161	0.0315
ET6	D8	0.0323	0.0323	3.5	0.11305	0.01715	0.0315
ET5	D7	0.0274	0.0274	3.5	0.0959	0.0182	0.0315
ET4	D6	0.0222	0.0222	3.5	0.0777	0.0182	0.0315
ET3	D5	0.017	0.017	3.5	0.0595	0.01785	0.0315
ET2	D4	0.0119	0.0119	3.5	0.04165	0.01645	0.0315
ET1	D3	0.0072	0.0072	3.5	0.0252	0.01365	0.0315
RDC	D2	0.0033	0.0033	3.5	0.01155	0.00875	0.0315
Entre-sol	D1	0.0008	0.0008	3.5	0.0028	0.0028	0.0408

Tableau IV.7 :Récapitulatifs des déplacements relatifs des portiques sens x-x.

- **Sens transversal y-y :**

Story	Diaphragme	UY	δ_{ek}	R	δ_k	Δk	1%He
TERRASSE	D11	0.041	0.041	3.5	0.1435	0.0126	0.0315
ET8	D10	0.0374	0.0374	3.5	0.1309	0.0133	0.0315
ET7	D9	0.0336	0.0336	3.5	0.1176	0.0147	0.0315
ET6	D8	0.0294	0.0294	3.5	0.1029	0.0161	0.0315
ET5	D7	0.0248	0.0248	3.5	0.0868	0.01645	0.0315
ET4	D6	0.0201	0.0201	3.5	0.07035	0.0168	0.0315
ET3	D5	0.0153	0.0153	3.5	0.05355	0.01645	0.0315
ET2	D4	0.0106	0.0106	3.5	0.0371	0.01505	0.0315
ET1	D3	0.0063	0.0063	3.5	0.02205	0.0126	0.0315
RDC	D2	0.0027	0.0027	3.5	0.00945	0.00805	0.0315
Entre-sol	D1	0.0004	0.0004	3.5	0.0014	0.0014	0.0408

Tableau IV.8 :Récapitulatifs des déplacements relatifs des portiques sens y-y.

→ Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dues aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements admissibles minimaux recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

IV.2.5. Vérification de déplacement maximal : (la flèche)

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la condition suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{H_t}{500} \quad \text{Avec : } f = \text{La flèche admissible.}$$

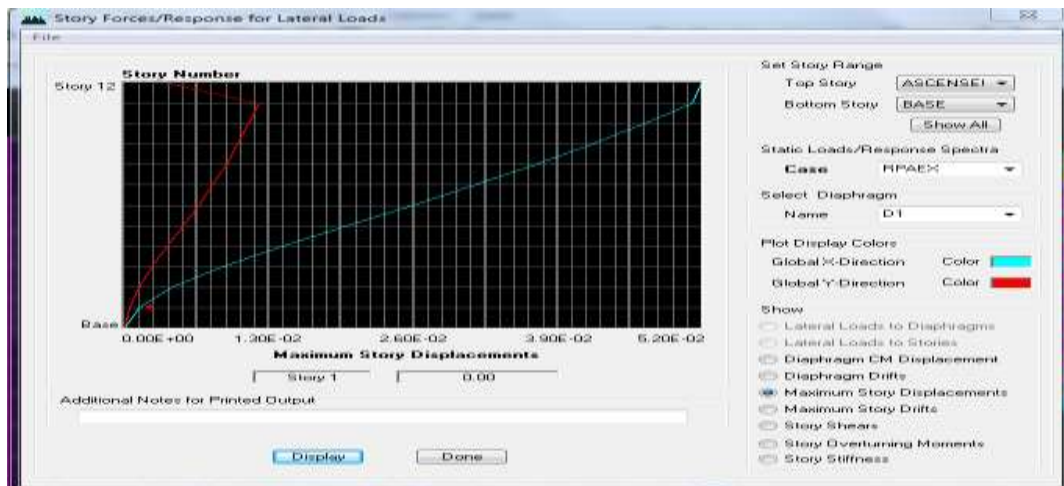
H_t = la hauteur totale du bâtiment

- Sous l'action de E_x ;

$$\delta_{\max} = 0,05 \text{ m} \leq f = \frac{38,73}{500} = 0,077 \text{ m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Story	Diaphragm	Load	UX	f adm	Observation
TERRASSE	D11	EX	0.0451	0.077	Vérifier
ET8	D10	EX	0.0411	0.077	Vérifier
ET7	D9	EX	0.0369	0.077	Vérifier
ET6	D8	EX	0.0323	0.077	Vérifier
ET5	D7	EX	0.0274	0.077	Vérifier
ET4	D6	EX	0.0222	0.077	Vérifier
ET3	D5	EX	0.017	0.077	Vérifier
ET2	D4	EX	0.0119	0.077	Vérifier
ET1	D3	EX	0.0072	0.077	Vérifier
RDC	D2	EX	0.0033	0.077	Vérifier
Entre-sol	D1	EX	0.0008	0.077	Vérifier

Tableau IV.9 :Récapitulatifs des déplacements maximaux sous EX

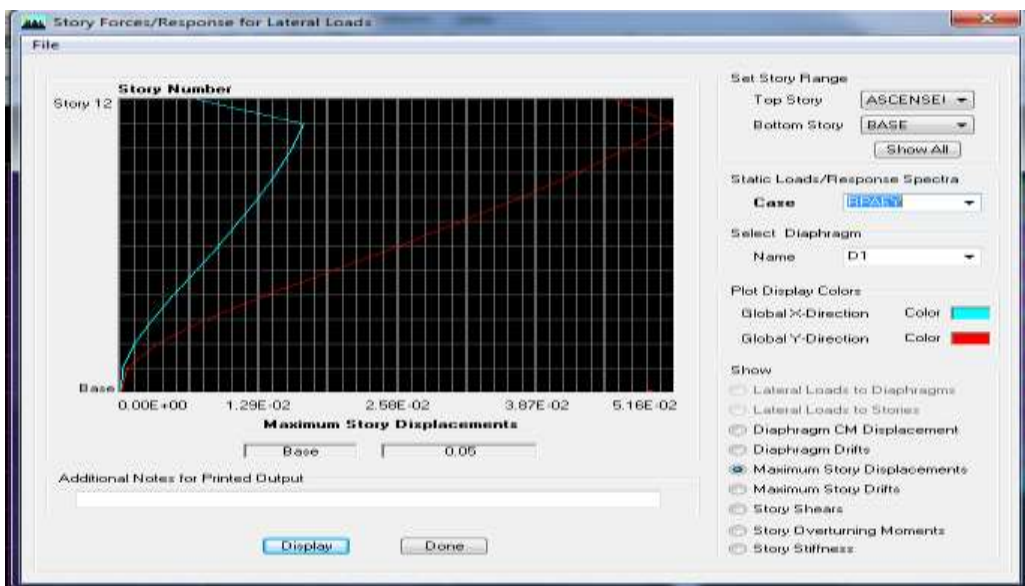


- Sous l'action de E_y :

$$\delta_{\max} = 0,04 \text{ m} \leq f = \frac{38,73}{500} = 0,077 \text{ m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Story	Diaphragm	Load	UY	f adm	Observation
TERRASSE	D11	EY	0.041	0.077	Vérifiée
ET8	D10	EY	0.0374	0.077	Vérifiée
ET7	D9	EY	0.0336	0.077	Vérifiée
ET6	D8	EY	0.0294	0.077	Vérifiée
ET5	D7	EY	0.0248	0.077	Vérifiée
ET4	D6	EY	0.0201	0.077	Vérifiée
ET3	D5	EY	0.0153	0.077	Vérifiée
ET2	D4	EY	0.0106	0.077	Vérifiée
ET1	D3	EY	0.0063	0.077	Vérifiée
RDC	D2	EY	0.0027	0.077	Vérifiée
Entre-sol	D1	EY	0.0004	0.077	Vérifiée

Tableau IV.10 :Récapitulatifs des déplacements maximaux sous EY



IV.2.6. Vérification de l'effet P-Delta ($P - \Delta$) : Art 5.9.RAP99/version 2003

Les effets du 2° ordre (ou effet $P - \Delta$) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K}$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

CHAPITRE IV : MODELISATION ET ETUDE DYNAMIQUE

V_K : Effort tranchant d'étage a niveau k.

h_K : La hauteur de l'étage k.

Δ_K : Déplacement relatif du niveau(k) par rapport au niveau (k-1).

D'où : $\theta_K \leq 0,1$: Effet P-Delta peut être négligé

$0,1 \leq \theta_K \leq 0,2 \Rightarrow$ Amplifiant les effets de l'action sismique par $\frac{1}{1-\theta_K}$

$\theta_K \geq 0,2 \Rightarrow$ Structure instable et doit être redimensionnée.

- **Récapitulatif de l'effet de second ordre (ou effet P- Δ) :**

- **Sens x-x :**

NIVEAU	Hk	Pk	Vk	Δk	θk	$\theta k < 0,10$
TERRASSE	3,15	7126,37	1552.94	0,014	0,02	Vérifiée
ET8	3,15	13427,75	2635.47	0,014	0,02	Vérifiée
ET7	3,15	19786,76	3535.18	0,016	0,03	Vérifiée
ET6	3,15	26145,78	4294.54	0,017	0,03	Vérifiée
ET5	3,15	32504,79	4945.4	0,018	0,04	Vérifiée
ET4	3,15	38931,72	5505.92	0,018	0,04	Vérifiée
ET3	3,15	45358,66	5988.11	0,017	0,04	Vérifiée
ET2	3,15	51785,59	6384.28	0,015	0,04	Vérifiée
ET1	3,15	58301,85	6691.95	0,013	0,04	Vérifiée
RDC	3,15	64850,65	6910.34	0,0081	0,02	Vérifiée
Entre-sol	4,08	73350,22	7051.42	0,0031	0,01	Vérifiée

Tableau IV.11 :Récapitulatifs des Justification vis-à-vis de l'effort P- Δ dans le sens x-x

- **Sens y-y :**

NIVEAU	Hk	Pk	Vk	Δk	θk	$\theta k < 0,10$
TERRASSE	3,15	7126,37	1564.61	0.0126	0,02	Vérifiée
ET8	3,15	13427,75	2673.74	0.0133	0,02	Vérifiée
ET7	3,15	19786,76	3608.46	0.0147	0,02	Vérifiée
ET6	3,15	26145,78	4401.64	0.0161	0,03	Vérifiée
ET5	3,15	32504,79	5083.96	0.0164	0,03	Vérifiée
ET4	3,15	38931,72	5666.11	0.0168	0,04	Vérifiée
ET3	3,15	45358,66	6159.31	0.0164	0,04	Vérifiée
ET2	3,15	51785,59	6556.58	0.015	0,04	Vérifiée
ET1	3,15	58301,85	6858.04	0.0126	0,03	Vérifiée
RDC	3,15	64850,65	7066.36	0.008	0,02	Vérifiée
Entre-sol	4,08	73350,22	7187.9	0.0014	0,01	Vérifiée

Tableau IV.12 :Récapitulatifs des Justification vis-à-vis de l'effort P- Δ dans le sens y-y.

CHAPITRE IV : MODELISATION ET ETUDE DYNAMIQUE

→ On constate que dans les deux directions, les effets du second ordre sont inférieurs à (0,10), donc l'effet P-Delta peut être négligé selon le **RPA99 / Version 2003**.

Conclusion :

Toutes les vérifications au exigences du (**RPA99 / Version 2003**) sont satisfaites, donc la structure est résistante vis-à-vis des sollicitation dynamique .

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

Introduction :

Après avoir terminé la modélisation de la structure à l'aide de logiciel ETABS , nous prendrons soin de calculer le ferrailage nécessaire pour les éléments structuraux tels que les poutres , poteaux et les voiles .

V.1. Les Poutres :

Les poutres seront calculées en flexion simple sous les combinaisons des charges les plus défavorables , et seront ensuite vérifiées à **L'ELS** .

- **Les combinaisons des charges pour le calcul :**

L'ELU : $1,35G + 1,5Q$

L'ELS : $G + Q$

$G + Q \pm E$: RPA99 / Version 2003.

$0,8G \pm E$: RPA99 / Version 2003.

V.1.1. Recommandations du RPA99/version 2003 : (Art.7.5.2)

• **Armatures longitudinales : (Art.7.5.2.1 RPA99/V2003)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - . **4%** en zone courante
 - . **6%** en zone de recouvrement

- La longueur minimale de recouvrement est de **50ϕ** , en zone **III**
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux , sont constitués de **2U** superposés formant un carré ou un rectangle .
- On doit avoir un espacement maximum de **10 cm** entre **deux** cadres et un minimum de **trois** cadres par nœud.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

- **Armatures transversales : Art (7.5.2.2)**

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

• Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires

- Minimum de $(\frac{h}{4}, 12\phi_1)$

- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Avec :

- ϕ : Le plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé.
- Le premier cadre doit être disposé à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Poutres	b (cm)	h (cm)	Section minimum Amin RPA (cm ²)	Section maximum zone nodale Amax RPA (cm ²)	Section maximum zone courante A max RPA (cm ²)
Principales	25	40	5	60	40
Secondaires	25	35	4,375	52,5	35
Palières	25	35	4,375	52,5	35
Chainages	25	35	4,375	52,5	35

Tableau V.1.récapitulatif des recommandations de RPA99 / V2003

V.1.2.Calcul des armatures a L'ELU :

1) Poutres Principales non solidaires aux voiles :

- **Armatures longitudinales :**

- **En travées : M_{tmax} = 68,917 KN.m , Combinaison GQEY**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{68,917 \times 10^3}{25 \times 37,5^2 \times 21,74} = 0,09 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A (Asc = 0)}$$

$$\text{avec } f_{bc} = \frac{0,85 \times f_c}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{0,85 \times 1,15} = 21,74 \text{ MPa}$$

$$\xi = 0,09 \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{68,917 \times 10^3}{0,995 \times 37,5 \times 400} = 4,62 \text{ cm}^2$$

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

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; \text{ avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06.f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_{\min} \geq 0,23 \times 25 \times 37,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,13 \text{ cm}^2$$

. Condition de non fragilité (RPA99/ V2003) :

$$A_{\min} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 25 \times 40 = 5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : 3 HA 14 (filantes) = 4,62 cm}^2$$

- **Aux appuis :** $M_{uT} = -135,399 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{135,399 \times 10^3}{25 \times 37,5^2 \times 21,74} = 0,177 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A (Asc = 0)}$$

$$\text{avec } f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{0,85 \times 1,15} = 21,74 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,177 \Rightarrow \beta = 0,901$$

$$A_{st} = \frac{135,399 \times 10^3}{0,901 \times 37,5 \times 400} = 10,02 \text{ cm}^2$$

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

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; \text{ avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06.f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_{\min} \geq 0,23 \times 25 \times 37,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,13 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

. Condition de non fragilité (RPA99/ V2003) :

$$A_{min} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 25 \times 40 = 5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3 \text{ HA } 16 \text{ (filantes)} + 3 \text{ HA } 14 \text{ (chapeaux)} = 10,65 \text{ cm}^2$$

• Armatures transversales :

- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min(1,14 ; 1,6 ; 2,5)$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 1,14 \text{ cm}^2$$

- Espacement des armatures transversales :

$$\text{. Zone nodale : } St = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right) = (10 \text{ cm} ; 19,2 \text{ cm}) \rightarrow \text{soit } St = 10 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_t = 0,003 \times 10 \times 25 = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{. Zone courante : } St \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } St = 15 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

2) Poutres Principales solidaires aux voiles :

- Armatures longitudinales :

Position	$M_u \text{ Max}$ (KN.m)	Comb	Niveau	Type de section	A_{min} RPA (cm^2)	A trouvé (cm^2)	Ferraillage	Section d'armature adopté (cm^2)
En travées	52,606	GQEY	ET4	SSA	5	3,64	3 HA 16 FIL + 3 HA 14 CHAP	10,65
Aux Appuis	-253,061	GQEY	ET4	SSA	5	21,57	9 HA 16 FIL + 2 HA 16 CHAP	22,12

Tableau V.2.ferraillage des poutres principales solidaire aux voiles de RPA99 / V2003

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

- **Armatures transversales :**

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_1, \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min(1 ; 1,6 ; 2,5) \quad \Rightarrow \text{Soit : } \phi_t = 1 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures transversales :**

. Zone nodale : $St = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1\right) = (8,75 \text{ cm} ; 19,2\text{cm}) \rightarrow \text{soit } St = 8 \text{ cm}$

$$\Rightarrow A_t = 0,003 \times 8,75 \times 25 = 0,656 \text{ cm}^2$$

. Zone courante : $St \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } St = 15 \text{ cm}$

$$\Rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Soit : } 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

3) Poutres secondaires non solidaires aux voiles :

- **Armatures longitudinales :**

Position	$M_u \text{ Max}$ (KN.m)	Comb	Niveau	Type de section	A_{min} RPA (cm^2)	A trouvé (cm^2)	Ferrailage	Section d'armature adopté (cm^2)
En travées	36,502	08GEX	ET4	SSA	5	2,91	3 HA 12 FIL	3,39
Aux Appuis	-96,296	08GEX	ET4	SSA	5	8,19	3 HA 16 FIL + 3 HA 12 CHAP	9,42

Tableau V.3.ferrailage des poutres principales non solidaire aux voiles de RPA99 / V2003

- **Armatures transversales :**

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_1, \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min(1 ; 1,4 ; 2,5)$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 1 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

- **Espacement des armatures transversales :**

. Zone nodale : $St = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1\right) = (8,75 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm}) \rightarrow$ soit **St = 8 cm**

$$\Rightarrow A_t = 0,003 \times 8,75 \times 25 = \mathbf{0,656 \text{ cm}^2}$$

. Zone courante : $St \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm} \rightarrow$ soit **St = 15 cm**

$$\Rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 25 = \mathbf{1,125 \text{ cm}^2} \quad \text{Soit : } \mathbf{4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2}$$

4) **Poutres secondaires solidaires aux voiles :**

• **Armatures longitudinales :**

Position	$M_u \text{ Max}$ (KN.m)	Comb	Niveau	Type de section	A_{min} RPA (cm ²)	A trouvé (cm ²)	Ferraillage	Section d'armature adopté (cm ²)
En travées	84,07	08GEX	ET2	SSA	5	7,04	3 HA16 FIL + 3 HA 14 CHAP	10,65
Aux Appuis	-179,777	08GEX	ET2	SSA	5	17,33	6 HA 16 FIL + 3 HA 16 CHAP	18,10

Tableau V.4.ferraillage des poutres secondaire solidaire aux voiles de RPA99 / V2003

• **Armatures transversales :**

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_1, \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1 ; 1,6 ; 2,5)$$

$$\text{Soit : } \phi_t = \mathbf{1 \text{ cm}^2}$$

- **Espacement des armatures transversales :**

. Zone nodale : $St = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1\right) = (8,75 \text{ cm} ; 19,2 \text{ cm}) \rightarrow$ soit **St = 8 cm**

$$\Rightarrow A_t = 0,003 \times 8,75 \times 25 = \mathbf{0,656 \text{ cm}^2}$$

. Zone courante : $St \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm} \rightarrow$ soit **St = 15 cm**

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

$$\Rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Soit : 4 HA 8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

5) Poutre palière :

• Armatures longitudinales :

$$\left. \begin{array}{l} \text{FeE 400} \\ \gamma_s = 1.15 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu_l = 0.392$$

- En travées : $M_u = 13,675 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13,675 \times 10^3}{25 \times 32,5^2 \times 14,2} = 0,036 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A (Asc = 0)}$$

$$\mu = 0,036 \Rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{13,675 \times 10^3}{0,981 \times 32,5 \times 348} = 1,23 \text{ cm}^2$$

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

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}; \text{ avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06.f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_{\min} \geq 0,23 \times 25 \times 32,5 \times \frac{2,1}{400} = 0,98 \text{ cm}^2$$

. Condition de non fragilité (RPA99/ V2003) :

$$A_{\min} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 25 \times 35 = 4,375 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : 3 HA 14 (Filantes) = 4,62 cm}^2$$

- Aux appuis : $M_{uT} = -24,032 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{24,032 \times 10^3}{25 \times 32,5^2 \times 14,2} = 0,064 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A (Asc = 0)}$$

$$\mu = 0,064 \Rightarrow \beta = 0,967$$

$$A_{st} = \frac{24,032 \times 10^3}{0,966 \times 32,5 \times 348} = 2,20 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

. Condition de non fragilité (Art 4.2.1 .BAEL91 / 99)

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; \text{ avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06.f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_{\min} \geq 0,23 \times 25 \times 32,5 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{0,98 \text{ cm}^2}$$

. Condition de non fragilité (RPA99/ V2003) :

$$A_{\min} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 25 \times 35 = 4,375 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{3 \text{ HA } 14 \text{ (Filantes)} = 4,62 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales :**

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\begin{aligned} \phi_t &\leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_1, \frac{b}{10} \right) \\ \phi_t &\leq \min(1 ; 1,4 ; 2,5) \end{aligned}$$

$$\text{Soit : } \phi_t = \mathbf{1 \text{ cm}^2}$$

- **Espacement des armatures transversales :**

$$\text{. Zone nodale : } St = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1\right) = (8,75 \text{ cm} ; 16,8\text{cm}) \rightarrow \text{soit } \mathbf{St = 8 \text{ cm}}$$

$$\Rightarrow A_t = 0,003 \times 8,75 \times 25 = \mathbf{0,656 \text{ cm}^2}$$

$$\text{. Zone courante : } St = \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } \mathbf{St = 15 \text{ cm}}$$

$$\Rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 25 = \mathbf{1,125 \text{ cm}^2} \quad \Rightarrow \text{Soit : } \mathbf{4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2}$$

6) Poutres de chainages non solidaires aux voiles :

- **Armatures longitudinales :**

Position	$M_{u \text{ Max}}$ (KN.m)	Comb	Niveau	Type de section	A_{\min} RPA (cm ²)	A trouvé (cm ²)	Ferrailage	Section d'armature adopté (cm ²)
En travées	4,386	GQEX	ET3	SSA	5	0,34	3 HA 12 (Filantes)	3,39
Aux Appuis	-22,893	GQEX	ET3	SSA	5	1,80	3 HA 12 (Filantes)	3,39

Tableau V.5.ferrailage des poutres principales solidaire aux voiles de RPA99 / V2003

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

- **Armatures transversales :**

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_1, \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min(1 ; 1,2 ; 2,5)$$

Soit : $\phi_t = 1 \text{ cm}^2$

- **Espacement des armatures transversales :**

. Zone nodale : $St = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1\right) = (8,75 \text{ cm} ; 14,4 \text{ cm}) \rightarrow$ soit **St = 8 cm**

$$\Rightarrow A_t = 0,003 \times 8,75 \times 25 = \mathbf{0,656 \text{ cm}^2}$$

. Zone courante : $St \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm} \rightarrow$ soit **St = 15 cm**

$$\Rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 25 = \mathbf{1,125 \text{ cm}^2} \quad \Rightarrow \text{Soit : } \mathbf{4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2}$$

7) Poutres de chaînages solidaires aux voiles :

- **Armatures longitudinales :**

Position	$M_u \text{ Max}$ (KN.m)	Comb	Niv	Type de section	A_{min} RPA (cm^2)	A trouvé (cm^2)	Ferrailage	Section d'armature adopté (cm^2)
En travées	73,912	GQEX	ET6	SSA	5	6,12	3 HA12 FIL	6,79
Aux Appuis	-93,694	GQEX	ET6	SSA	5	7,94	3 HA14 FIL + 3 HA 12 CHAP	8,01

Tableau V.6.ferrailage des poutres chaînage solidaire aux voiles de RPA99 / V2003

- **Armatures transversales :**

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_1, \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min(1 ; 1,4 ; 2,5)$$

Soit : $\phi_t = 1 \text{ cm}^2$

- **Espacement des armatures transversales :**

. Zone nodale : $St = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1\right) = (8,75 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm}) \rightarrow$ soit **St = 8 cm**

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

$$\Rightarrow A_t = 0,003 \times 8,75 \times 25 = \mathbf{0,656 \text{ cm}^2}$$

. Zone courante : $St \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm} \rightarrow$ soit **St = 15 cm**

$$\Rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 25 = \mathbf{1,125 \text{ cm}^2} \quad \Rightarrow \text{Soit : 4 HA 8} = \mathbf{2,01 \text{ cm}^2}$$

V.1.3.Vérification à ELU :

- **Vérification de rupture par cisaillement : (BAEL 91/99. Art A.5.1.211)**

On a : $\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 \times d}$

Fissuration Peu Préjudiciable $\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \{3,33 ; 5 \text{ MPa}\}$

Eléments	Dimensions	Effort tranchant	Contrainte de cisaillement	Contrainte admissible	Observation
Poutres principales non solidaire aux voiles	25 G40	142,61	1,58	3,33	Condition Vérifier
Poutres principales solidaire aux voiles	25 G40	286,77	3,19	3,33	Condition Vérifier
Poutres secondaires non solidaire aux voiles	25 G35	64,04	0,81	3,33	Condition Vérifier
Poutres secondaires solidaire aux voiles	25 G35	268,57	3,41	3,33	Condition non Vérifier
Poutres Palières	25 G35	19,32	0,245	3,33	Condition Vérifier
Poutres chaînages non solidaires aux voiles	25 G35	18,43	0,234	3,33	Condition Vérifier
Poutres chaînages solidaires aux voiles	25 G35	116	1,47	3,33	Condition Vérifier

Tableau V.7.Vérification de la rupture par cisaillement

Remarque : étant que la contrainte de cisaillement n'est pas vérifiée au niveau des poutres secondaires solidaires aux voiles, donc les armatures transversales sont nécessaires

- **Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3 / BAEL 91 / 99)**

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \quad \text{avec : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Avec :

. Ψ_s : Coefficient de scellement qui égale a 1,5 pour les barres de haute adhérence)

$$\text{D'où : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \Sigma \mu_i}$$

$\Sigma \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \varphi$$

. **Calcul de la contrainte admissible :** $\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = \mathbf{3,15 \text{ MPa}}$.

Il faut que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ Si La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Eléments	Dimensions	Position	Effort tranchant	As (cm ²)	$\Sigma \mu_i$ (mm)	τ_{se}	$\bar{\tau}_{se}$	Observation
Poutres principales non solidaire aux voiles	25 G40	Travées	142,61	4,52	150,72	2,92	3,15	Condition Vérifiée
		Appuis	142,61	10,65	282,6	1,56	3,15	Condition Vérifiée
Poutres principales solidaire aux voiles	25 G40	Travées	286,77	9,24	282,6	3,01	3,15	Condition Vérifiée
		Appuis	286,77	22,12	552,64	1,60	3,15	Condition Vérifiée
Poutres secondaires non solidaire aux voiles	25 G35	Travées	64,04	3,39	113,04	1,94	3,15	Condition Vérifiée
		Appuis	64,04	9,42	226,08	0,999	3,15	Condition Vérifiée
Poutres secondaires solidaire aux voiles	25 G35	Travées	254	10,65	282,6	3,07	3,15	Condition Vérifiée
		Appuis	268,57	18,10	452,16	2,09	3,15	Condition Vérifiée
Poutres Palières	25 G35		19,32				3,15	Condition

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

		Travées		4,62	131,88	0,516		Vérifiée
		Appuis	19,32	4,62	131,88	0,516	3,15	Condition Vérifiée
Poutres chainages non solidaire aux voiles	25 G35	Travées	18,43	3,39	113,04	0,575	3,15	Condition Vérifiée
		Appuis	18,43	3,39	113,04	0,575	3,15	Condition Vérifiée
Poutres chainages solidaire aux voiles	25 G35	Travées	116	6,79	226,08	1,81	3,15	Condition Vérifiée
		Appuis	116	8,01	244,92	1,67	3,15	Condition Vérifiée

Tableau V.8.Vérification de l'adhérence des barres

- **Longueur de scellement droit (Art A.6.1, 221 BAEL91/99): (Ancrage des barres)**

La longueur de scellement droit est : $L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$

Avec : $\tau_{su} = (0,6 \times f_t 28 \times \psi_s^2) = 0,6 \times 2,1 \times (1,5)^2 = 2,835 \text{ MPa}$

- **Pour $\varnothing 10$: $L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 35 \text{ cm}$**
- **Pour $\varnothing 12$: $L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 42 \text{ cm}$**
- **Pour $\varnothing 14$: $L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{14 \times 400}{4 \times 2,835} = 49 \text{ cm}$**
- **Pour $\varnothing 16$: $L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{16 \times 400}{4 \times 2,835} = 56 \text{ cm}$**

- **Longueur d'ancrage mesurée hors crochets :**

- **Pour $\varnothing 10$: $L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$**
- **Pour $\varnothing 12$: $L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42 = 17 \text{ cm}$**
- **Pour $\varnothing 14$: $L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 49 = 19,6 \text{ cm}$**
- **Pour $\varnothing 16$: $L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 56 = 22,4 \text{ cm}$**

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

- Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : BAEL91 modifié 99 (Art. A.5.1.313).

$$\frac{2 V_u}{b_0 \times a} \leq 0,8 \frac{f_c 28}{\gamma_b}$$

Avec : V_u : Effort tranchant maximum

a : la longueur d'appui à considérer ; qui est égale à 0,9 d

b₀ : largeur de la poutre qui égale à 25 cm

→ Influence sur le béton :

- Poutres principales non solidaires aux voiles :

$$V_u \max \leq 0,4 \frac{b_0 \times f_c 28 \times a}{\gamma_b}$$

$$V_u \max \leq 0,4 \frac{25 \times 25 \times 10^{-1} \times 0,9 \times 36}{1,5} = 540 \text{ KN}$$

$$V_u \max = 142,61 \text{ KN} \leq 540 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Poutres principales solidaires aux voiles :

$$V_u \max \leq 0,4 \frac{b_0 \times f_c 28 \times a}{\gamma_b}$$

$$V_u \max \leq 0,4 \frac{25 \times 25 \times 10^{-1} \times 0,9 \times 36}{1,5} = 540 \text{ KN}$$

$$V_u \max = 286,77 \text{ KN} \leq 540 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Poutres secondaires non solidaires aux voiles :

$$V_u \max \leq 0,4 \frac{b_0 \times f_c 28 \times a}{\gamma_b}$$

$$V_u \max \leq 0,4 \frac{25 \times 25 \times 10^{-1} \times 0,9 \times 31,5}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

$$V_u \max = 64,04 \text{ KN} \leq 472,5 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Poutres secondaires solidaires aux voiles :

$$V_u \max \leq 0,4 \frac{b_0 \times f_c 28 \times a}{\gamma_b}$$

$$V_u \max \leq 0,4 \frac{25 \times 25 \times 10^{-1} \times 0,9 \times 31,5}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

$$V_u \max = 268,57 \text{ KN} \leq 472,5 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Poutres Palières :**

$$V_u \max \leq 0,4 \frac{b_o \times f_c 28 \times a}{\gamma_b}$$

$$V_u \max \leq 0,4 \frac{25 \times 25 \times 10^{-1} \times 0,9 \times 31,5}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

$$V_u \max = 19,32 \text{ KN} \leq 472,5 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Poutres chainages solidaires aux voiles :**

$$V_u \max \leq 0,4 \frac{b_o \times f_c 28 \times a}{\gamma_b}$$

$$V_u \max \leq 0,4 \frac{25 \times 25 \times 10^{-1} \times 0,9 \times 31,5}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

$$V_u \max = 116 \text{ KN} \leq 472,5 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Poutres chainages non solidaires aux voiles :**

$$V_u \max \leq 0,4 \frac{b_o \times f_c 28 \times a}{\gamma_b}$$

$$V_u \max \leq 0,4 \frac{25 \times 25 \times 10^{-1} \times 0,9 \times 31,5}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

$$V_u \max = 18,43 \text{ KN} \leq 472,5 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

→ **Influence sur les aciers :**

- **Poutres principales non solidaires aux voiles :**

. **Appuis de rive : (Art : A.5.1.312 BAEL 91 / 99)**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec } A_a = 10,65 \text{ cm}^2.$$

$$A_a \geq \frac{1,15 \times 142,61 \times 10^3}{400} = 4,10 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 10,65 \text{ cm}^2 \geq 4,10 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poutres principales solidaires aux voiles :**

. **Appuis de rive : (Art : A.5.1.312 BAEL 91 / 99)**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec } A_a = 22,12 \text{ cm}^2.$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

$$Aa \geq \frac{1,15 \times 286,77 \times 10^3}{400} = 8,24 \text{ cm}^2$$

$$Aa = 22,12 \text{ cm}^2 \geq 8,24 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poutres secondaires non solidaires aux voiles :**

. **Appuis de rive : (Art : A.5.1.312 BAEL 91 / 99)**

$$Aa \geq \frac{\gamma_s \times Vu}{f_e} \quad \text{Avec } Aa = 8,01 \text{ cm}^2.$$

$$Aa \geq \frac{1,15 \times 64,04 \times 10^3}{400} = 1,84 \text{ cm}^2$$

$$Aa = 8,01 \text{ cm}^2 \geq 1,84 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poutres secondaires solidaires aux voiles :**

. **Appuis de rive : (Art : A.5.1.312 BAEL 91 / 99)**

$$Aa \geq \frac{\gamma_s \times Vu}{f_e} \quad \text{Avec } Aa = 18,10 \text{ cm}^2.$$

$$Aa \geq \frac{1,15 \times 268,57 \times 10^3}{400} = 7,72 \text{ cm}^2$$

$$Aa = 18,10 \text{ cm}^2 \geq 7,72 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poutres chainages solidaires aux voiles :**

. **Appuis de rive : (Art : A.5.1.312 BAEL 91 / 99)**

$$Aa \geq \frac{\gamma_s \times Vu}{f_e} \quad \text{Avec } Aa = 8,01 \text{ cm}^2.$$

$$Aa \geq \frac{1,15 \times 116 \times 10^3}{400} = 3,33 \text{ cm}^2$$

$$Aa = 8,01 \text{ cm}^2 \geq 3,33 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poutres chainages non solidaires aux voiles :**

. **Appuis de rive : (Art : A.5.1.312 BAEL 91 / 99)**

$$Aa \geq \frac{\gamma_s \times Vu}{f_e} \quad \text{Avec } Aa = 3,39 \text{ cm}^2.$$

$$Aa \geq \frac{1,15 \times 18,43 \times 10^3}{400} = 0,53 \text{ cm}^2$$

$$Aa = 3,39 \text{ cm}^2 \geq 0,53 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

- Poutres Palières :

. Appuis de rive : (Art : A.5.1.312 BAEL 91 / 99)

$$Aa \geq \frac{\gamma_s \times Vu}{f_e} \quad \text{Avec } Aa = 4,62 \text{ cm}^2.$$

$$Aa \geq \frac{1,15 \times 19,32 \times 10^3}{400} = 0,55 \text{ cm}^2$$

$$Aa = 4,62 \text{ cm}^2 \geq 0,55 \text{ cm}^2$$

⇒ **Condition vérifiée.**

V.1.4.Vérification ELS :

- **Contrainte dans l'acier :** On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d}$$

. Contrainte admissible : $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

. Contrainte dans les aciers : $\sigma_{st} = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times A_s}$

Eléments	Position	Moment fléchissant Ms (KN.m)	As (cm ²)	Coefficients			σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	Observation
				ρ_1	K1	β_1			
Poutres principales non solidaire aux voiles (25 G40)	Travées	33,957	4,52	0,48	32,62	0,895	223,84	348	Condition Vérifier
	Appuis	-65,905	10,65	1,14	19,13	0,853	193,46	348	Condition Vérifier
Poutres principales solidaire aux voiles (25 G40)	Travées	12,757	10,65	1,14	19,13	0,853	37,45	348	Condition Vérifier
	Appuis	-45,656	22,12	2,36	11,46	0,811	67,867	348	Condition Vérifier
Poutres secondaires non solidaire aux voiles (25 G35)	Travées	14,42	3,39	0,42	35,50	0,901	145,26	348	Condition Vérifier
	Appuis	-32,101	8,01	0,98	20,97	0,861	143,22	348	Condition Vérifier
Poutres secondaires solidaire aux	Travées	3,46	10,65	1,31	17,68	0,847	11,80	348	Condition Vérifier

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

voiles (25 G35)	Appuis	-29,763	18,10	2,23	12,32	0,817	80,51	348	Condition Vérifier
Poutres Palières (25 G35)	Travées	9,959	4,62	0,57	29,64	0,888	74,69	348	Condition Vérifier
	Appuis	-17,486	4,62	0,57	29,64	0,888	131,14	348	Condition Vérifier
Poutres chainages solidaire aux voiles (25 G35)	Travées	-16,873	6,79	0,83	23,46	0,870	87,89	348	Condition Vérifier
	Appuis	-46,845	8,01	0,98	21,1	0,861	209	348	Condition Vérifier
Poutres chainages non solidaire aux voiles (25 G35)	Travées	6,759	3,39	0,42	35,50	0,901	68,09	348	Condition Vérifier
	Appuis	-4,764	3,39	0,42	35,50	0,901	47,99	348	Condition Vérifier

Tableau V.9.Vérification a l'état limite de service

- **Etat limite de compression de béton :**

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

. il faut que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

. Contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1}$

. Contrainte admissible dans le béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$.

→ Les résultats seront récapitulés sous forme d'un tableau :

Eléments	Position	Contrainte dans les aciers (σ_{st})	Coefficients			Contrainte dans le béton	Contrainte admissible	Observation
			ρ_1	K1	β_1			
Poutres principales	Travées	223,84	0,48	32,62	0,895	6,86	15	Condition Vérifier

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

non solidaire aux voiles (25 x40)	Appuis	193,46	1,14	19,13	0,853	10,11	15	Condition Vérifier
Poutres principales solidaire aux voiles (25 x40)	Travées	37,45	1,14	19,13	0,853	1,96	15	Condition Vérifier
	Appuis	67,867	2,36	11,46	0,811	5,92	15	Condition Vérifier
Poutres secondaires non solidaire aux voiles (25 x35)	Travées	145,26	0,42	35,50	0,901	4,12	15	Condition Vérifier
	Appuis	143,22	0,98	20,97	0,861	6,86	15	Condition Vérifier
Poutres secondaires solidaire aux voiles (25 x35)	Travées	11,80	1,31	17,68	0,847	0,67	15	Condition Vérifier
	Appuis	80,51	2,23	12,32	0,817	6,53	15	Condition Vérifier
Poutres Palières (25 x35)	Travées	74,69	0,57	29,64	0,888	2,52	15	Condition Vérifier
	Appuis	131,14	0,57	29,64	0,888	4,42	15	Condition Vérifier
Poutres chainages solidaire aux voiles (25 x35)	Travées	87,89	0,83	23,46	0,870	3,75	15	Condition Vérifier
	Appuis	209	0,98	21,1	0,861	9,90	15	Condition Vérifier
Poutres chainages non solidaire aux voiles (25 x35)	Travées	68,09	0,42	35,50	0,901	1,92	15	Condition Vérifier
	Appuis	47,99	0,42	35,50	0,901	1,35	15	Condition Vérifier

Tableau V.10.Vérification des contraintes dans le béton

Conclusion : L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont **suffisantes**.

- **Etat limite de déformation-Vérification de la flèche : (Art .B.6.5.1. BAEL91 / modifié99) :**

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

Eléments	Longueur (m)	Flèche ETABS (m)	Flèche admissible BAEL ($L/500$)	Observation
Poutres principales non solidaire aux voiles	3,55	0,00015	0,0071	Condition Vérifier
Poutres principales solidaire aux voiles	3,55	0,00044	0,0071	Condition Vérifier
Poutres secondaires non solidaire aux voiles	4,15	0,00015	0,0083	Condition Vérifier
Poutres secondaires solidaire aux voiles	4,15	0,00026	0,0083	Condition Vérifier
Poutres Palières	4,10	0,000055	0,0082	Condition Vérifier
Poutres chainages solidaire aux voiles	4,10	0,00066	0,0082	Condition Vérifier
Poutres chainages non solidaire aux voiles	3,78	0,00032	0,00756	Condition Vérifier

Tableau V.11.Vérification de la flèche

Conclusion : Les conditions sont vérifiées, donc il est pas nécessaire de calculer la flèche

- **Etat limite d'ouverture des fissures (Art A.4.5.3 BAEL91/99) :**

La fissuration est considérée comme étant peu préjudiciable (élément couvert), donc aucune vérification n'est nécessaire a effectuée.

- Coupes transversales de ferrailage des poutres principales : 25 x 40 cm²

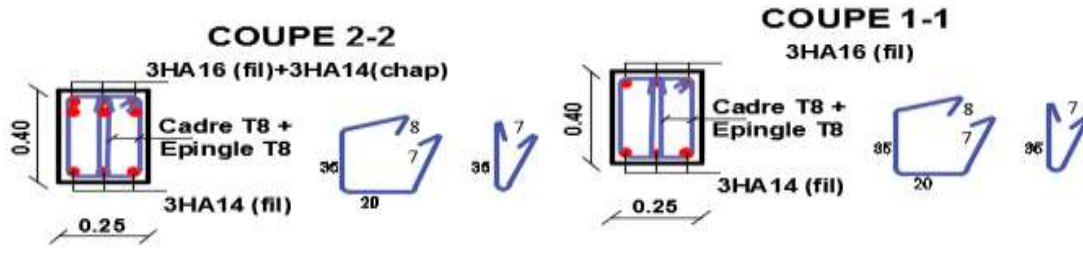


Figure V.1.coupe transversale de ferrailage poutres principales

- Coupes transversales de ferrailage des poutres secondaires 25 x 35 cm² :

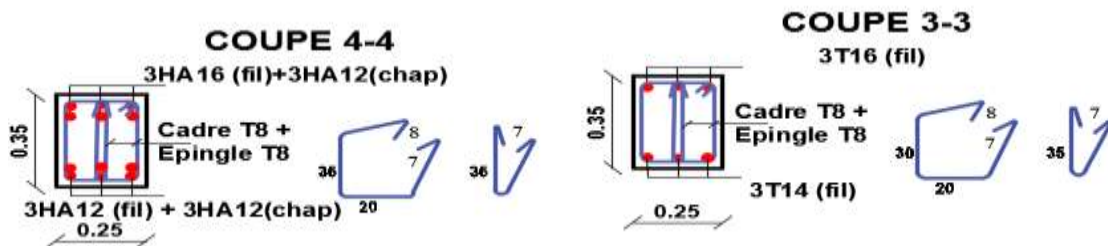


Figure V.2.coupe transversale de ferrailage poutres secondaires

- Coupes transversales de ferrailage des poutres palières 25 x 35 cm² :

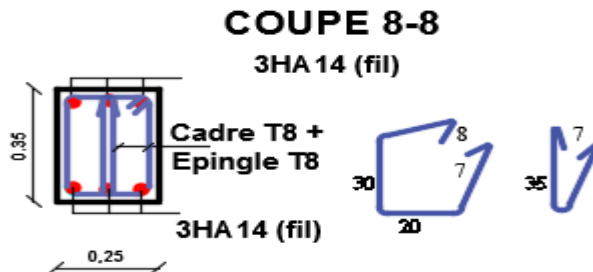


Figure V.3.coupe transversale de ferrailage poutres palières

- Coupes transversales de ferrailage des poutres chaînages 25 x 35 cm² :

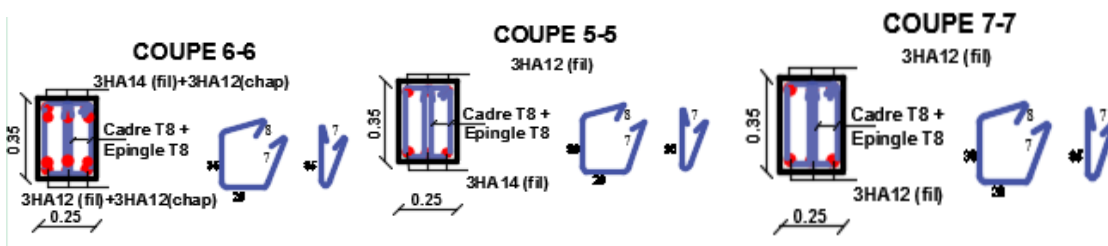


Figure V.4.coupe transversale de ferrailage poutres chaînages

V.2. Les Poteaux :

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

Les poteaux seront calculées en flexion composée sous les combinaisons des charges les plus défavorables , et seront ensuite vérifiées à l'état limite de service **ELS** .

A l'aide de logiciel ETABS on doit extraire les efforts internes correspond aux poteaux

- Effort normal maximal et moment correspondant
 - Effort normal minimal et le moment correspondant
 - Moment fléchissant maximal et effort normal correspondant
- **Les combinaisons des charges pour le calcul :**

L'ELU : $1,35G + 1,5Q$

L'ELS : $G + Q$

$G + Q \pm E$: RPA99 / Version 2003.

$0,8G \pm E$: RPA99 / Version 2003.

V.2.1. Recommandations du RPA99/version 2003 : (Art.7.5.2)

- **Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.1)**
 - Les armatures longitudinales doivent être à hautes adhérences, droites et sans crochets. Leurs pourcentage minimal sera de **0,9 %** en **Zone III**
 - Le pourcentage maximal sera de :
 - . **4%** en zone courante
 - . **6%** en zone de recouvrement
 - Le diamètre minimal est de **12 mm**.
 - La longueur minimale de recouvrement est de **50Φ** en **Zone III**.
 - La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20 cm en zone III**.
 - Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques). $h' = \text{Max} \left(\frac{he}{6} ; b1 ; h1 ; 60 \right)$
- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées a l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale $f_e = 400$ MPa

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau. $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$

Avec : l_f : longueur de flambement de poteau , $l_f = 0,7 l_0$ (cas d'encastrement en deux extrémités)

t : espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} t \leq 10 \text{ cm} & \text{en zone nodale} \\ t' \leq \min \left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\Phi_1 \right) & \text{en zone courante} \end{cases}$$

- La quantité d'armatures transversales minimal $\frac{A_t}{b \times t}$ est donnée comme suit :

. si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3\%$

. si $\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0,8\%$

. si $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites du précédente.

Poteaux	a (cm)	b(cm)	Section minimum Amin RPA (cm ²)	Section maximum zone nodale A max RPA (cm ²)	Section maximum zone courante A max RPA (cm ²)
Zone I	45	45	18,22	121,5	81
Zone II	40	40	14,4	96	64
Zone III	35	35	11,025	73,5	49
Zone IV	30	30	8,1	54	36

Tableau V.12.recommandations de RPA99 / V2003

- Les jonctions par recouvrement : $h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \right)$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

- . Poteau Zone I (45 x 45 cm²) : $h' = \text{Max} \left(\frac{408}{6} ; 45 ; 45 ; 60 \right) = \text{Max} (68 ; 45 ; 45 ; 60) = \mathbf{68 \text{ cm}}$
- . Poteau Zone II (40 x 40 cm²) : $h' = \text{Max} \left(\frac{315}{6} ; 40 ; 40 ; 60 \right) = \text{Max} (52,5 ; 40 ; 40 ; 60) = \mathbf{60 \text{ cm}}$
- . Poteau Zone III (35 x 35 cm²) : $h' = \text{Max} \left(\frac{315}{6} ; 35 ; 35 ; 60 \right) = \text{Max} (52,5 ; 40 ; 40 ; 60) = \mathbf{60 \text{ cm}}$
- . Poteau Zone IV (30 x 30 cm²) : $h' = \text{Max} \left(\frac{315}{6} ; 30 ; 30 ; 60 \right) = \text{Max} (52,5 ; 45 ; 45 ; 60) = \mathbf{60 \text{ cm}}$

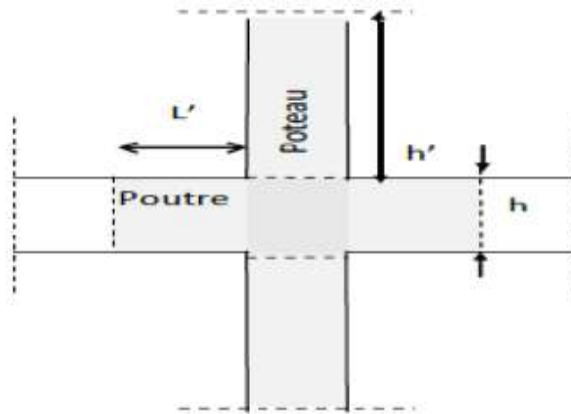


Figure V.5 .schéma des jonctions par recouvrement

V.2.2.Calcul des armatures a L'ELU :

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée à L'ELU sous un effort normal N_u et un moment de flexion M_u , Avec :

$$N_{\max} = 1699,88 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corps}} = 16,672 \text{ KN.m}$$

$$N_{\min} = - 475,31 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corps}} = - 20,166 \text{ KN.m}$$

- Calcul de l'excentricité (position du centre de pression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{16,672 \times 10^2}{1699,88} = 0,98 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c' = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{45}{2} - 2,5 = 20 \text{ cm}$$

$e_u < \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ le centre de pression « C_p » se trouve à l'intérieur de la section délimitée par les aciers, donc : c'est une **section entièrement comprimée (SEC)**.

$$g = e_u + \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 0,98 + 20 = 20,98 \text{ cm}$$

- Calcul de la section d'armatures en flexion simple (armatures fictives) :

- Moment fictif (Mf) : $M_f = N_u \times g = 1699,88 \times 20,98 \times 10^{-2} = \mathbf{356,63 \text{ KN.cm}}$

$X = (0,337h - 0,81c') \times b \times h \times f_{bc} = (0,337 \times 0,45 - 0,81 \times 0,025) \times 0,45 \times 0,45 \times 14,2 \times 10^3 = \mathbf{377,84 \text{ KN.m}}$

$Y = N_u \times (d - c') - M_f = 1699,88 \times (0,425 - 0,025) - 356,63 = \mathbf{323,322 \text{ KN.m}}$

$X > Y \Rightarrow$ **Section partiellement comprimée**

- **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{356,63}{40 \times (42,5)^2 \times 14,2 \times 10^{-1}} = 0,003 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow (\text{Asc} = 0)$$

$$\text{avec } f_{bc} = \frac{0,85 \times f_c}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

pour : $\mu = 0,003 \Rightarrow$ selon le tableau on prendra : $\beta = 0,998$

• **Calcul de la section d'armatures en flexion composée (armatures réelles) :**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{356,63}{0,998 \times 42,5 \times 348 \times 10^{-1}} = 0,243 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,243 - \frac{1699,88}{348 \times 10^{-1}} = 0 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité: (Art : A.4.2.1 / BAEL 91-99)**

$$A_{min} = 0,23 \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,445 \times d}{e_s - 0,185 \times d}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + (0,06 \times 25) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,125 \times 10^2}{1015,27} = 0,012 \text{ cm}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 0,25 \times 0,375 \times 2,1}{400} \times \frac{0,012 - 0,445 \times 0,375}{0,012 - 0,185 \times 0,375} = 0 \text{ cm}^2$$

V.2.2.1. Ferrailage des poteaux :

Pour le calcul de ferrailage on utilise les efforts internes établis par le logiciel **ETABS**

➤ **Armatures longitudinales :**

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

- Ferrailage des poteaux selon le sens longitudinal :

Z O N E	N I V E A U	NU(KN)	Mu (KN.m)	Comb	As' (cm ²)	As (cm ²)	Amin RPA	Ferrailla ge	A adopte r (cm ²)
Z O N E I 45 x 45	ES	$N_{\min} = 375,36$	$M_{\text{cor}}=10,717$	08GEX	4,02	5,36			
	RDC	$N_{\max} = -1647,72$	$M_{\text{cor}}= -15,269$	GQEX	0	0	18,22	12 HA14	18,48
	ET1	$N_{\text{cor}} = -110,16$	$M_{\max}=155,68$	GQEX	8,30	0			
Z O N E II 40 x 40	ET2	$N_{\min} = 241,88$	$M_{\text{cor}} = 56,387$	08GEY	0	6,99			
	ET3	$N_{\max} = -1082,56$	$M_{\text{cor}}=-98,672$	GQEX	0	0	14,4	8 HA 12 + 4 HA 14	15,21
	ET4	$N_{\text{cor}} = -187,84$	$M_{\max}=166,736$	GQEX	0	9,97			
Z O N E III 35 x 35	ET5	$N_{\min} = 70,99$	$M_{\text{cor}}= 10,296$	08GEY	0	1,75			
	ET6	$N_{\max} = -527,29$	$M_{\text{cor}}= -5,244$	GQEX	0	0	11,025	12 HA 12	13,57
	ET7	$N_{\text{cor}} = -158,98$	$M_{\max}= 116,91$	GQEX	0	8,06			
Z O N E IV 30 x 30	ET8	$N_{\min} = 7,38$	$M_{\text{cor}}= 19,063$	08GEX	0	1,87			
	ET9	$N_{\max} = -256,73$	$M_{\text{cor}}=25,281$	ELU	0	0	8,1	8 HA 12	9,05
		$N_{\text{cor}} = -113,91$	$M_{\max}=73,413$	GQEX	0	6,02			

Tableau V.13. Armatures longitudinales des poteaux

- Armatures transversales :

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

Z O N E	N I V E A U	P O T E A U	Espacement (t) (cm)		$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ Avec : L _f =0,7l _o (m)	ρ_a	Vu (KN)	AT RPA	Amin RPA	Ferrailage	A adopter (cm ²)
			Zone nodal e	Zone coura nte							
Z O N E I	ES	45 x 45									
	RDC		10	14	5,72	2,5	99,34	1,93	1,89	4 HA 10	3,14
	ET1										
Z O N E II	ET2	40 x 40									
	ET3		10	12	4,81	3,75	108,66	3,06	2,64	4 HA 10	3,14
	ET4										
Z O N E III	ET5	35 x 35									
	ET6		10	12	5,5	2,5	76,36	1,91	1,26	4 HA 8	2,01
	ET7										
Z O N E IV	ET8	30 x 30									
	ET9		10	12	6,42	2,5	47,75	1,19	1,08	4 HA 8	2,01

Tableau V.14. Armatures transversales des poteaux

V.2.3. Vérification a L'ELU :

- **Vérification au cisaillement :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale a la valeur limite suivante : $\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$

Il faut que : $\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

Avec : $\rho_b = 0,075$ si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_b = 0,04$ si $\lambda_g \leq 5$

Z O N E	N I V E A U	P O T E A U	$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ Avec : $L_f = 0,7l_0$ (m)	ρ_b	Vu (KN)	τ_u	$\bar{\tau}_{bu}$	Observation
Z O N E I	ES	45 x 45	5,72	0,075	99,34	0,545	1,875	Condition Vérifier
	RDC							
	ET1							
Z O N E II	ET2	40 x 40	4,81	0,04	108,66	0,754	1	Condition Vérifier
	ET3							
	ET4							
Z O N E III	ET5	35 x 35	5,5	0,075	76,36	0,693	1,875	Condition Vérifier
	ET6							
	ET7							
Z O N E IV	ET8	30 x 30	6,42	0,075	47,75	0,589	1,875	Condition Vérifier
	ET9							

Tableau V.15. Vérification de cisaillement

- **Longueur de scellement droit (Art A.6.1, 221 BAEL91/99): (Ancrage des barres)**

La longueur de scellement droit est : $LS = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$

Avec : $\tau_{su} = (0,6 \times f_t \times \psi_s^2) = 0,6 \times 2,1 \times (1,5)^2 = 2,835 \text{ MPa}$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

- Pour $\varnothing 12$: $L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 42 \text{ cm}$
- Pour $\varnothing 14$: $L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{14 \times 400}{4 \times 2,835} = 49 \text{ cm}$

- **Longueur d'ancrage mesurée hors crochets :**
 - Pour $\varnothing 12$: $L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42 = 17 \text{ cm}$
 - Pour $\varnothing 14$: $L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 49 = 19,6 \text{ cm}$

- **La longueur minimale de recouvrement : (RPA99 / V2003 Art.7.5.2.1)**
 - Pour $\varnothing 12$: $L_c = 50 \times \Phi = 50 \times 1,2 = 60 \text{ cm}$
 - Pour $\varnothing 14$: $L_c = 50 \times \Phi = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm}$

V.2.4.Vérification a L'ELS :

La vérification des contraintes à l'ELS consiste à vérifier que les contraintes maximales supérieures et inférieures dans le béton et dans les aciers sont au plus égales aux contraintes admissibles

Avec : σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers inférieurs.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers supérieurs.

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

Il faut que : **. Pour les aciers : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$**

. Pour le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

→ Deux cas peuvent se présenter :

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée.

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

- Vérification d'une section entièrement comprimée

. On calcul l'air de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$

. On détermine la position du centre de gravité

$$X_G = 15 \frac{A'_s(0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

. On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

. Les contraintes dans le béton sont : $\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

- Vérification d'une section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + L_C$

Avec : y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

L_C : la distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante : $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

$$L_C = \frac{h}{2} + C_s$$

$$\text{Avec : } p = -3L_C^2 - \frac{90A'_s}{b} (L_C - c') + \frac{90A_s}{b} (d - L_C)$$

$$q = -2L_C^3 - \frac{90A'_s}{b} (L_C - c')^2 + \frac{90A_s}{b} (d - L_C)$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

$$\text{On calcul : } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

- Si $\Delta \geq 0$ alors il faut calculer :

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

$$t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q), \quad u = t^{\frac{1}{3}}, \quad y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

- Si $\Delta \leq 0$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right)$$
$$y_2^2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right)$$
$$y_2^3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

Avec :

$$\cos\varphi = \frac{3q}{2q} \sqrt{\frac{3}{|P|}} \quad \text{et} \quad a = \sqrt{\frac{|P|}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + Lc < h$

$$I = \frac{b}{S} y_1^3 + 15 [A_S (d - y_1)^2 + A'_S (y_1 + c')^2]$$

Finalemment : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_S}{I} Y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

→ Les résultats seront récapitulés sous forme d'un tableau :

NIVEAU	NS (KN)	Ms (KN.m)	Comb	σ_{bs}	σ_{bi}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_{ss}	σ_{si}	$\bar{\sigma}_{st}$	Observation
				(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	
ES RDC ET1	$N_{min} = -26,58$	$M_{cor}=0,439$	ELS	0,15	0,1		2,18	1,51		
	$N_{max} = -1015,27$	$M_{cor}=2,446$	ELS	4,83	4,55	15	72,2	68,5	348	Condition Vérifiée
	$N_{cor} = -715,22$	$M_{max}=26,291$	ELS	4,8	1,82		69,4	29,7		
ET2 ET3 ET4	$N_{min} = -210,92$	$M_{cor} = -6,829$	ELS	1,78	0,68		25,2	11,2		
	$N_{max} = -670,92$	$M_{cor}= 6,435$	ELS	4,43	3,4	15	65,5	51,9	348	Condition Vérifiée
	$N_{cor}=-440,23$	$M_{max}=27,251$	ELS	4,76	0,37		67,3	9,71		
ET5 ET6 ET7	$N_{min} = -87,44$	$M_{cor}= -1,292$	ELS	0,81	0,51		11,8	7,92		
	$N_{max} = -382,59$	$M_{cor}= 7,019$	ELS	3,71	2,05	15	53,9	32,6	348	Condition Vérifiée
	$N_{cor} = -242,41$	$M_{max}=27,967$	ELS	5,64	0		75,5	34,3		
ET8 ET9	$N_{min} = -14,88$	$M_{cor}= -4,153$	ELS	1,48	0		16,3	42,9		
	$N_{max} = -187,82$	$M_{cor}=18,502$	ELS	6,11	0	15	79,8	37,8	348	Condition Vérifiée
	$N_{cor} = -140,55$	$M_{max}=22,871$	ELS	7,93	0		95,5	140		

Tableau V.16.Vérification a l'état limite de service

Conclusion : on constate que les contraintes maximales sont toutes vérifiées

V.2.5.SPECIFICATIONS POUR LES NŒUDS POTEAUX-POUTRES :

- Dispositions constructives :

Les dispositions constructives données pour les poteaux et pour les poutres et telles que reprises en particulier doivent être respectées pour leurs parties communes que sont les nœuds et ce, afin d'assurer un minimum de confinement préservant au maximum l'intégrité de ces derniers et permettre au reste de la structure de déployer ses capacités de dissipation d'énergie.

- Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant :

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majorateur. de 1,25 . Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les maisons individuelles et les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

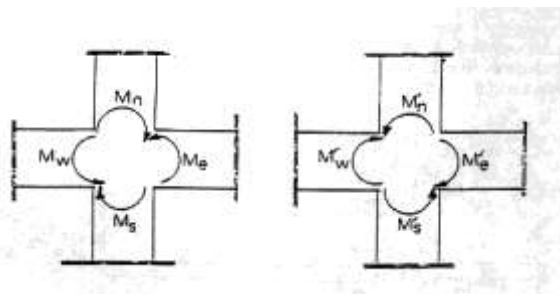


Figure V.6. Spécifications pour les nœuds poteaux-poutres

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|) \quad ; \quad |M'_n| + |M'_s| \geq 1.25 (|M'_w| + |M'_e|)$$

- Moment Sud Poteau 45 x 45 cm² :

. Calcul de l'excentricité (position du centre de pression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{16,672 \times 10^2}{1699,88} = 0,98 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c' = 20 \text{ cm}$$

$$e_u < \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{section entièrement comprimée (SEC).}$$

$$g = e_u + \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 0,98 + 20 = 20,98 \text{ cm}$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

- **Calcul de la section d'armatures en flexion simple (armatures fictives) :**

- Moment fictif (Mf) : $M_f = N_u \times g = 1699,88 \times 20,98 \times 10^{-2} = 356,63 \text{ KN.cm}$

$$X = (0,337h - 0,81c') \times b \times h \times f_{bc} = (0,337 \times 0,45 - 0,81 \times 0,025) \times 0,45 \times 0,45 \times 14,2 \times 10^3 = 377,84 \text{ KN.m}$$

$$Y = N_u \times (d - c') - M_f = 1699,88 \times (0,425 - 0,025) - 356,63 = 323,322 \text{ KN.m}$$

$X > Y \Rightarrow$ **Section partiellement comprimée**

- **Moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{356,63}{40 \times (42,5)^2 \times 14,2 \times 10^{-1}} = 0,003 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow (A_{sc} = 0)$$

$$\text{avec } f_{bc} = \frac{0,85 \times f_c}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

pour : $\mu = 0,003 \Rightarrow$ selon le tableau : $\beta = 0,998$

$$d'où : M_{\text{résistant}} = A_{st} \times \beta \times d \times \sigma_{st}$$

$$M_{\text{résistant}} = 18,48 \times 0,998 \times 42,5 \times 348 \times 10^3 = 272,77 \text{ KN.m}$$

- **Moment Nord Poteau 40 x 40 cm² :**

.Calcul de l'excentricité (position du centre de pression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{37,579 \times 10^2}{920,68} = 4,08 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c' = 17,5 \text{ cm}$$

$e_u < \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ **section entièrement comprimée (SEC).**

$$g = e_u + \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 4,08 + 17,5 = 21,58 \text{ cm}$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

- **Calcul de la section d'armatures en flexion simple (armatures fictives) :**

- Moment fictif (Mf) : $M_f = N_u \times g = 920,68 \times 21,58 \times 10^{-2} = \mathbf{198,683 \text{ KN.cm}}$

$$X = (0,337h - 0,81c') \times b \times h \times f_{bc} = (0,337 \times 0,40 - 0,81 \times 0,025) \times 0,40 \times 0,40 \times 14,2 \times 10^3 = \mathbf{260,258 \text{ KN.m}}$$

$$Y = N_u \times (d - c') - M_f = 920,68 \times (0,375 - 0,025) - 198,683 = \mathbf{123,555 \text{ KN.m}}$$

$X > Y \Rightarrow$ **Section partiellement comprimée**

- **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{198,683}{40 \times (37,5)^2 \times 14,2 \times 10^{-1}} = 0,002 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \mathbf{SSA \Rightarrow (Asc = 0)}$$

avec $f_{bc} = \frac{0,85 \times f_c}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = \mathbf{14,16 \text{ MPa}}$

pour : $\mu = 0,002 \Rightarrow$ selon le tableau : $\beta = 0,999$

d'où : $M_{résistant} = A_{st} \times \beta \times d \times \sigma_{st}$

$$M_{résistant} = 15,21 \times 10^{-4} \times 0,999 \times 0,375 \times 348 \times 10^3 = \mathbf{198,29 \text{ KN.m}}$$

- **Moment Est Poutre principale 25 x 40 cm² :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{68,917 \times 10^3}{25 \times 37,5^2 \times 21,74} = 0,09 < 0,392 \Rightarrow \mathbf{S.S.A (Asc = 0)}$$

Avec : $f_{bc} = \frac{0,85 \times f_c}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = \mathbf{14,16 \text{ MPa}}$

$$\mu = 0,09 \Rightarrow \beta = 0,995$$

d'où : $M_{résistant} = A_{st} \times \beta \times d \times \sigma_{st}$

$$M_{résistant} = 4,62 \times 10^{-4} \times 0,995 \times 0,375 \times 348 \times 10^3 = \mathbf{59,99 \text{ KN.m}}$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

- **Moment West Poutre principale 25 x 40 cm² :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{135,399 \times 10^3}{25 \times 37,5^2 \times 21,74} = 0,177 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A (Asc = 0)}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0,85 \times f_c}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 28}{1 \times 1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,177 \Rightarrow \beta = 0,901$$

$$\text{d'où : } M_{\text{résistant}} = A_{st} \times \beta \times d \times \sigma_{st}$$

$$M_{\text{résistant}} = 10,65 \times 10^{-4} \times 0,901 \times 0,375 \times 348 \times 10^3 = 125,22 \text{ KN.m}$$

- **Vérification :** Il faut que : $|M_n| + |M_s| \geq 1,25 (|M_w| + |M_e|)$

$$M_s + M_n = 272,77 + 198,29 = 471,06 \text{ KN.m}$$

$$M_e + M_w = 59,99 + 125,22 = 185,21 \text{ KN.m}$$

$$471,06 \geq 231,51 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Tableau récapitulatif des moments résistants :**

Elément	Zone	Dimensions	Effort normal	Combo	Moment résistant				Observation
					Mn	Ms	Me	Mw	
Poteau	I	45 x 45	1699,88	ELU	/	272,77	/	/	Conditions vérifiées
Poteau	II	40 x 40	920,68	ELU	198,29	/	/	/	
Poutre	I	25 x 40	0	ELU	/	/	59,99	125,22	

Tableau V.17. Récapitulatif des moments résistants

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

- POTEAU 45 X 45 cm² :

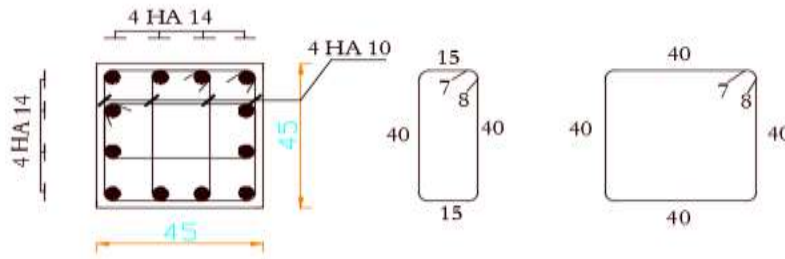


Figure V.7.coupe transversale de ferrailage poteaux 45 x 45 cm²

- POTEAU 40 X 40 cm² :

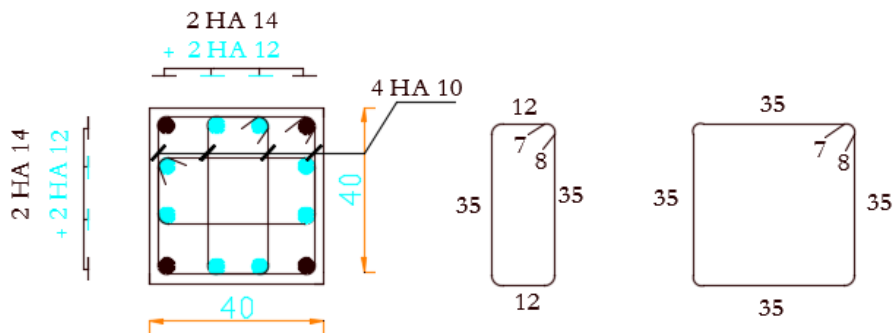


Figure V.8.coupe transversale de ferrailage poteaux 40 x 40 cm²

- POTEAU 35 X 35 cm² :

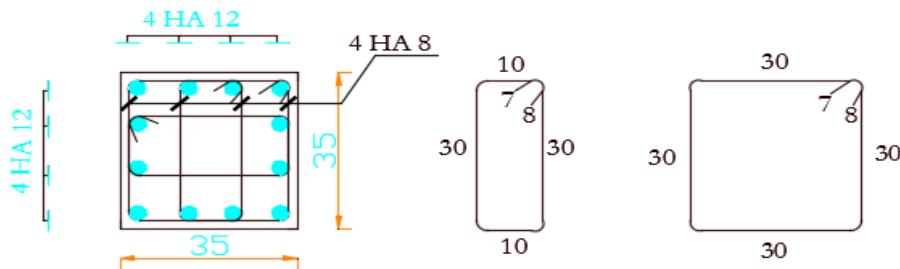


Figure V.9.coupe transversale de ferrailage poteaux 35 x 35 cm²

- POTEAU 30 X 30 cm² :

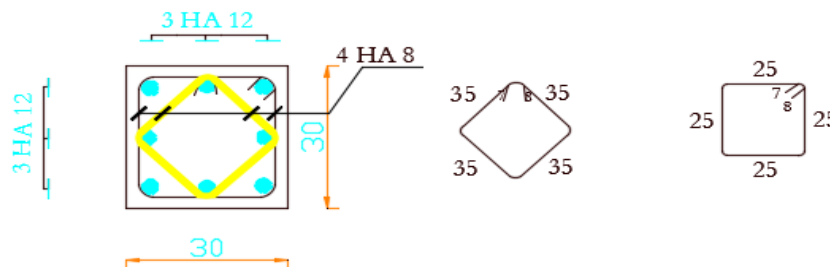


Figure V.10.coupe transversale de ferrailage poteaux 30 x 30 cm²

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

V.3. Les voiles de contreventement :

Les voiles de contreventement seront calculées en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (**G**) et aux surcharges d'exploitation (**Q**), et sous l'action des sollicitations horizontales dues aux charges sismiques (**E**)

A l'aide de logiciel ETABS on doit extraire les efforts internes correspondants aux voiles :

- Effort normal maximal et moment correspondant
- Effort normal minimal et le moment correspondant
- Moment fléchissant maximal et effort normal correspondant

• Les combinaisons des charges de calcul :

L'ELU : $1,35G + 1,5Q$

L'ELS : $G + Q$

$G + Q \pm E$: RPA99 / Version 2003.

$0,8G \pm E$: RPA99 / Version 2003.

• Zones de ferrailage des voiles :

- **ZONE I** : Entre-sol / RDC / ET 1
- **ZONE II** : ET 2 / ET 3 / ET 4
- **ZONE III** : ET 5 / ET 6 / ET 7
- **ZONE IV** : ET 8 / ET 9 / ASCENSEUR

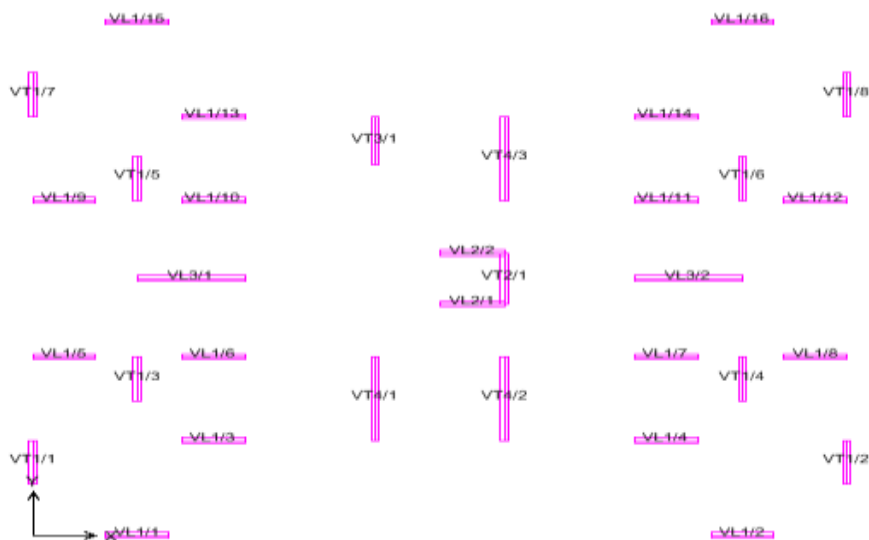


Figure V.11. schéma de la disposition des voiles de contreventement

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

- Les voiles seront calculer par la méthode de la RDM (calculs des contraintes) à partir des sollicitations les plus défavorables , on utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie de la section

V et V': bras de levier : $V = V' = \frac{L}{2}$

Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes pour des bandes verticales de largeur « **d** » :

Avec : **L'** : longueur de la zone comprimé.

h_e : hauteur libre de l'étage.

➤ **Longueur de la zone tendue :** $L_t = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} L$

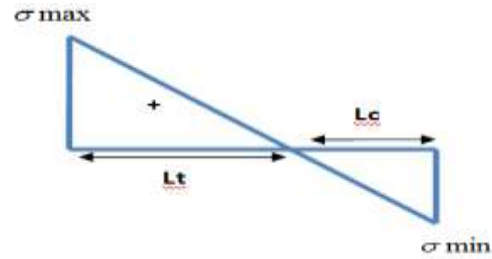
➤ **Longueur de la zone comprimé :** $L_c = L - L_t$

- En fonction des contraintes trois type de section peut se présenté :
 - Section partiellement comprimé
 - Section entièrement comprimé
 - Section entièrement tendue

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

- **Cas de section partiellement comprimé :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \times L_t \times e$$



➤ **Armatures verticales :**

- La section d'armature est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

➤ **Armature de couture : (Art 7.7.4.3. RPA99 / V 2003)**

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les **aciers de couture** dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec : } \bar{V} = 1,4 \times T$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

➤ **Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10 Φ** et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingle dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (**Art 7.7.4.3 du RPA99/ 2003**).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface

➤ **Armature pour les potelets**

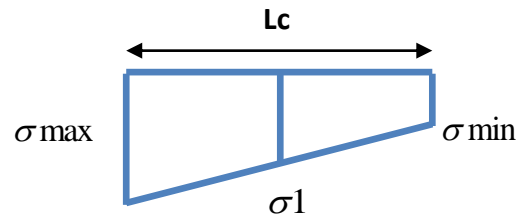
Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

- **Cas de section entièrement comprimé :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times Lc \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_{\min}}{2} \times Lc \times e$$



e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du tronçon considéré

- **Situation accidentelle** : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$
- **Situation courante** : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$

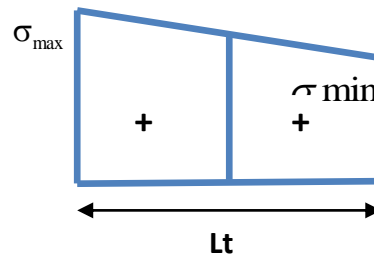
→ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1,21 BAEL91/99}).$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1,21 BAEL91/99}).$$

- **Cas de section entièrement tendue :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \times Lt \times e$$



e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :

➤ **Armatures verticales :**

- La section d'armature est égale à : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

➤ **Armatures verticales minimales :**

$$A_{\min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e} \text{ (Condition non fragilité BAEL91/99 .Art A4.2.1).}$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \text{ (Section minimal du RPA99/ V2003. Art 7.7.4.1).}$$

❖ **Règles communes : (Art 7.7.4.3. RPA99 / V 2003)**

- Le pourcentage minimum d'armatures **verticales** et **horizontales** des trumeaux, est donné comme suit :

. Globalement dans la section du voile **0,15 %**

. En zone courante **0,10 %**

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes : $S \leq 1,5 a$

$$S \leq 30\text{cm}$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

V.3. 1. Calcul des contraintes :

- **Voiles longitudinales :**

. Voile longitudinale VL1 : **Longueur : 2 m** **Epaisseur : 0,25 m**

Zone	Etages	Section (m ²)	Inertie (m ⁴)	Effort normal (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	Comb	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	Type de section
Zone I	E-S RDC ET1	0,5	0,1667	Nmax= -3152	Mcorr=-435,768	GQEX	-8,919	-3,689	SEC
				Nmin=-847,46	Mcorr = 438,018	08GEX	4,323	-0,933	SPC
				Ncorr= -1396,54	Mmax = 2819,51	GQEX	14,124	-19,710	SPC
Zone II	ET2 ET3 ET4	0,5	0,1667	Nmax= -2489,12	Mcorr = -720,938	GQEX	-9,304	-0,653	SEC
				Nmin = 653,32	Mcorr = 182,85	08GEX	2,404	0,210	SET
				Ncorr = -1145,68	Mmax = 846,54	GQEX	2,788	-7,371	SPC
Zone III	ET5 ET6 ET7	0,5	0,1667	Nmax= -1424,37	Mcorr = -240,957	GQEX	-4,294	-1,403	SEC
				Nmin = 285,47	Mcorr = 380,831	08GEX	2,856	-1,714	SPC
				Ncorr = -969,85	Mmax = 483,957	GQEX	0,964	-4,843	SPC
Zone IV	ET8 ET9	0,5	0,1667	Nmax= -571,74	Mcorr = -89,77	ELU	-1,682	-0,605	SEC
				Nmin = 59,38	Mcorr = 318,932	08GEX	2,032	-1,795	SPC
				Ncorr = -94,51	Mmax = 394,589	GQEX	2,179	-2,557	SPC

Tableau V.18. Récapitulatif des contraintes de VL1

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

. Voile longitudinale VL2 : - Longueur : 2,05 m

- Epaisseur : 0,25 m

Zone	Etages	Section (m ²)	Inertie (m ⁴)	Effort normal (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	Comb	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	Type de section
Zone I	E-S RDC ET1	0,512	0,1795	Nmax=-3761,8	Mcorr=-197,1	GQEY	-8,466	-6,214	SEC
				Nmin=1522,8	Mcorr =205,961	08GEY	4,148	1,795	SET
				Ncor=-980,4	Mmax =1554,815	08GEY	6,966	-10,792	SPC
Zone II	ET2 ET3 ET4	0,512	0,1795	Nmax=-2450,21	Mcorr=-121,7	GQEY	-5,476	-4,086	SEC
				Nmin=584,21	Mcorr =141,166	08GEY	1,946	0,334	SET
				Ncor=-1172,72	Mmax =1182,595	GQEY	4,465	-9,042	SPC
Zone III	ET5 ET6 ET7	0,512	0,1795	Nmax=-1247,56	Mcorr=-82,57	GQEY	-2,906	-1,963	SEC
				Nmin=353,28	Mcorr =15,697	08GEY	0,779	0,600	SET
				Ncor=-151,12	Mmax =325,162	08GEX	1,562	-2,152	SPC
Zone IV	ET8 ET9 A-C	0,512	0,1795	Nmax=-825,61	Mcorr=-97,61	GQEY	-2,168	-1,054	SEC
				Nmin=339,98	Mcorr =28,13	08GEY	0,824	0,503	SET
				Ncor=-14,18	Mmax =228,02	08GEX	1,275	-1,330	SPC

Tableau V.19. Récapitulatif des contraintes de VL2

.Voile longitudinale VL 3 : - Longueur : 3,43 m

- Epaisseur : 0,25 m

Zone	Etages	Section (m ²)	Inertie (m ⁴)	Effort normal (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	Comb	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	Type de section
Zone I	E-S RDC ET1	0,857	0,8407	Nmax=-4107,88	Mcorr=-13,259	ELU	-4,818	-4,763	SEC
				Nmin=-1543,46	Mcorr =2203,198	08GEX	2,694	-6,294	SPC
				Ncor=-2749,42	Mmax =4365,243	GQEX	5,699	-12,111	SPC
Zone II	ET2 ET3 ET4	0,857	0,8407	Nmax=-2938,09	Mcorr=-132,041	ELU	-3,696	-3,157	SEC
				Nmin=-1018	Mcorr =974,681	08GEX	0,801	-3,175	SPC
				Ncor=-2219,09	Mmax =2493,16	GQEX	2,498	-7,674	SPC
Zone III	ET5 ET6 ET7	0,857	0,8407	Nmax=-1853,18	Mcorr=-132,456	ELU	-2,431	-1,891	SEC
				Nmin=-490,9	Mcorr =1094,864	08GEX	1,661	-2,806	SPC
				Ncor=-997,84	Mmax =1280,267	GQEX	1,448	-3,775	SPC
Zone IV	ET8 ET9	0,857	0,8407	Nmax=-752,68	Mcorr=-131,835	ELU	-1,147	-0,609	SEC
				Nmin=-138,68	Mcorr =122,549	08GEX	0,088	-0,412	SPC
				Ncor=-572,02	Mmax =1038,823	GQEX	1,452	-2,786	SPC

Tableau V.20. Récapitulatif des contraintes de VL3

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

. Voile transversale VT 3 : - Longueur : 2,20 m

- Epaisseur : 0,25 m

Zone	Etages	Section (m ²)	Inertie (m ⁴)	Effort normal (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	Comb	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	Type de section
Zone I	E-S RDC ET1	0,55	0,2218	Nmax=-3698,32	Mcorr=-37,942	ELU	-6,912	-6,536	SEC
				Nmin=-849,77	Mcorr =356,297	08GEY	0,222	-3,312	SPC
				Ncor=-3184,83	Mmax =1766,258	GQEY	2,968	-14,549	SPC
Zone II	ET2 ET3 ET4	0,55	0,2218	Nmax=-2738,81	Mcorr=-84,549	ELU	-5,399	-4,560	SEC
				Nmin=-731,26	Mcorr =383,042	08GEY	0,570	-3,229	SPC
				Ncor=-2508,53	Mmax =811,086	GQEY	-0,539	-8,583	SEC
Zone III	ET5 ET6 ET7	0,55	0,2218	Nmax=-1761,90	Mcorr=-54,979	ELU	-3,476	-2,931	SEC
				Nmin=-447,98	Mcorr =423,135	08GEY	1,284	-2,913	SPC
				Ncor=-878,7	Mmax =472,907	GQEY	0,747	-3,943	SPC
Zone IV	ET8 ET9	0,55	0,2218	Nmax=-729,88	Mcorr=-36,606	ELU	-1,509	-1,146	SEC
				Nmin=-146,55	Mcorr =196,855	08GEY	0,710	-1,243	SPC
				Ncor=-458,23	Mmax =375,36	GQEY	1,028	-2,694	SPC

Tableau V.23. Récapitulatif des contraintes de VT3

. Voile transversale VT 4 : - Longueur : 3,78 m

- Epaisseur : 0,25 m

Zone	Etages	Section (m ²)	Inertie (m ⁴)	Effort normal (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	Comb	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	Type de section
Zone I	E-S RDC ET1	0,945	1,1252	Nmax=-5811,79	Mcorr=-144,907	ELU	-6,393	-5,907	SEC
				Nmin=-763,3	Mcorr =2393,614	08GEY	3,213	-4,828	SPC
				Ncor=-4244,5	Mmax =6026,9	08GEY	5,632	-14,615	SPC
Zone II	ET2 ET3 ET4	0,945	1,1252	Nmax=-4131,9	Mcorr=-64,993	ELU	-4,482	-4,263	SEC
				Nmin=-551,3	Mcorr =1280,261	08GEY	1,567	-2,734	SPC
				Ncor=-806,72	Mmax =3107,229	08GEY	4,365	-6,073	SPC
Zone III	ET5 ET6 ET7	0,945	1,1252	Nmax=-4042,99	Mcorr=-111,22	ELU	-4,465	-4,091	SEC
				Nmin=-506,33	Mcorr =1205,71	08GEY	1,489	-2,561	SPC
				Ncor=-967,15	Mmax =2986,888	08GEY	3,994	-6,040	SPC
Zone IV	ET8 ET9	0,945	1,1252	Nmax=-1081,51	Mcorr=-87,091	ELU	-1,291	-0,998	SEC
				Nmin=-120,12	Mcorr =610,33	08GEY	0,898	-1,152	SPC
				Ncor=-461,11	Mmax =1509,348	GQEY	2,047	-3,023	SPC

Tableau V.24. Récapitulatif des contraintes de VT4

V.3. 2. Ferrailage des voiles :

- Cas d'une section partiellement comprimée :

N.B : on travail avec les contraintes les plus défavorable

. Longueur de voile : $L = 2 \text{ m}$

$$\sigma_{max} = 18,033 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = -20,777 \text{ MPa}$$

$$\text{Longueur de la zone tendue : } L_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} L = \frac{18,033}{18,033 - 20,777} \times 2 = \mathbf{0,93 \text{ m}}$$

$$\text{Longueur de la zone comprimée : } L_c = L - L_t = \mathbf{1,07 \text{ m}}$$

➤ Armatures verticales :

- Calcul de l'effort normal :

$$N1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} \times L_t \times e = \frac{18,033 \times 10^3}{2} \times 0,93 \times 0,25 = 2093,37 \text{ KN}$$

- Calcul de la section d'armature nécessaire :

$$A_{v1} = \frac{N1}{\sigma_s} = \frac{2096,37}{400 \times 10^{-1}} = 52,33 \text{ cm}^2$$

Avec : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ (cas de situation courants)

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa} \text{ (cas de situation accidentelle)}$$

- Section d'armature minimal : le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20% (Art 7.7.4.1 RPA99 / V 2003)

➤ Armature de couture : (Art 7.7.4.3. RPA99 / V 2003)

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec : } \bar{V} = \mathbf{1,4} \times T$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

$$T \text{ Etabs} = 933,37 \text{ KN}$$

$$\bar{V} = 1,4 \times 933,37 = \mathbf{1306,72 \text{ KN}}$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1306,72}{400 \times 10^{-1}} = \mathbf{35,93 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\text{min RPA}} = 0,002 \times L_t \times e = 0,002 \times 93 \times 25 = \mathbf{4,65 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\text{min}} \geq \frac{B \times f_t 28}{f_e} = \frac{930 \times 250 \times 2,1}{400} = \mathbf{12,20 \text{ cm}^2}$$

- Armature de couture pour la zone tendue (pour $L_t = 0,93 \text{ m}$) : $A_{vj} = 16,71 \text{ cm}^2$
- Section d'armature total : $A_{st} = A_{v1} + A_{vj} = 52,33 + 16,71 = \mathbf{69,04 \text{ cm}^2}$
- Section d'armature par nappe : $\frac{A_{st}}{2} = \frac{69,04}{2} = \mathbf{34,52 \text{ cm}^2}$
- **Choix de ferrailage : 11 HA 20 = 34,55 cm² espacées de 8 cm**

➤ Armature horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\varnothing$. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

BEAL 91/modifier 99

$$A_H = \frac{69,04}{4} = \mathbf{17,26 \text{ cm}^2}$$

$$A_H = 0,15\% \times L_t \times e = 0,0015 \times 93 \times 25 = \mathbf{3,49 \text{ cm}^2} \quad \text{RPA99/ V2003}$$

$$A_H = 0,10\% \times L_t \times e = 0,0010 \times 93 \times 25 = \mathbf{2,325 \text{ cm}^2} \quad \text{RPA99/ V2003}$$

- **Choix de ferrailage : 11 HA 20 = 34,55 cm² espacées de 11 cm**

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

➤ Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4\text{HA}10$

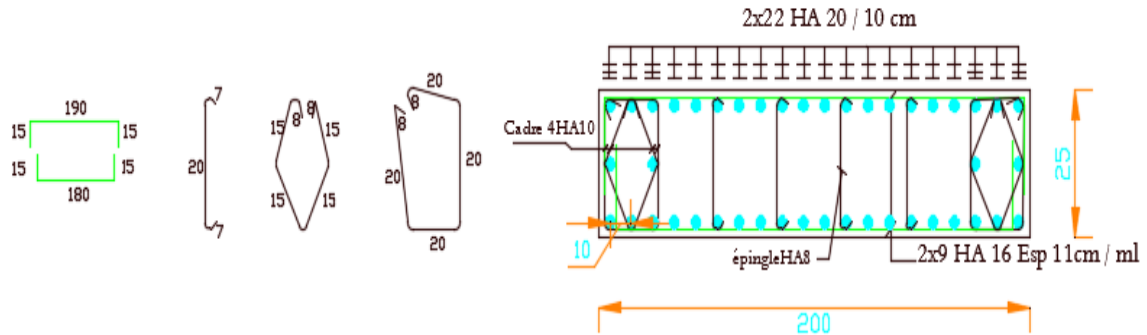


Figure V.12. coupe transversale de ferrailage de voile transversale VT1

- Cas de section entièrement tendue :

N.B : on travail avec les contraintes les plus défavorable

. Longueur de voile : $L = 2,05 \text{ m}$

$$\sigma_{max} = 4,148 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = 1,795 \text{ MPa}$$

Longueur de la zone tendue : $L_t = L = 2,05 \text{ m}$

Longueur de la zone comprimée : $L_c = L - L_t = 0 \text{ m}$

➤ Armatures verticales :

- Calcul de l'effort normal :

$$N1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} \times d \times e = \frac{(4,148 + 1,795) \times 10^3}{2} \times 2,05 \times 0,25 = 1523,66 \text{ KN}$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

- Calcul de la section d'armature nécessaire :

$$Av1 = \frac{N1}{\sigma_s} = \frac{1523,66}{400 \times 10^{-1}} = 38,09 \text{ cm}^2$$

Avec : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ (cas de situation courants)

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa} \text{ (cas de situation accidentelle)}$$

- Section d'armature minimal : le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20% (Art 7.7.4.1 RPA99 / V 2003)

➤ **Armature de couture : (Art 7.7.4.3. RPA99 / V 2003)**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec : } \bar{V} = 1,4 \times T$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

$$T \text{ Etabs} = 78,03 \text{ KN}$$

$$\bar{V} = 1,4 \times 848,95 = 109,242 \text{ KN}$$

$$Avj = 1,1 \times \frac{109,242}{400 \times 10^{-1}} = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \text{ RPA} = 0,002 \times L_t \times e = 0,002 \times 205 \times 25 = 10,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq \frac{B \times f_t 28}{f_e} = \frac{2050 \times 250 \times 2,1}{400} = 26,90 \text{ cm}^2$$

- Section d'armature total :

$$Ast1 = Av1 + Avj = 38,09 + 3 = 41,09 \text{ cm}^2$$

- Section d'armature par nappe : $\frac{Ast}{2} = \frac{41,09}{2} = 20,55 \text{ cm}^2$

- **Choix de ferrailage : 4 HA 16 + 9 HA 14 = 21,89 cm² espacées de 10 cm**

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

➤ Armature horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\varnothing$. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

$$A_H = \frac{A_v}{4} \text{ BEAL 91/modifier 99}$$

$$A_H = \frac{41,09}{4} = 10,27 \text{ cm}^2$$

$$A_H = 0,15\% \times L_t \times e = 0,0015 \times 205 \times 25 = 7,69 \text{ cm}^2 \quad \text{RPA99/ V2003}$$

$$A_H = 0,10\% \times L_t \times e = 0,0010 \times 205 \times 25 = 5,125 \text{ cm}^2 \quad \text{RPA99/ V2003}$$

- **Choix de ferrailage : 7 HA 14 = 10,78 cm² espacées de 10 cm**

➤ Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

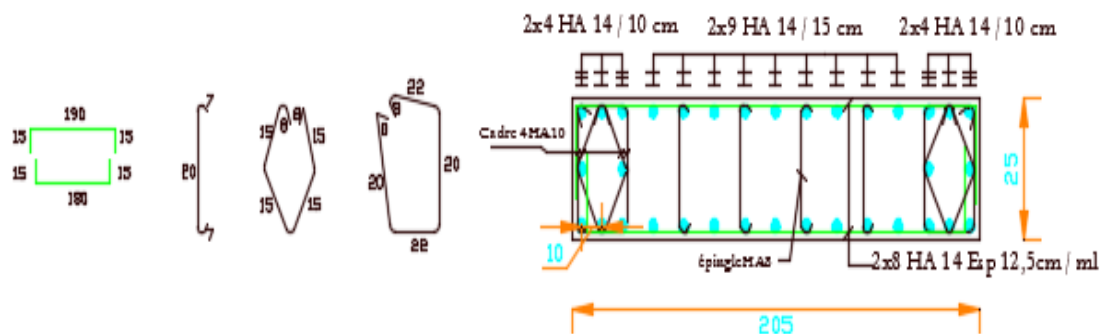


Figure V.13.coupe transversale de ferrailage de voile longitudinale VL1

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

→ Le ferrailage des voiles sera récapitulé sous forme des tableaux :

- Voile longitudinale VL1 :

		ZONE I		ZONE II		ZONE III		ZONE IV	
L (m)		2		2		2		2	
Ep (m)		0,25		0,25		0,25		0,25	
Type de section		SPC	SPC	SET	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
Lt (m)		1,644	0,83	2	0,55	1,25	0,33	1,06	0,92
Lc (m)		0,355	1,17	0	1,45	0,75	1,67	0,94	1,08
Efforts tranchant		437,38	759,85	224,3	269,9	157,04	106,07	85,94	17,67
N_t (KN)		888,90	1474,02	653,5	191,28	446,21	40,01	269,73	250,636
A_v (cm²)		22,22	36,85	16,34	4,78	11,16	1	6,74	6,26
A_{vj} (cm²)		16,84	29,25	8,64	10,39	6,05	4,08	3,31	0,68
A_{vj} pour L_T (cm²)		13,85	12,14	8,64	2,85	3,77	1	1,76	0,31
A_{totale} adopté (cm²)		36,07	48,99	24,98	7,63	14,93	2	8,5	6,57
A_{min} RPA (cm²)		8,22	4,65	10	2,75	6,25	1,65	5,31	4,6
A_{min} BAEL (cm²)		21,59	12,20	26,25	7,20	16,41	4,33	13,94	12,08
A_{totale} adopté/nappe (cm²)		18,04	24,49	12,49	3,81	7,46	3,715	4,25	3,28
Armatures horizontale (BAEL) (cm²)		9,02	12,25	6,57	1,91	3,73	0,25	2,125	1,64
Armatures horizontale (BAEL) /nappe (cm²)		4,51	6,12	3,12	0,95	1,87	0,125	1,06	0,82
Armatures horizontale (RPA) (cm²)		6,15	3,49	7,5	2,06	4,69	1,24	3,97	3,45
Ferrailage adopté pour la section totale de voile (cm²)	A_v	17 HA 20 Espacées de 15 cm		17 HA 16 Espacées de 15 cm		17 HA14 Espacées de 15 cm		17 HA12 Espacées de 15 cm	
	Section totale adopté	53,40		34,17		26,18		19,23	
	A_H / ml	8 HA 14 Espacées de 12,5 cm		8 HA12 Espacées de 12,5 cm		5 HA12 Espacées de 20 cm		5 HA12 Espacées de 20 cm	
	Section adopté	12,32		9,05		5,65		5,65	

Tableau V.25. Récapitulatif de ferrailage de VL1

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

- Voile longitudinale VL2 :

		ZONE I		ZONE II		ZONE III		ZONE IV	
L (m)		2,05		2,05		2,05		2,05	
Ep (m)		0,25		0,25		0,25		0,25	
Type de section		SET	SPC	SET	SPC	SET	SPC	SET	SPC
Lt (m)		2,05	0,80	2,05	0,68	2,05	0,86	2,05	1
Lc (m)		0	1,25	0	1,37	0	1,19	0	1,05
Efforts tranchant		78,03	542,8	242,01	811,25	90,36	148,84	66,82	86,44
N_t (KN)		1522,89	700,22	584,25	378,23	353,37	168,34	339,27	159,91
A_{v1} (cm²)		38,07	17,50	14,60	9,45	8,83	4,21	8,48	4
A_{vj} (cm²)		3	20,89	9,32	31,23	3,48	5,73	2,57	3,33
A_{vj} pour L_T (cm²)		3	8,19	9,32	10,32	3,48	2,41	2,57	1,63
A_{totale} adopté (cm²)		41,07	25,69	23,92	19,77	12,31	6,62	11,05	5,63
A_{min} RPA (cm²)		10,25	4	10,25	3,4	10,25	4,30	10,25	5
A_{min} BAEL (cm²)		26,90	10,5	26,91	8,925	26,91	11,29	26,91	13,12
A_{totale} adopté/nappe (cm²)		20,54	12,84	11,96	9,88	6,15	4,79	5,52	2,81
Armatures horizontale (BAEL) (cm²)		10,27	6,42	5,98	10,99	3,08	1,65	2,76	1,41
Armatures horizontale (BAEL) /nappe (cm²)		5,135	3,21	2,99	4,942	1,54	0,83	1,38	0,916
Armatures horizontale (RPA) (cm²)		7,68	3	7,69	2,47	7,68	3,23	7,68	0,70
Ferrailage adopté pour la section totale de voile (cm²)	A_v	17 HA14 Espacées de 15 cm		17 HA12 Espacées de 15 cm		17 HA12 Espacées de 15 cm		17 HA12 Espacées de 15 cm	
	Section totale adopté	26,18		19,23		19,23		19,23	
	A_H/ ml	8 HA 14 Espacées de 12,5 cm		7 HA 12 Espacées de 14 cm		7 HA 12 Espacées de 14 cm		7 HA 12 Espacées de 14 cm	
	Section adopté	12,32		7,92		7,92		7,92	

Tableau V.26. Récapitulatif de ferrailage de VL2

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

- Voile longitudinale VL3 :

	ZONE I		ZONE II		ZONE III		ZONE IV		
L (m)	3,43		3,43		3,43		3,43		
Ep (m)	0,25		0,25		0,25		0,25		
Type de section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
Lt (m)	1,03	1,1	0,69	0,84	1,27	0,95	0,60	1,17	
Lc (m)	2,4	2,33	2,74	2,59	2,15	2,48	2,83	2,25	
Efforts tranchant	577,02	287,38	251,21	480,82	173,96	169,03	212,14	163,04	
N_t (KN)	346,21	781,88	69,19	263,02	264,81	172,12	6,64	213,29	
A_{v1} (cm²)	8,66	19,55	1,73	6,57	6,62	4,30	0,16	5,33	
A_{vj} (cm²)	22,21	11,06	9,67	18,51	6,69	6,51	8,17	6,28	
A_{vj} pour L_T (cm²)	6,66	3,56	1,94	4,55	2,49	1,80	1,44	2,15	
A_{totale} adopté (cm²)	15,32	23,11	3,68	11,12	9,11	6,10	1,6	7,48	
A_{min} RPA (cm²)	5,15	5,5	3,45	4,2	6,35	4,75	3	5,85	
A_{min} BAEL (cm²)	13,52	14,44	9,06	11,025	16,67	12,47	7,875	15,35	
A_{totale} adopté/nappe (cm²)	7,66	11,55	1,84	5,56	4,55	3,05	0,80	3,74	
Armatures horizontale (BAEL) (cm²)	3,83	5,77	0,92	2,78	2,28	1,525	0,40	1,87	
Armatures horizontale (BAEL) /nappe (cm²)	1,91	2,89	0,46	1,39	1,14	0,76	0,20	0,935	
Armatures horizontale (RPA) (cm²)	3,86	4,125	2,59	3,15	4,76	3,56	2,25	4,39	
Ferrailage adopté pour la section totale de voile (cm²)	A_v	20 HA14 Espacées de 25 cm		20 HA14 Espacées de 25 cm		20 HA12 Espacées de 25 cm		20 HA12 Espacées de 25 cm	
	Section totale adopté	30,8		30,8		22,6		22,6	
	A_H/ ml	5 HA 12 Espacées de 20 cm		5 HA 12 Espacées de 20 cm		5 HA 12 Espacées de 20 cm		5 HA 12 Espacées de 20 cm	
	Section adopté	5,65		5,65		5,65		5,65	

Tableau V.27. Récapitulatif de ferrailage de VL3

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

- Voile longitudinale VT1 :

	ZONE I		ZONE II		ZONE III		ZONE IV	
L (m)	2		2		2		2	
Ep (m)	0,25		0,25		0,25		0,25	
Type de section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
Lt (m)	1,28	0,93	0,46	0,60	0,66	0,72	0,87	0,84
Lc (m)	0,72	1,07	1,53	1,40	1,34	1,28	1,13	1,16
Efforts tranchant	184,86	933,37	60,34	330,31	44,68	205,23	51,49	125,58
N_t (KN)	122,946	2096,37	18,54	225,86	36,86	221,1	55,41	238,95
A_{v1} (cm²)	3,07	52,33	0,46	5,65	0,92	5,53	1,39	5,97
A_{vj} (cm²)	7,12	35,93	2,32	12,72	1,72	7,90	1,98	4,83
A_{vj} pour L_T (cm²)	4,57	16,71	0,54	3,83	0,57	2,84	0,86	2,03
A_{totale} adopté (cm²)	7,65	69,04	1	9,47	1,49	8,37	2,25	8,01
A_{min} RPA (cm²)	6,4	4,65	2,3	3	3,3	3,6	4,35	4,20
A_{min} BAEL (cm²)	16,8	12,20	6,04	7,87	8,66	9,45	11,42	11,025
A_{totale} adopté/nappe (cm²)	3,82	34,52	0,5	4,74	0,75	4,18	1,12	4
Armatures horizontale (BAEL) (cm²)	1,91	17,26	0,26	2,37	0,37	2,09	0,56	2
Armatures horizontale (BAEL) /nappe (cm²)	0,956	8,63	0,13	1,18	0,19	1,05	0,28	1
Armatures horizontale (RPA) (cm²)	4,8	3,49	1,72	2,25	2,47	2,7	3,26	3,15
Ferraillage adopté pour la section totale de voile (cm²)	A_v	22 HA20 Espacées de 10 cm	22 HA16 Espacées de 10 cm	22 HA14 Espacées de 10 cm	22 HA12 Espacées de 10 cm			
	Section totale adopté	69,1	44,22	33,88	24,89			
	A_H / ml	9 HA 16 Espacées de 11 cm	5 HA 12 Espacées de 20 cm	5 HA 12 Espacées de 20 cm	5 HA 12 Espacées de 20 cm			
	Section adopté	18,10	5,65	5,65	5,65			

Tableau V.28. Récapitulatif de ferraillage de VT1

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

- Voile longitudinale VT2 :

		ZONE I		ZONE II		ZONE III		ZONE IV	
L (m)		2,30		2,30		2,30		2,30	
Ep (m)		0,25		0,25		0,25		0,25	
Type de section		SET	SPC	SPC	SPC	SET	SPC	SET	SPC
Lt (m)		2,30	0,87	2,06	0,87	2,30	0,85	2,30	0,99
Lc (m)		0	1,43	0,23	1,43	0	1,45	0	1,31
Efforts tranchant		85,77	542,8	52,98	911,24	30,99	630,99	8,39	261,74
N_t (KN)		1522,89	583,07	142,44	702,44	158,7	387	214,47	276,41
A_{v1} (cm²)		38,07	14,58	3,56	17,56	3,97	9,67	5,37	6,91
A_{vi} (cm²)		3,30	20,89	2,04	35,08	1,19	24,29	0,32	10,08
A_{vj} pour L_T (cm²)		3,30	7,92	1,83	13,31	1,19	8,97	0,32	4,34
A_{totale} adopté (cm²)		41,37	22,5	5,39	30,87	5,16	18,65	5,69	11,25
A_{min} RPA (cm²)		11,5	4,35	10,30	4,35	11,50	4,25	11,50	4,95
A_{min} BAEL (cm²)		30,19	11,42	27,039	11,42	30,19	11,15	30,19	12,99
A_{totale} adopté/nappe (cm²)		20,68	11,25	2,69	15,43	2,58	9,32	2,84	5,62
Armatures horizontale (BAEL) (cm²)		13,42	5,62	1,35	7,72	1,29	4,66	1,42	2,81
Armatures horizontale (BAEL) /nappe (cm²)		10,34	2,81	0,67	3,86	0,64	2,33	0,71	1,41
Armatures horizontale (RPA) (cm²)		5,17	3,26	7,725	3,26	8,625	3,19	8,625	3,71
Ferrailage adopté pour la section totale de voile (cm²)	A_v	19 HA16 Espacées de 15 cm		19 HA16 Espacées de 15 cm		19 HA14 Espacées de 15 cm		19 HA12 Espacées de 15 cm	
	Section totale adopté	38,19		38,19		29,26		21,49	
	A_H/ ml	9 HA 14 Espacées de 11 cm		7 HA 12 Espacées de 14 cm		5 HA 12 Espacées de 20 cm		5 HA 12 Espacées de 20 cm	
	Section adopté	13,85		7,92		5,65		5,65	

Tableau V.29. Récapitulatif de ferrailage de VT2

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

- Voile longitudinale VT3 :

		ZONE I		ZONE II	ZONE III		ZONE IV	
L (m)		2,20		2,20	2,20		2,20	
Ep (m)		0,25		0,25	0,25		0,25	
Type de section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
Lt (m)		0,14	0,37	0,33	0,67	0,35	0,80	0,61
Lc (m)		2,06	1,83	1,87	1,53	1,85	1,40	1,59
Efforts tranchant		279,53	343,25	169,85	86,68	112,18	11,15	60,92
N_t (KN)		3,83	138,29	23,51	108,02	32,72	70,98	78,08
A_{v1} (cm²)		0,1	3,46	0,59	2,70	0,82	1,77	1,95
A_{vj} (cm²)		10,76	13,21	6,54	3,34	4,32	0,43	2,35
A_{vj} pour L_T (cm²)		0,68	2,24	0,98	1,02	0,69	0,16	0,65
A_{totale} adopté (cm²)		0,78	5,70	1,57	3,72	1,51	1,93	2,6
A_{min} RPA (cm²)		0,70	1,85	1,65	3,35	1,75	4	3,05
A_{min} BAEL (cm²)		1,84	4,86	4,33	8,79	4,59	10,50	8,01
A_{totale} adopté/nappe (cm²)		0,39	2,85	0,78	1,86	0,75	0,96	1,30
Armatures horizontale (BAEL) (cm²)		0,19	1,42	0,39	0,93	0,38	0,48	0,64
Armatures horizontale (BAEL) /nappe (cm²)		0,1	0,71	0,19	0,46	0,19	0,24	0,32
Armatures horizontale (RPA) (cm²)		0,525	1,39	1,24	2,51	1,31	3	2,29
Ferrailage adopté pour la section totale de voile (cm²)	A_v	19 HA12 Espacées de 15 cm		19 HA12 Espacées de 15 cm	19 HA12 Espacées de 15 cm		19 HA12 Espacées de 15 cm	
	Section totale adopté	21,49		21,49	21,49		21,49	
	A_H / ml	5 HA 10 Espacées de 20 cm		5 HA 10 Espacées de 20 cm	5 HA 10 Espacées de 20 cm		5 HA 10 Espacées de 20 cm	
	Section adopté	3,93		3,93	3,93		3,93	

Tableau V.30. Récapitulatif de ferrailage de VT3

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

- Voile longitudinale VT4 :

	ZONE I		ZONE II		ZONE III		ZONE IV		
L (m)	3,78		3,78		3,78		3,78		
Ep (m)	0,25		0,25		0,25		0,25		
Type de section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
Lt (m)	1,51	1,05	1,38	1,58	1,39	1,50	1,66	1,53	
Lc (m)	2,27	2,73	2,40	2,20	2,39	2,27	2,12	2,25	
Efforts tranchant	896,2	491,15	507,89	707,7	471,01	685,52	122,48	187,93	
N_t (KN)	606,62	740,23	269,76	862,69	258,66	751,18	185,87	390,51	
A_{vI} (cm²)	15,16	18,50	6,74	21,56	6,47	18,77	4,65	9,76	
A_{vj} (cm²)	30,50	18,91	19,55	27,25	18,13	26,39	4,72	7,23	
A_{vj} pour L_T (cm²)	13,79	5,26	7,12	11,39	6,67	10,50	2,06	2,92	
A_{totale} adopté (cm²)	28,95	23,76	13,86	32,96	13,14	29,27	6,71	12,68	
A_{min} RPA (cm²)	7,55	5,25	6,9	7,9	6,95	7,5	8,30	7,65	
A_{min} BAEL (cm²)	19,82	13,78	18,11	20,74	18,24	19,69	21,79	20,08	
A_{totale} adopté/nappe (cm²)	14,47	11,88	6,93	16,48	6,57	14,63	3,35	6,34	
Armatures horizontale (BAEL) (cm²)	7,24	5,94	3,46	8,24	3,28	7,32	1,68	3,17	
Armatures horizontale (BAEL) /nappe (cm²)	3,62	2,97	1,73	4,12	1,64	3,66	0,84	1,58	
Armatures horizontale (RPA) (cm²)	5,66	3,94	5,17	5,92	5,21	5,62	6,22	5,74	
Ferrailage adopté pour la section totale de voile (cm²)	A_v	20 HA16 Espacées de 27 cm		20 HA16 Espacées de 27 cm		20 HA16 Espacées de 27 cm		20 HA14 Espacées de 27 cm	
	Section totale adopté	40,2		40,2		40,2		30,8	
	A_H/ ml	8 HA 12 Espacées de 12,5 cm		8 HA 12 Espacées de 12,5 cm		7 HA 12 Espacées de 14 cm		7 HA 12 Espacées de 14 cm	
	Section adopté	9,05		9,05		7,92		7,92	

Tableau V.31. Récapitulatif de ferrailage de VT4

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

V.3.3. Vérification des contraintes :

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

- **Vérification selon le règlement parasismique algérien :(Art 7.7.2 RPA99 / 2003):**

La contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit pas dépasser la valeur de la contrainte admissible . Il faut que $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

Avec :
$$\tau_b = 0,2 \times f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

et $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d}$ Avec : $\bar{V} = 1,4 \times V_u$

b_0 : épaisseur du linteau ou du voile

d : hauteur utile =0,9h et h : hauteur totale de la section brute

- **Vérification selon le règlement BAEL91 / Modifié 99 .Art 5.1.1 :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ Avec : $\tau_b = \frac{V_u}{b_0 \times d}$

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$

- **Voile longitudinale VL1 : Longueur : 2 m Epaisseur : 0,25 m**

Zone	Etages	Effort tranchant (KN)	Contrainte de cisaillement (RPA)	Contrainte de cisaillement (BAEL)	$\bar{\tau}_b$ RPA	$\bar{\tau}_b$ BAEL	Observation
Zone I	E-S RDC ET1	759,85	2,36	1,69	5	2,5	Conditions Vérifiées
Zone II	ET2 ET3 ET4	224,3	0,698	0,498	5	2,5	Conditions Vérifiées
Zone III	ET5 ET6 ET7	157,04	0,488	0,349	5	2,5	Conditions Vérifiées
Zone IV	ET8 ET9	85,94	0,267	0,191	5	2,5	Conditions Vérifiées

Tableau V.32. Vérification des contraintes de cisaillement de VL1

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

- Voile longitudinale VL2 : Longueur : 2,05 m

Epaisseur : 0,25 m

Zone	Etages	Effort tranchant (KN)	Contrainte de cisaillement (RPA)	Contrainte de cisaillement (BAEL)	$\bar{\tau}_b$ RPA	$\bar{\tau}_b$ BAEL	Observation
Zone I	E-S RDC ET1	78,03	0,237	0,169	5	2,5	Conditions Vérifiées
Zone II	ET2 ET3 ET4	811,25	2,46	1,76	5	2,5	Conditions Vérifiées
Zone III	ET5 ET6 ET7	90,36	0,274	0,196	5	2,5	Conditions Vérifiées
Zone IV	ET8 ET9 A-C	66,82	0,203	0,145	5	2,5	Conditions Vérifiées

Tableau V.33. Vérification des contraintes de cisaillement de VL2

- Voile longitudinale VL3 : Longueur : 3,43 m

Epaisseur : 0,25 m

Zone	Etages	Effort tranchant (KN)	Contrainte de cisaillement (RPA)	Contrainte de cisaillement (BAEL)	$\bar{\tau}_b$ RPA	$\bar{\tau}_b$ BAEL	Observation
Zone I	E-S RDC ET1	287,38	0,521	0,372	5	2,5	Conditions Vérifiées
Zone II	ET2 ET3 ET4	480,82	0,872	0,623	5	2,5	Conditions Vérifiées
Zone III	ET5 ET6 ET7	173,96	0,315	0,225	5	2,5	Conditions Vérifiées
Zone IV	ET8 ET9	163,04	0,296	0,211	5	2,5	Conditions Vérifiées

Tableau V.34. Vérification des contraintes de cisaillement de VL3

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

- Voile longitudinale VT1 : Longueur : 2 m

Epaisseur : 0,25 m

Zone	Etages	Effort tranchant (KN)	Contrainte de cisaillement (RPA)	Contrainte de cisaillement (BAEL)	$\bar{\tau}_b$ RPA	$\bar{\tau}_b$ BAEL	Observation
Zone I	E-S RDC ET1	933,37	2,90	2,07	5	2,5	Conditions Vérifiées
Zone II	ET2 ET3 ET4	330,31	1,03	0,734	5	2,5	Conditions Vérifiées
Zone III	ET5 ET6 ET7	205,23	0,638	0,456	5	2,5	Conditions Vérifiées
Zone IV	ET8 ET9	125,58	0,390	0,279	5	2,5	Conditions Vérifiées

Tableau V.35. Vérification des contraintes de cisaillement de VT1

- Voile longitudinale VT2 : Longueur : 2,30 m

Epaisseur : 0,25 m

Zone	Etages	Effort tranchant (KN)	Contrainte de cisaillement (RPA)	Contrainte de cisaillement (BAEL)	$\bar{\tau}_b$ RPA	$\bar{\tau}_b$ BAEL	Observation
Zone I	E-S RDC ET1	85,77	0,232	0,165	5	2,5	Conditions Vérifiées
Zone II	ET2 ET3 ET4	911,24	2,46	1,76	5	2,5	Conditions Vérifiées
Zone III	ET5 ET6 ET7	630,99	1,707	1,22	5	2,5	Conditions Vérifiées
Zone IV	ET8 ET9 A-C	261,74	0,708	0,506	5	2,5	Conditions Vérifiées

Tableau V.36. Vérification des contraintes de cisaillement de VT2

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

- Voile longitudinale VT3 : Longueur : 2,20 m

Epaisseur : 0,25 m

Zone	Etages	Effort tranchant (KN)	Contrainte de cisaillement (RPA)	Contrainte de cisaillement (BAEL)	$\bar{\tau}_b$ RPA	$\bar{\tau}_b$ BAEL	Observation
Zone I	E-S RDC ET1	343,25	0,97	0,693	5	2,5	Conditions Vérifiées
Zone II	ET2 ET3 ET4	169,85	0,48	0,343	5	2,5	Conditions Vérifiées
Zone III	ET5 ET6 ET7	86,68	0,245	0,175	5	2,5	Conditions Vérifiées
Zone IV	ET8 ET9	60,92	0,172	0,123	5	2,5	Conditions Vérifiées

Tableau V.37. Vérification des contraintes de cisaillement de VT3

- Voile longitudinale VT4 : Longueur : 3,78 m

Epaisseur : 0,25 m

Zone	Etages	Effort tranchant (KN)	Contrainte de cisaillement (RPA)	Contrainte de cisaillement (BAEL)	$\bar{\tau}_b$ RPA	$\bar{\tau}_b$ BAEL	Observation
Zone I	E-S RDC ET1	491,15	0,808	0,577	5	2,5	Conditions Vérifiées
Zone II	ET2 ET3 ET4	707,7	1,16	0,832	5	2,5	Conditions Vérifiées
Zone III	ET5 ET6 ET7	685,52	1,13	0,806	5	2,5	Conditions Vérifiées
Zone IV	ET8 ET9	163,04	0,268	0,192	5	2,5	Conditions Vérifiées

Tableau V.38. Vérification des contraintes de cisaillement de VT4

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

V.3.4. Vérification des contraintes a l'état limite de service :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- Récapitulatifs des résultats :
- Voile longitudinale VL1 :

Zone	Etages	Effort Normal (KN)	Section brute	Section d'armature	Contrainte dans le béton (MPa)	Contrainte admissible $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Zone I	E-S RDC ET1	2157,89	0,5	53,40	3,73	15	Conditions Vérifiées
Zone II	ET2 ET3 ET4	1579,63	0,5	34,17	2,87	15	Conditions Vérifiées
Zone III	ET5 ET6 ET7	1008,55	0,5	26,18	1,87	15	Conditions Vérifiées
Zone IV	ET8 ET9	417,99	0,5	19,53	0,80	15	Conditions Vérifiées

Tableau V.39. Vérification des contraintes a L'ELS de VL1

- Voile longitudinale VL2 :

Zone	Etages	Effort Normal (KN)	Section brute	Section d'armature	Contrainte dans le béton (MPa)	Contrainte admissible $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Zone I	E-S RDC ET1	1499,49	0,5125	26,18	2,72	15	Conditions Vérifiées
Zone II	ET2 ET3 ET4	1143,77	0,5125	19,53	2,11	15	Conditions Vérifiées
Zone III	ET5 ET6 ET7	749,2	0,5125	19,53	1,47	15	Conditions Vérifiées
Zone IV	ET8 ET9	332,34	0,5125	19,53	0,61	15	Conditions Vérifiées

Tableau V.40. Vérification des contraintes a L'ELS de VL2

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

- Voile longitudinale VL3 :

Zone	Etages	Effort Normal (KN)	Section brute	Section d'armature	Contrainte dans le béton (MPa)	Contrainte admissible $\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Zone I	E-S RDC ET1	2999,73	0,8575	30,8	3,5	15	Conditions Vérifiées
Zone II	ET2 ET3 ET4	2145,65	0,8575	30,8	2,5	15	Conditions Vérifiées
Zone III	ET5 ET6 ET7	1353,92	0,8575	22,6	1,52	15	Conditions Vérifiées
Zone IV	ET8 ET9	550,85	0,8575	22,6	0,62	15	Conditions Vérifiées

Tableau V.41. Vérification des contraintes a L'ELS de VL3

- Voile longitudinale VT1 :

Zone	Etages	Effort Normal (KN)	Section brute	Section d'armature	Contrainte dans le béton (MPa)	Contrainte admissible $\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Zone I	E-S RDC ET1	1669,69	0,5	60,1	3,33	15	Conditions Vérifiées
Zone II	ET2 ET3 ET4	1226,2	0,5	44,2	2,45	15	Conditions Vérifiées
Zone III	ET5 ET6 ET7	783,39	0,5	33,88	1,42	15	Conditions Vérifiées
Zone IV	ET8 ET9	319,94	0,5	24,89	0,6	15	Conditions Vérifiées

Tableau V.42. Vérification des contraintes a L'ELS de VT1

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

- Voile longitudinale VT2 :

Zone	Etages	Effort Normal (KN)	Section brute	Section d'armature	Contrainte dans le béton (MPa)	Contrainte admissible $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Zone I	E-S RDC ET1	1654,6	0,575	38,19	2,62	15	Conditions Vérifiées
Zone II	ET2 ET3 ET4	1245,01	0,575	38,19	1,97	15	Conditions Vérifiées
Zone III	ET5 ET6 ET7	814,35	0,575	29,26	1,32	15	Conditions Vérifiées
Zone IV	ET8 ET9	357,79	0,575	29,26	0,58	15	Conditions Vérifiées

Tableau V.43. Vérification des contraintes a L'ELS de VT2

- Voile longitudinale VT3 :

Zone	Etages	Effort Normal (KN)	Section brute	Section d'armature	Contrainte dans le béton (MPa)	Contrainte admissible $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Zone I	E-S RDC ET1	2695,33	0,55	21,49	4,63	15	Conditions Vérifiées
Zone II	ET2 ET3 ET4	1996,44	0,55	21,49	3,43	15	Conditions Vérifiées
Zone III	ET5 ET6 ET7	1285	0,55	21,49	2,21	15	Conditions Vérifiées
Zone IV	ET8 ET9	533,34	0,55	21,49	0,92	15	Conditions Vérifiées

Tableau V.44. Vérification des contraintes a L'ELS de VT3

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

- Voile longitudinale VT4 :

Zone	Etages	Effort Normal (KN)	Section brute	Section d'armature	Contrainte dans le béton (MPa)	Contrainte admissible $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Zone I	E-S RDC ET1	4236,05	0,945	40,2	4,21	15	Conditions Vérifiées
Zone II	ET2 ET3 ET4	3011,22	0,945	40,2	3	15	Conditions Vérifiées
Zone III	ET5 ET6 ET7	1878,86	0,945	40,2	1,87	15	Conditions Vérifiées
Zone IV	ET8 ET9	791,18	0,945	30,8	0,8	15	Conditions Vérifiées

Tableau V.45. Vérification des contraintes a L'ELS de VT4

CHAPITRE VI

INFRASTRUCTURE

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

Introduction générale :

L'infrastructure est composée essentiellement des fondations d'un ouvrage ainsi que d'éventuels niveaux enterrés, et si on se réfère à l'étymologie, une infrastructure est une « construction inférieure », au sens « du dessous ». Il s'agit de la partie enterrée porteuse d'une structure composée d'ouvrages ou d'équipements.. Elle assure néanmoins le transit des efforts venant de la partie superstructure vers les éléments de fondations notamment grâce à des éléments porteurs.

VI.1. Etude de voile périphérique :

Le voile périphérique sert à reprendre les poussées des terres, il doit avoir les caractéristiques minimales exigée par **Art 10.1.2RPA 99/V2003** est telle que :

- Epaisseur ≥ 15 cm
 - Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical)
 - Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- ⇒ On opte pour une épaisseur de **20 cm**

• Calcul de voile :

➤ **Choix de la méthode :**

- **Théorie de Rankine :**

C'est une théorie qui permet de déterminer l'état des contraintes dans un sol en poussée ou en butée derrière un écran et de déduire les forces qui s'exercent sur le mur.

- **Hypothèses :**

Isotropie du sol

La présence de discontinuités provoquées par des écrans à la surface du sol ne modifie pas la répartition des contraintes verticales dans ce sol.

Cette théorie suppose que le frottement entre le mur et le sol est nul ; la contrainte est horizontale.

→ **La méthode de Rankine est applicable**

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

- **Calcul des contraintes:** sur la paroi de mur s'exerce deux types de contraintes

(Contrainte horizontales et contrainte vertical)

Avec : $\sigma_h = K_a \times \sigma_v$

σ_h : contrainte horizontale

σ_v : contrainte verticale

K_a : coefficient de poussée des terres ; avec

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{2C}{\sigma_v} \times \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right)$$

Figure VI.1.schéma des contrainte horizontales ELU

- **Données de rapport de sol :**

Hauteur : 4,08 m

$$\gamma d = 15,2 \text{ KN/m}^3$$

$$C_u = 35 \text{ KPa}$$

$$\varphi = 18^\circ$$

La surcharge : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

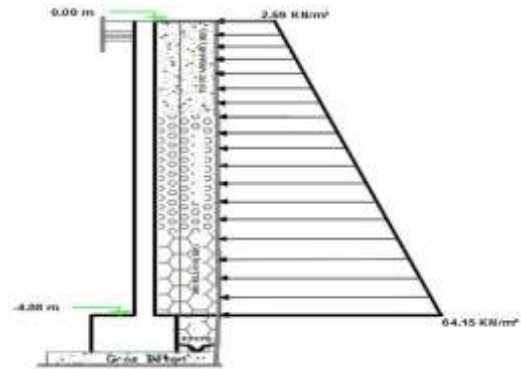


Figure VI.2.schéma des contraintes horizontales ELS

VI.1.1. Calcul des contraintes :

Remarque : vu que nous avons utilisé un drainage derrière la paroi du mur de type de TVO et de la pierre sèche donc le terme de cohésion s'annule ($C = 0 \text{ KPa}$)

- **Calcul a L'ELU:**

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v = K_a \times ((1,35 \times \gamma \times h) + (1,5 \times q))$$

$$\text{Avec : } K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{18}{2}\right) = 0,527$$

$$\sigma_h = 0,527 \times ((1,35 \times 15,2 \times h) + (1,5 \times 2,5))$$

$$\text{.Pour } h = 0 \text{ m} \Rightarrow \sigma_h = 1,97 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{. Pour } h = 4,08 \text{ m} \Rightarrow \sigma_h = 46,09 \text{ KN/m}^2$$

- Calcul a L'ELS :

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v = K_a \times ((\gamma \times h) + q)$$

$$K_a = \mathbf{0,527}$$

$$\sigma_h = 0,527 \times ((15,2 \times h) + (2,5))$$

. Pour $h = 0 \text{ m} \Rightarrow \sigma_h = \mathbf{1,31 \text{ KN/m}^2}$

. Pour $h = 4,08 \text{ m} \Rightarrow \sigma_h = \mathbf{34 \text{ KN/m}^2}$

VI.1.2. Calcul de la charge moyenne :

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 46,09 + 1,97}{4} = 35,06 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 34 + 1,31}{4} = 25,82 \text{ KN/m}^2$$

VI.1.3. Calcul des armatures a L'ELU :

Le voile périphérique se calcul comme étant un panneau en dalle pleine simplement appuyée repose sur 4 appuis (**ANNEXE E3 BAEL**)

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur, il est nécessaire de tenir compte de la continuité de panneau, on calcul les moments aux appuis puis les moments en travées pour les panneaux considérer en tenir compte le panneau intermédiaire

→ Les moments seront affectés par des coefficients réducteurs :

- Moment en travée : 0,85

- Moment en appui : 0,4

• Calcul de l'élanement : $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{408}{415} = \mathbf{0,98 \approx 1}$

→ Si $\mathbf{0,4 < \rho_x < 1} \Rightarrow$ le panneau travail dans les deux sens

- Calcul des moments fléchissant :

La charge est uniformément répartie sur toute la surface du panneau, les valeurs des moments suivant les deux directions sont données par :

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

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

On tire les valeurs de μ_x et μ_y : on a $\rho_x = 1$; $\vartheta = 0$ (ELU)

$$\mu_x = 0,0368 \quad \text{et} \quad \mu_y = 1$$

$$\text{Donc : } M_x = 0,0368 \times 35,06 \times 4,08^2 = 21,48 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 1 \times 21,48 = 21,48 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments a L'ELU :**

- Moments aux appuis :

. sens x : $M_a = 0,4 M_x = 0,4 \times 21,48 = 8,6 \text{ KN.m}$

. sens y : $M_a = 0,4 M_x = 0,4 \times 21,48 = 8,6 \text{ KN.m}$

- Moments en travées : $M_t \geq 1,25 M_o - \frac{M_w + M_e}{2}$

. sens x : $M_t = 0,85 M_x = 0,85 \times 21,48 = 18,26 \text{ KN.m}$

. sens y : $M_t = 0,85 M_x = 0,85 \times 21,48 = 18,26 \text{ KN.m}$

Calcul des armatures a L'ELU :

- Aux appuis : on calcul avec le sens le plus défavorable (sens x , $M_a x = 8,60 \text{ KN.m}$)

. sens x : on a $d = h - c = 20 - 2,5 = 17,5 \text{ cm}$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,60 \times 10^6}{1000 \times 175^2 \times 14,2} = 0,02 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\text{Donc : } A' = 0 \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

on a : $\mu_u = 0,02 \Rightarrow \beta = 0,989$

$$A_{st} = \frac{8,60 \times 10^2}{0,989 \times 17,5 \times 348 \times 10^{-1}} = 1,42 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité : (Art B.7.4 BAEL91 / 99)**

$$W_x = \frac{A_x}{b h} \geq W_o \frac{3 - \rho_x}{2} \text{ Avec : } W_o = 0,8\% \text{ pour les aciers FeE400}$$

$$A_x \geq W_o \times \frac{3 - \rho_x}{2} \times b \times h$$

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

$$Ax \geq 0,0008 \times \frac{3-1}{2} \times 100 \times 20 = \mathbf{1,60 \text{ cm}^2}$$

• Recommandations du RPA :

- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)

$$A \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

$$Ast = 1,42 \text{ cm}^2 \leq ARPA = 2 \text{ cm}^2$$

⇒ On opte pour **5 HA 12 = 5,65 cm² Espacées de 20 cm**

- **En travées** : on calcule avec le sens le plus défavorable (sens x, $M_{ax} = 18,26 \text{ KN.m}$)

. sens x : on a $d = h - c = 20 - 2,5 = 17,5 \text{ cm}$

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{18,26 \times 10^6}{1000 \times 175^2 \times 14,2} = 0,042 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\text{Donc : } A' = 0 \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$Ast = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\text{on a : } \mu_u = 0,053 \Rightarrow \beta = 0,973$$

$$Ast = \frac{18,26 \times 10^6}{0,973 \times 17,5 \times 348 \times 10^{-1}} = 3,065 \text{ cm}^2$$

• Vérification de la condition de non fragilité : (Art B.7.4 BAEL91 / 99)

$$W_x = \frac{Ax}{bh} \geq W_0 \frac{3-\rho_x}{2} \text{ Avec : } W_0 = 0,8\% \text{ pour les aciers FeE400}$$

$$Ax \geq W_0 \times \frac{3-\rho_x}{2} \times b \times h$$

$$Ax \geq 0,0008 \times \frac{3-1}{2} \times 100 \times 20 = \mathbf{1,60 \text{ cm}^2}$$

• Recommandations du RPA :

- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)

$$A \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

$$A_{st} = 3,065 \text{ cm}^2 > A_{RPA} = 2 \text{ cm}^2$$

⇒ On opte pour **5 HA 12 = 5,65 cm² Espacées de 20 cm**

- Espacement des barres : (BAEL 91 modifié 99 / Art. A.8.2, 42)

.sens x : $St \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = \min \{45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow$ on opte pour : $St = 20 \text{ cm}$

.sens y : $St \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = \min \{45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow$ on opte pour : $St = 20 \text{ cm}$

VI.1.4. Vérifications a l'ELU :

- Vérification au cisaillement (Art A.5.1, 211 BAEL91 / 99):

.Calcul de l'effort tranchant :

.Au milieu de L_y : $T = \frac{P}{2l_y + l_x} = \frac{35,06 \times 4,08 \times 4,15}{(2 \times 4,15) + 4,08} = 47,95 \text{ KN}$

.Au milieu de L_x : $T = \frac{P}{3l_y} = \frac{35,06 \times 4,08 \times 4,15}{3 \times 4,15} = 47,68 \text{ KN}$

Donc on prend : **T max = 47,95 KN**

. Calcul de la contrainte de cisaillement : $V_u = T_{\max} = 47,95 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{47,95 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0,213 \text{ MPa}$$

Calcul de la contrainte de cisaillement admissible : la fissuration est considérer comme étant préjudiciable, donc la contrainte sera calculer comme suit :

$$\bar{\tau}_u \leq \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} \right\} = \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3 / BAEL 91 / 99)

. Aux appuis :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \quad \text{avec : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Avec :

. Ψ_s : Coefficient de scellement qui égale a 1,5 pour les barres de haute adhérence

$$\mathbf{D'o\grave{u} : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \Sigma u_i}$$

Σu_i : Somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma u_i = n \times \pi \times \varphi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{47,95 \times 10^3}{0,9 \times 225 \times 188,4} = \mathbf{1,25 \text{ MPa}}$$

. **Calcul de la contrainte admissible** : $\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = \mathbf{3,15 \text{ MPa}}$.

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ **Condition.Vérifier**

→ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- En travée :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \text{ avec : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Avec :

. Ψ_s : Coefficient de scellement qui égale a 1,5 pour les barres de haute adhérence)

$$\mathbf{D'o\grave{u} : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \Sigma u_i}$$

Σu_i : Somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma u_i = n \times \pi \times \varphi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{47,95 \times 10^3}{0,9 \times 225 \times 188,4} = \mathbf{1,25 \text{ MPa}}$$

. **Calcul de la contrainte admissible** : $\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = \mathbf{3,15 \text{ MPa}}$.

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ **Condition.Vérifiée**

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- Longueur de scellement droit (Art A.6.1, 221 BAEL91/ 99): (Ancrage des barres)

$$\text{La longueur de scellement droit est : } L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

. Aux appuis :

$$\text{Avec : } \tau_{su} = (0,6 \times f_t \mathbf{28} \times \psi_s^2) = 0,6 \times 2,1 \times (1,5)^2 = \mathbf{2,835 \text{ MPa}}$$

$$\text{Donc : } L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = \mathbf{423,28 \text{ mm}}$$

$$\text{Soit : } L_s = \mathbf{42 \text{ cm}}$$

. En travée :

$$\text{Avec : } \tau_s = (0,6 \times f_t \times \psi_s^2) = 0,6 \times 2,1 \times (1,5)^2 = \mathbf{2,835 \text{ MPa}}$$

$$\text{Donc : } L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = \mathbf{423,28 \text{ mm}} \Rightarrow \text{Soit : } L_s = \mathbf{42 \text{ cm}}$$

→ **Longueur d'ancrage mesurée hors crochets :**

$$L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42 = \mathbf{17 \text{ cm}}$$

- La longueur minimale de recouvrement est de 50φ , en zone III : $L_r = 60 \text{ cm}$

VI.1.4. Calcul des armatures a L'ELS :

Tant que les efforts obtenus depuis la combinaison de l'ELU sont les plus défavorables, donc on adaptons le ferrailage de L'ELU

- Nous avons la valeur de l'élancement : $\rho_x = 1$

⇒ le panneau travail dans les deux sens (c'est notre cas)

• Calcul des moments fléchissant :

La charge est uniformément répartie sur toute la surface du panneau, les valeurs des moments suivant les deux directions sont données par :

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

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

On tire les valeurs de μ_x et μ_y : on a $\rho_x = 1$; $\vartheta = 0,2$ (ELU)

$$\mu_x = 0,0442 \text{ et } \mu_y = 1$$

$$\text{Donc : } M_x = 0,0442 \times 25,82 \times 4,08^2 = \mathbf{19 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = 1 \times 19 = \mathbf{19 \text{ KN.m}}$$

- Calcul les moments a L'ELS :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur, il est nécessaire de tenir compte de la continuité des panneaux, on calcul les moment aux appuis puis les moments en travées pour les panneaux considérer en tenir compte le panneau intermédiaire .

- Moments aux appuis :

$$\text{. sens x : } M_a = 0,4 M_x = 0,4 \times 25,82 = \mathbf{7,6 \text{ KN.m}}$$

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

. sens y : $M_a = 0,4 M_x = 0,4 \times 25,82 = 7,6 \text{ KN.m}$

- **Moments en travées :** $M_t \geq 1,25 M_o - \frac{M_w + M_e}{2}$

. sens x : $M_t = 0,85 M_x = 0,85 \times 25,82 = 16,15 \text{ KN.m}$

.sens y : $M_t = 0,85 M_x = 0,85 \times 25,82 = 16,85 \text{ KN.m}$

• **Etat limite de compression de béton : BAEL91 modifié 99 (Art. A.5.2).**

$M_t \text{ max} = 16,15 \text{ KN.m}$

$M_a \text{ max} = 7,6 \text{ KN.m}$

• **En travées :**

- **Contrainte dans l'acier :** On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 22,5} = 0,314 \quad \text{d'où} \quad \rho_1 = 0,251 \Rightarrow K = 47,50 \Rightarrow \beta = 0,920$$

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

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \frac{M_t \text{ max}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{16,15 \times 10^3}{0,920 \times 22,5 \times 5,65} = 138,08 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 138,08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition. Vérifier}$

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

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

$\rho_1 = 0,251$ donc : $\beta = 0,920$ ceci implique : $K = 47,50$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{192,16}{47,50} = 2,91 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4,045 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

• **Aux appuis :**

- **Contrainte dans l'acier :** On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 12,5} = 0,314 \quad \text{d'où} \quad \rho_1 = 0,251 \Rightarrow K = 47,50 \Rightarrow \beta = 0,920$$

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

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_s} = \frac{7,6 \times 10^3}{0,920 \times 22,5 \times 5,65} = 64,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 64,98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition. Vérifier}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

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

$$\rho_1 = 0,251 \text{ donc : } \beta = 0,920 \text{ ceci implique : } K = 47,50$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{90,38}{47,50} = 1,40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,90 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion : L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont **suffisantes**.

- **Etat limite d'ouverture des fissures (Art A.4.5.3 BAEL91/99) :**

La fissuration est considérée comme étant préjudiciable (élément exposé aux intempéries), donc la vérification est nécessaire.

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 \times f_e ; 110 \times \sqrt{n \times f_{tj}})\right) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{st} = \min(266,66 ; \max(200 ; 201,63))$$

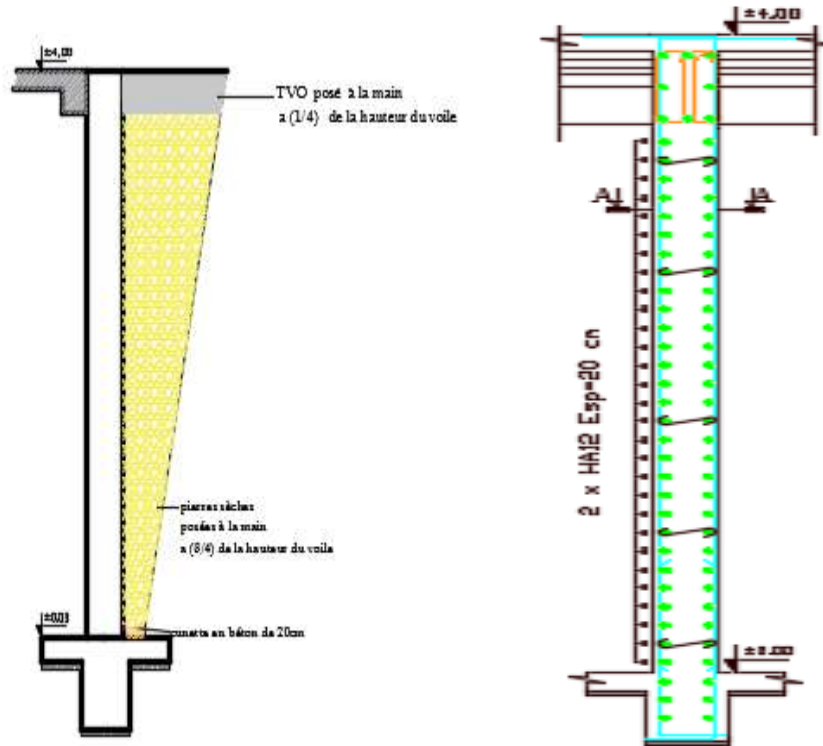
$$\sigma_{st} = \mathbf{201,63 \text{ MPa}} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Etat limite de déformation-Vérification de la flèche : (Art .B.7.5. BAEL91 / modifié99) :**

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_x} \Rightarrow \frac{25}{408} = 0,062 \geq \frac{16,15}{20 \times 19} = 0,042 \quad \Rightarrow \text{Condition . Vérifier}$$

$$\frac{A_{st}}{b_o \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 22,5} = 0,0025 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \quad \Rightarrow \text{Condition . Vérifier}$$

Conclusion : Les conditions sont vérifiées, donc il est pas nécessaire de calculer la flèche.



Voile Périphérique

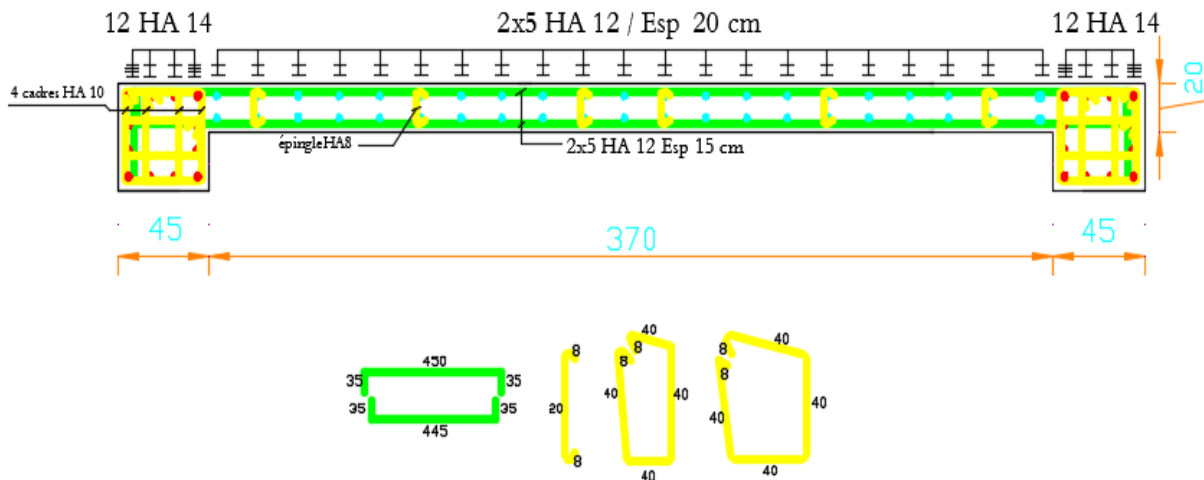


Figure VI.3. Plan de ferrailage de voile périphérique

VI.2. Etude des fondations :

Les fondations sont des éléments fondamentaux dans un projet de construction car la pérennité de l'ouvrage dépend de leur qualité. Les fondations reprennent et transmettent au sol toutes les charges permanentes, accidentelles et charges d'exploitation. Il est donc important qu'elles soient calculées et réalisées avec le plus grand soin.

Le choix de types de fondations adéquates pour un ouvrage se fait en tenant compte de plusieurs critères : l'importance de l'ouvrage à réaliser, les caractéristiques mécaniques du sol, la profondeur où se situe le sol capable de reprendre les charges qui lui seront transmises.

Entre les deux extrêmes, fondations superficielles et fondations profondes, on trouve les fondations semi-profondes dont la base se trouve au-dessus de la profondeur critique, mais pour lesquelles le frottement latéral ne peut être négligé.

Si on désigne par D la profondeur d'encastrement de la fondation dans le sol, par B sa largeur et par L sa longueur, on distingue 3 types de fondations :

- Si $D/B \leq 4$ à 5 la fondation est dite superficielle
- Si $D/B \geq 10$ la fondation est dite profonde
- Si $4 \leq D/B \leq 10$ la fondation est dite semi-profonde.

• Type de fondations :

➤ Fondations superficielle :

Une fondation superficielle constitue la partie inférieure d'un ouvrage qui transmet les efforts provenant de la superstructure à une couche de sol peu profonde. Sous les efforts transmis, le sol devra présenter une résistance suffisante et de tassements acceptables pour non seulement l'ouvrage lui-même mais également pour les structures voisines.

Actuellement on appelle une « fondation superficielle » toutes les fondations dont l'encastrement D dans le sol de fondation n'excède pas cinq fois la largeur B (ou le plus petit côté B).

Il existe 3 types de fondations superficielles :

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

- Semelles continue ou filantes :

La plus courante est la semelle filante, généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grandes longueurs L ($L/B > 10$ pour fixer les idées)

- **Semelles isolées** : Les semelles isolées dont les dimensions en plan B et L sont toutes les deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées et les semelles circulaires (de diamètre B)

- **Radiers généraux** : les radiers ou dallages, de dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.

➤ **Fondations semi-profondes** :

Une fondation semi-profonde est un ouvrage ponctuel, généralement en béton armé qui permet de transmettre les charges d'une structure, telle qu'un bâtiment, vers le sol, à une profondeur d'environ 3 à 6 m.

Ce type de fondations est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires, ce qui évite un coût trop important.

➤ **Fondations profondes** :

Lorsque le sol de surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter un ouvrage par l'intermédiaire d'une fondation superficielle, des fondations profondes sont mises en place. Ce type de fondations (pieux forés ou battus, micro pieux, barrettes ou parois moulées porteuses, caissons) permet de reporter les charges, dues aux structures, sur des couches de sol situées à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

VI.2.1. Calcul des fondations : Pour le calcul des fondations on utilise la méthode comparative

- **Remarque** : on constate que la structure est contreventée par des voiles porteurs, donc la semelle isolée n'est pas adéquate, on passe pour la vérification des semelles continues (semelles filantes)

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

VI .2.1.1. Dimensionnement des semelles continues :

. Semelles continues sous voile :

$$\text{On a : } \sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L}$$

$$\Rightarrow B = \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

B : largeur de la semelle

L : longueur du voile

G et Q : charge et surcharge à la base du voile

σ_{sol} : contrainte admissible du sol(**1,50 bar** fournis par le rapport de sol)

• Récapitulatifs des résultats :

- Sens longitudinale :

Voile	Ns (KN)	L(m)	B(m)	S= B x L (m ²)	S _T (m ²)
VL ₁	2157,89	2	7,19	14,38	230,08
VL ₂	1499,49	2,05	4,88	10	20
VL ₃	2999,73	3,43	5,83	20	40
Total = 290,08					

Tableau VI.1. Récapitulatifs des résultats de la semelle continue sous voiles

- Sens transversale :

Voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S= B x L (m ²)	S _T (m ²)
VT ₁	1669,69	2	5,56	11,12	88,96
VT ₂	1654,6	2,30	4,79	11,02	11,02
VT ₃	2695,33	2,20	8,20	18,04	18,04
VT ₄	4236,05	3,78	7,47	28,24	84,72
Total = 202,74					

Tableau VI.2. Récapitulatifs des résultats de la semelle continue sous voiles

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

La surface des semelles filantes sous les voiles est : $\sum St = 290,08 + 202,74 = 492,82 \text{ m}^2$

→ $SP_V = 492,82 \text{ m}^2$

• **Semelles filantes sous poteaux :**

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

Poteaux	Ns(KN)	M _i (KN.m)	e _i (m)	N × e _i (KN.m)
P26	1015,27	-0,125	3,55	3604,21
P30	922,92	-4,967	0	0
P69	666,20	0,184	-11,63	-7747,91
P76	1032,17	-0,804	11,63	12004,14

Tableau VI.3. Récapitulatifs des résultats de la semelle continue sous poteaux

D'où : $R = 1015,27 + 922,92 + 666,20 + 1032,17 = 3636,56 \text{ KN}$

- **Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :**

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{(3604,21 + 0 - 7747,91 + 12004,14) + (-0,125 - 4,967 + 0,184 - 0,804)}{3636,56} = 2,16 \text{ m}$$

- **Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :**

$$\begin{cases} e < \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ e > \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition triangulaire.} \end{cases}$$

On a : $e = 2,16 \text{ m} < \frac{26,40}{6} = 4,4 \text{ m} \rightarrow$ **Répartition trapézoïdale**

- **Calcul des charges :**

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L} \right) = \frac{3636,56}{26,40} \times \left(1 - \frac{6 \times 2,16}{26,40} \right) = 70,25 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \times e}{L} \right) = \frac{3636,56}{26,40} \times \left(1 + \frac{6 \times 2,16}{26,40} \right) = 205,24 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L} \right) = \frac{3636,56}{26,40} \times \left(1 + \frac{3 \times 2,16}{26,40} \right) = 171,56 \text{ KN/ml}$$

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

• Détermination de la largeur de la semelle(B) :

$$B \geq \frac{q \left(\frac{L}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{171,56}{150} = 1,15 \text{ m} \Rightarrow \text{on opte pour } \mathbf{B = 1,20 \text{ m}}$$

D'où la surface de la semelle sera : $S = 1,20 \times 26,40 = \mathbf{31,68 \text{ m}^2}$

. Pour le calcul de la surface totale des semelles continue sous poteaux on doit multiplier la surface d'une semelle par le nombre de fils dans le sens pris en considération : $SP_T = S \times n$

S : surface d'une semelle

n : Nombre de fils dans le sens considéré.

$$SP_T = S \times n = 31,68 \times 8 = \mathbf{253,44\text{m}^2}$$

- La surface totale des semelles continue :

$$S_T = SP_V + SP_T = 492,82 + 253,44 = \mathbf{746,26\text{m}^2}$$

- La surface totale de la structure : $S_s = 26,40 \times 23,75 = \mathbf{627 \text{ m}^2}$

• Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_T}{S_s} = \frac{746,26}{627} \times 100 = 119 \%$$

Conclusion : on constate que les semelles continues occupent une grande surface de la structure (surface du sol d'assise) supérieure à 50 %, ce qui peut provoquer un chevauchement entre elles, donc opte pour un radier général.

VI .2.1.2. Calcul de radier générale :

➤ Pré dimensionnement du radier :

- Epaisseur du tablier :

.Selon la condition d'épaisseur minimale la hauteur du radier doit avoir minimum 25 cm .la

dalle du radier doit satisfaire la condition suivante : $\mathbf{h_d \geq \frac{L_{\text{max}}}{20}}$

Avec : $L_{\text{max}} = 430 \text{ m}$

$$\mathbf{hd \geq \frac{430}{20} = 21,5 \Rightarrow \text{Soit : } h_d = 30 \text{ cm}}$$

- **Hauteur des nervures :**

• **Selon la condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \quad \text{avec : } L_{\max} = 430 \text{ cm}$$

$$\frac{430}{8} = 53,75 \leq h \leq \frac{430}{5} = 86 \Rightarrow \text{On opte pour : } \mathbf{h = 80 \text{ cm}}$$

• **Selon la condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

$$\text{Après le développement : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec : L_e : Longueur élastique.

E : Module de déformation longitudinale déferée $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 ml)

K : Module de raideur du sol avec $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol de densité moyen.

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \frac{3 \times K}{E}} = \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3,14} \times 4,30\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,8546 \text{ m}$$

On opte pour $\mathbf{h_n = 90 \text{ cm}}$

- **Largeur de la nervure :**

$$0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \Rightarrow 36 \leq b_n \leq 63 \rightarrow \text{on prend } \mathbf{b_n = 50 \text{ cm}}$$

• **Dalle flottante :**

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{40} \quad \text{avec : } L_{\max} = 430 \text{ cm}$$

$$\frac{430}{50} = 8,6 \text{ cm} \leq h \leq \frac{430}{40} = 10,75 \text{ cm}$$

On opte pour $\mathbf{h_{DF} = 10 \text{ cm}}$

• **Evaluations des charges :**

- **Les charges permanentes :**

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

G1 : charges permanentes de la superstructure établis a partir de logiciel ETABS ;

$$G1 = 71252,605 \text{ KN}$$

- Les surcharges d'exploitation :

Q1 : surcharge de la superstructure ; Q1= 10487,89 KN (établis a partir de logiciel ETABS)

- Poids total de structure : P = 73350,223 KN (établis a partir de logiciel ETABS)

• Combinaisons des charges :

- ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 71252,605) + (1,5 \times 10487,89) = 111922,85 \text{ KN/ml}$

- ELS : $q_s = G + Q = 71252,605 + 10487,89 = 81740,49 \text{ KN/ml}$

• Détermination de la surface du radier :

$$\text{- ELU: } S_{\text{Radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{111922,85}{1,33 \times 150} = 561,02 \text{ m}^2$$

$$\text{- ELS : } S_{\text{Radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{81740,49}{150} = 544,94 \text{ m}^2$$

$$D'où : S_{\text{rad}} = \max (S_{\text{Radier}}^{\text{ELU}} , S_{\text{Radier}}^{\text{ELS}}) = 561,02 \text{ m}^2$$

. On a : la surface de la structure : $S_S = 627 \text{ m}^2$

→ On constate que la surface de la structure est supérieure a la surface de radier , donc doit disposé d'un débord minimale selon le **BAEL91 / modifier 99**

$$L_{\text{deb}} \geq \max \left(\frac{h_n}{2} ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$L_{\text{deb}} \geq \max \left(\frac{90}{2} ; 30 \text{ cm} \right) \Rightarrow L_{\text{deb}} \geq \max (45 \text{ cm} ; 30 \text{ cm})$$

⇒ Donc on opte pour un débord de **50 cm**

- la surface de débord :

$$S_{\text{déb}} = L_s \times L_{\text{déb}} = (23,75 \times 0,5 \times 2) + (26,40 \times 0,5 \times 2) = 50,15 \text{ m}^2$$

- La surface totale de radier : $S_{TR} = S_s + S_{\text{deb}} = 627 + 50,15 = 677,15 \text{ m}^2$

-

• Détermination de sollicitations revenantes au radier :

➤ Charges permanentes :

- Poids de la dalle flottante : $P_{\text{dalle flottante}} = E_p \text{ dalle flottante} \times S_{\text{rad}} \times \rho_b$

$$P_{\text{dalle flottante}} = 0,1 \times 677,15 \times 25 = 1692,87 \text{ KN}$$

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

- Poids des nervures :

$$P_{\text{Nervure}} = b_n \times (h_n - h_d) \times \rho_b \times (L_x \times n_x + L_y \times n_y)$$

$$P_{\text{Nervure}} = 0,50 \times (0,90 - 0,30) \times 25 \times (26,40 \times 8 + 23,75 \times 7) = \mathbf{2830,87 \text{ KN}}$$

- Poids du remblai : $P_{\text{TVO}} = (S_{\text{Radier}} - S_{\text{Nervure}}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{\text{TVO}}$

$$P_{\text{TVO}} = (677,15 - 188,72) \times (0,90 - 0,30) \times 17 = \mathbf{4981,98 \text{ KN}}$$

- Poids de tablier: $P_{\text{dalle}} = S_{\text{Radier}} \times h_d \times \rho_b$

$$P_{\text{tablier}} = 677,15 \times 0,30 \times 25 = \mathbf{5078,62 \text{ KN}}$$

- Poids total du radier :

$P_{\text{Radier}} = \text{Poids de la dalle flottante} + \text{Poids des nervures} + \text{Poids du remblai} + \text{Poids du tablier}$

$$P_{\text{Radier}} = 1692,87 + 2830,87 + 4981,98 + 5078,6 = \mathbf{14584,32 \text{ KN}}$$

➤ Surcharges d'exploitations :

- Surcharge de la structure : $Q = \mathbf{10487,89 \text{ KN}}$

- Surcharge du radier : $Q = 3,5 \times 677,15 = \mathbf{2370,02 \text{ KN}}$

➤ Poids total de la structure :

$$G_T = G_{\text{Structure}} + G_{\text{Radier}} = 71252,605 + 14584,32 = \mathbf{85836,92 \text{ KN}}$$

$$Q_T = Q_{\text{Structure}} + Q_{\text{Radier}} = 10487,89 + 2370,02 = \mathbf{12857,91 \text{ KN}}$$

➤ Combinaisons des charges :

- ELU : $N_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 85836,92) + (1,5 \times 12857,91) = \mathbf{135166,71 \text{ KN/ml}}$

- ELS : $N_s = G + Q = 85836,92 + 12857,91 = \mathbf{98694,83 \text{ KN/ml}}$

• Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.1.1/ BAEL 91 - 99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o \times d}$$

$$V_u = \frac{Q_u \times L}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L}{2} = \frac{135166,71 \times 1 \text{ ml}}{677,15} \times \frac{4,30}{2} = \mathbf{429,16 \text{ KN}}$$

$$\tau_u = \frac{429,16 \times 10^3}{1000 \times 270} = \mathbf{1,59 \text{ MPa}}$$

.calcul de la contrainte de cisaillement admissible :

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\overline{\tau}_u \leq \min(2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 1,59 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

A. Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) due aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

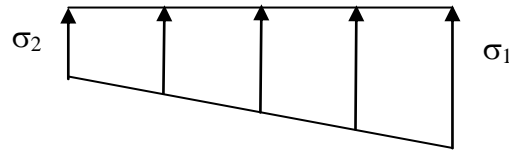
$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



- Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum Si \times Xi}{\sum Si} = 13,20m$$

$$Y_G = \frac{\sum Si \times Yi}{\sum Si} = 11,87m$$

D'où : CDG : (13,20 ; 11,87)

- Calcul des inerties du radier :

$$I_{X/X'} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{26,40 \times 23,75^3}{12} = 29472,26m^4$$

$$I_{Y/Y'} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{23,75 \times 26,40^3}{12} = 36416,16m^4$$

• Sens longitudinale :

On doit vérifier que : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1,33\overline{\sigma_{sol}}$

$$M_x = M_o + T_o \times h = 164351,334 + (7187,90 \times 0,90) = 170820,444 \text{ KN .m}$$

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

- Calcul des contraintes a L'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times Y_G = \frac{135166,71}{677,15} + \frac{170820,444}{36416,16} \times 11,87 = \mathbf{0,255MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times Y_G = \frac{135166,71}{677,15} - \frac{170820,444}{36416,16} \times 11,87 = \mathbf{0,144MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3 \times 0,255) + 0,144}{4} = \mathbf{0,227 MPa}$$

$\sigma_m = 0,227MPa > 1,33 \times \sigma_{sol} = 0,199MPa \Rightarrow$ Condition non vérifier

- Calcul des contraintes a L'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times Y_G = \frac{98694,83}{677,15} + \frac{170820,444}{36416,16} \times 11,87 = \mathbf{0,201MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times Y_G = \frac{98694,83}{677,15} - \frac{170820,444}{36416,16} \times 11,87 = \mathbf{0,09MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3 \times 0,201) + 0,09}{4} = \mathbf{0,173 MPa}$$

$\sigma_m = 0,173MPa > \sigma_{sol} = 0,150MPa \Rightarrow$ Condition non vérifier

• Sens transversale :

$$M_y = M_o + T_o \times h = 158536,562 + (7051,41 \times 0,90) = \mathbf{164882,83 KN.m}$$

- Calcul des contraintes a L'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{yy}} \times X_G = \frac{135166,71}{677,15} + \frac{164882,83}{29472,26} \times 13,20 = \mathbf{0,273MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times X_G = \frac{135166,71}{677,15} - \frac{164882,83}{36416,16} \times 13,20 = \mathbf{0,125MPa}$$

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3 \times 0,273) + 0,125}{4} = \mathbf{0,236 \text{ MPa}}$$

. il faut que : $\sigma_m < 1,33 \times \sigma_{sol}$

$$\sigma_m = 0,236 \text{ MPa} > 1,33 \times \sigma_{sol} = 0,199 \text{ MPa} \Rightarrow \mathbf{\text{Condition non vérifier}}$$

- Calcul des contraintes a L'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{yy}} \times X_G = \frac{98694,83}{677,15} + \frac{164882,83}{29472,26} \times 13,20 = \mathbf{0,219 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times X_G = \frac{135166,71}{677,15} - \frac{164882,83}{36416,16} \times 13,20 = \mathbf{0,072 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3 \times 0,219) + 0,072}{4} = \mathbf{0,182 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_m = 0,182 \text{ MPa} > \sigma_{sol} = 0,150 \text{ MPa} \Rightarrow \mathbf{\text{Condition non vérifier}}$$

B. Vérification de radier à l'effort sous pression :

Il faut que : $P \geq \alpha \times S_{Radier} \times Z \times \gamma$

Avec :

P: poids total à la base du radier.

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement : $\alpha = 1,5$

Z : profondeur de l'infrastructure $Z = 0,90 \text{ m}$

γ : Poids volumique de l'eau.

$$\text{On a : } P = \mathbf{73350,223 \text{ KN}} > 1,5 \times 677,15 \times 0,90 \times 10 = 9141,525 \text{ KN} \rightarrow \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

• Conclusion :

On constate que la stabilité de radier n'est pas vérifiée, c'est-à-dire que la première couche de sol d'assise (à 2 m de profondeur est mal résistante), elle ne peut pas supporter la charge de la superstructure, donc on opte pour des fondations profondes type pieux.

VI .2.1.3. Calcul des pieux :

• Définition :

Les fondations profondes permettent de rapporter les chargements dus à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondations superficielles.

Pour le calcul, les deux types de fondations se différencient essentiellement par la prise en compte d'un frottement sur les parois latérales de la fondation. Pour les fondations profondes (pieux, puits, barrettes, etc.), il y a également lieu de considérer la résistance du sol le long du fût, c'est-à-dire le frottement latéral

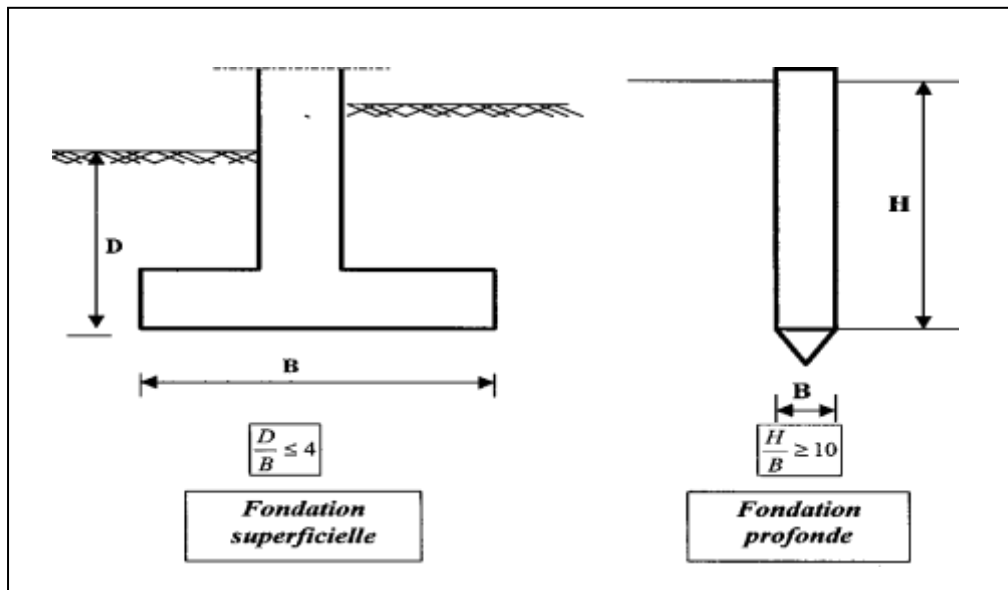


Figure VI.4. Coupe verticale des fondations profondes et superficielles

• Définition d'un pieu :

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements des valeurs très faibles. d'une manière générale les fondations profondes sont souvent désignées par le terme de «pieu».

Les sondages indiquent qu'à une profondeur accessible, on trouve une couche de terrain ayant une bonne résistance, dans ce cas on réalise des pieux qui seront enfoncés à travers les mauvais terrains jusqu'au bon sol

• Classification des pieux :

Les pieux sont couramment classés selon :

- Le matériau constitutif du pieu (en bois, en métal, en béton armé,
- Leur mode d'installation dans le sol.

Pour l'évaluation de la force portante, notamment, il est plus important de considérer le type de sollicitation imposée au sol par la mise en place du pieu. C'est ainsi que l'on distingue :

- . Pieu refoulant le sol à la mise en place.
- . Pieu ne refoulant pas le sol à la mise en place.

A) Pieu refoulant le sol à la mise en place :

- Pieu battu préfabriqué :

Des pieux préfabriqués, en béton armé ou précontraint, ou des pieux métalliques à base obturée sont enfoncés dans le sol par battage en tête, par l'intermédiaire d'un casque. Appartiennent aussi à cette catégorie les pieux battus par pilonnage, par moulage, ou par enrobage.

- Pieu en béton foncé :

Ces pieux sont constitués d'éléments cylindriques en béton armé, préfabriqués ou coulés à l'avancement, de 0.50 à 2.50 m de longueur et de 30 à 60 cm de diamètre. Ces éléments sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.

- Pieu tubulaire précontraint :

Ce type de pieux est constitué d'éléments tubulaires en béton légèrement armé, assemblés par précontrainte, antérieurement au battage.

La mise en œuvre est normalement faite par battage avec base ouverte.

- Pieu vissé moulé :

Ils sont installés dans les sols cohérents par vissage préalable d'un outil en forme de double vis.

B) Pieu ne refoulant pas le sol à la mise en place :

- Pieu foré simple :

Mise en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc. Ce procédé, qui n'utilise pas le soutènement de parois, ne s'applique que dans les sols suffisamment cohérents et situés au-dessus des nappes phréatiques.

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

- Pieux forés à la boue et barrette :

La mise en œuvre se fait de la même manière que le pieu foré simple, sous protection d'une boue de forage. Le forage est rempli de béton de grande ouvrabilité sous la boue, en utilisant une colonne de bétonnage.

- Pieux forés tubés :

Même procédé que le précédent, mais seulement sous protection d'un tubage dans la base est toujours située au-dessous du fond de forage. Le forage est rempli partiellement ou totalement d'un béton de grande ouvrabilité, puis le tubage est extrait sans que le pied du tubage puisse se trouver à moins de 1 m sous le niveau du béton.

- Puits :

Il s'agit d'une fondation massive creusée à la main, les parois étant soutenues par blindage. De par son élancement intermédiaire (D/B entre 4 et 10), ce type de fondation fait plutôt partie des fondations semi-profondes.

• Domaines d'utilisation des pieux :

- Pieux forés simples :

Les pieux forés simples sont idéalement utilisés quand le sol est suffisamment cohérent et situé au-dessus des nappes phréatiques. Le pieu est exécuté sans nuisance sonore et sans vibration, l'ancrage se fait dans les terrains durs à grande profondeur.

- Outils de forage souvent utilisés : tarière, carottier,

- Diamètres courants : de 50 cm à 2 m.

- Profondeur maximale : 70 m.

- Pieux forés à la boue :

Ces types de pieux sont utilisés sur toutes les natures de terrains de grande profondeur, la stabilité des parois est assurée par une boue thixotropique (bentonite). L'outil de forage appelé bucket est de section circulaire. Après descente dans le forage d'une cage d'armatures, l'excavation est remplie de béton à l'aide d'une colonne de bétonnage.

- Outils de forage souvent utilisés : bucket, carottier.

- Diamètres courants : de 62 cm à 2 m.

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

- **Pieuxforéstubés :**

Dans le cas de sols de faible cohésion, un tubage permet d'assurer la tenue des terres durant les opérations de forage. On parle alors de pieux forés tubés. Le tubage peut être enfoncé jusqu'à la profondeur finale par vibration ou foncé avec louvoisement au fur et à mesure de l'avancement du forage. Les pieux forés tubés sont particulièrement bien adaptés pour des travaux fluviaux ou maritimes tels que les fondations de quai ou de ponton rivière.

- Outils de forage souvent utilisés : tarière, bucket, carottier, trépan, benne circulaire.

- Diamètres courants: de 60 cm à 1,5 m.

- Profondeur maximale: 60 m.

• **Mode de fonctionnement des pieux :**

Le principe consiste à traverser les formations compressibles pour venir s'appuyer sur une couche suffisamment résistante (substratum).

Les fondations profondes mobilisent le sol:

- par l'appui de la pointe sur le sol résistant.

- par le frottement latéral.

- **Pieu colonne (effort de pointe) :**

Par l'effort de pointe proportionnellement à leur section lorsqu'elles reposent directement sur le substratum.

- **Pieu flottant (frottement latéral) :**

Par frottement latéral seul dans le cas de pieux fichés dans une couche cohérente: argile par exemple. On appelle pieu flottant, un pieu qui ne descend pas jusqu'à un substratum (bed-rock).

- **Pieu frottant à la base (effort de pointe + frottement latéral) :**

Ce sont des pieux ancrés dans une multicouche à caractéristiques géotechniques convenables, ces pieux travaillent à la fois en pointe et en frottement latéral.

• **Tassement d'un pieu isolé :**

Le tassement d'un pieu isolé sous les charges usuelles est en général faible et ne constitue pas un paramètre de calcul déterminant pour la plupart des structures (**DTR BC.2.33.2 ; calcul des fondations profonds**)

- **Principes de calcul des pieux :**

Les méthodes de calcul de la capacité portante des pieux peuvent être classées en trois catégories :

- a- **la méthode statique :** à partir des essais de laboratoire (caractéristiques de résistance au cisaillement). Ces méthodes sont décrites dans la plupart des cours de mécanique des sols.
- b- **la méthode dynamique :** que ce soit tant les formules classiques dites de « battage » que les méthodes, plus récentes, utilisant l'analyse de la propagation des ondes
- c- **la méthode pratique :** utilisant directement les résultats d'essais en place : essentiellement, SPT (Standard Pénétration Test), CPT (Essai de Pénétration au Cône ou Essai de Pénétration Statique) et PMT (Essai au préssiomètre Ménard).

1. Choix de la méthode :

- Méthode statique :

- C'est une adaptation aux fondations profondes des formules développées pour le cas des fondations superficielles tout en rajoutant le terme de frottement latéral.

Avant le développement des essais in-situ, il était d'usage le recours à la théorie classique de la capacité portante pour calculer Q à partir des caractéristiques mécaniques C et ϕ . La charge limite reprise par un pieu isolé dans un sol homogène est formulée selon cette théorie comme suit :

$$Ql = \left(\frac{1}{2} B \gamma_2 N_\gamma + \gamma_1 D N_q + C N_c \right) \times S$$

↓ ↓ ↓
Terme Terme Terme
surface d'ancrage cohésion

- **Calcul de la capacité portante par la méthode statique :** Le sol s'oppose à l'enfoncement du pieu par une réaction au niveau de la base appelée **terme de pointe** et un frottement tout au long du fût (frottement sol-pieu) appelé terme de frottement latéral.

- **Classification des fondations profondes selon le rapport D/B :**

Ce critère a longtemps servi à distinguer les fondations superficielles des fondations profondes.

En dehors de toute considération sur le mode d'exécution, il est toutefois certain que plus le rapport D/B est grand, plus le rôle du frottement latéral a tendance à devenir important par rapport à la portance dite « de pointe ».

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

- Si $D/B > 10 \rightarrow$ **fondation fort élancée :**

L'expérience a montré que dans le cas des fondations élancées, il y a apparition d'un bulbe de rupture qui délimite ainsi le terme de pointe agissant sur une distance D_c appelée ancrage critique.

Les formules élaborées pour les fondations superficielles restent valables tout en négligeant le terme de surface et avec une nette majoration du facteur de portance N_q pour le calcul de l'ancrage critique tel que :

$$N_q = 10^{N_{t,q}} \text{ avec } 2,7 \leq N \leq 3,7 \text{ et } \phi \text{ est celui du sol qui supporte le pieu}$$

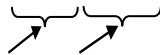
$$\text{Si } B < 0,9 \text{ m, } N = 3,04$$

- Si $4 < D/B < 10 \rightarrow$ **fondation faible élancée :**

On appelle terme de pointe, la résistance au poinçonnement du sol. sa formulation est identique à celle des fondations superficielles, sauf que le terme de surface est négligeable devant le terme de profondeur et celui de la cohésion.

$$Q_{lp} = \left(\underbrace{\frac{1}{2} B \gamma_2 N_\gamma + \gamma_1 D N_q + C N_c}_{\text{Terme négligé}} \right) \times S$$

- **Calcul de la charge limite de pieu :** $Q_l = Q_p + Q_f$



Terme de pointe Terme de frottement latérale

- **Calcul de la charge admissible de pieu :** $Q_{adm} = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_f}{2}$

Avec : FP : coefficient de sécurité affecté au terme de pointe : **FP = 3**

Ff : coefficient de sécurité affecté au terme de frottement latéral : **Ff = 2**

• **Choix de pieu :**

on va utiliser le pieu foré simple par rapport aux avantages de réalisation suivants :

- Facilité et rapidité d'exécution sur chantier
- Ne refoule pas le sol

2. Dimensionnement de pieu :

On a : $\sigma_{ext} \leq \sigma_{adm}$

$$\frac{Ns}{S} \leq \sigma_{adm} \rightarrow \frac{Ns}{\frac{\pi \times \varphi^2}{4}} \leq \sigma_{adm} \rightarrow \varphi \leq \sqrt{\frac{4 \times Ns}{\pi \times \sigma_{adm}}}$$

$$\varphi \leq \sqrt{\frac{4 \times 1973,53}{3,14 \times 289}} \Rightarrow \varphi \leq 2,91 \text{ m}^2$$

. Selon le **DTR. BC.2.33.2** (calcul des fondations profondes), les dimensions des pieux forés doivent vérifiées la condition suivante : **B ≥ 0,80 m**

On opte pour : **B = 0,8 m**

- Données de rapport de sol :

. **Couche 1** : H = 4,00 m → $\gamma d = 15,2 \text{ KN/m}^3$

$$Cu = 35 \text{ KPa}$$

$$\varphi = 18^\circ$$

. **Couche 2** : H = 3,00 m → $\gamma d = 16,2 \text{ KN/m}^3$

$$Cu = 66 \text{ KPa}$$

$$\varphi = 18,03^\circ$$

. **Couche 3** : H = 3,00 m → $\gamma d = 20,1 \text{ KN/m}^3$

$$Cu = 66 \text{ KPa}$$

$$\varphi = 18,03^\circ$$

➤ Calcul du terme de pointe :

Le terme de pointe c'est la résistance au poinçonnement du sol. sa formulation est identique à celle des fondations superficielles, sauf que le terme de surface est négligeable devant le terme de profondeur

Nous avons : B = 0,8 m

D = 10 m

$$\frac{D}{B} = \frac{10}{0,8} = 12,5 > 10 \rightarrow \text{fondation élancée (Pieu)}$$

⇒ donc le terme de surface est négligeable

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

$$Q_{lp} = \gamma_1 D N_q + C N_c$$

$$Q_{lp} = ((15,2 \times 4) + (16,2 \times 3) + (20,1 \times 3)) \times 5,25 + (66 \times 13,1) = 1755,52 \text{ KN/m}^2$$

- Calcul de la surface : $S = \frac{\pi \phi^2}{4} = \frac{3,14 \times 0,8^2}{4} = 0,502 \text{ m}^2$

$$Q_{lp} = 1755,52 \times 0,502 = 881,97 \text{ KN}$$

➤ Calcul du terme de frottement latéral :

$$D_c = \frac{B}{4} \times N q_{max}^{2/3}$$

Avec : $N q_{max} = 10^{N_{tg\phi}}$; Pour $B < 0,9 \text{ m} \Rightarrow N = 3,04$

$$N q_{max} = 10^{3,04 \times tg 18,03} = 9,761$$

$$D'ou : D_c = \frac{0,8}{4} \times 9,761^{2/3} = 0,913 \text{ m}$$

$$D_f = 10 - 0,913 = 9,09 \text{ m}$$

Couche 1 : H = 4,00 m

$$q_f 1 = f m \phi_1 + f m c_1$$

- Terme de frottement : $f m \phi_1 = \frac{f m_1 + f m_2}{2} \times s \phi_1$

$$f m_1 = \sigma v (Z = 0 \text{ m}) = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$f m_2 = \sigma v (Z = 4 \text{ m}) = \gamma_1 \times h_1 = 15,2 \times 4 = 60,8 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi_1 = 18^\circ \rightarrow s \phi_1 = 0,475$$

$$f m \phi_1 = \frac{0 + 60,8}{2} \times 0,475 = 14,44 \text{ KN/m}^2$$

- Terme de cohésion : $f m c_1 = C_1 \times s c_1$

$$\phi_1 = 18^\circ \rightarrow s \phi_1 = 2,316$$

$$f m c_1 = 35 \times 2,316 = 81,06 \text{ KN/m}^2$$

$$D'où : q_f 1 = 14,44 + 81,06 = 95,5 \text{ KN/m}^2$$

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

Couche 2 : H = 3,00 m

$$qf\ 2 = fm\varphi_2 + fmc_2$$

$$\text{- Terme de frottement : } fm\varphi_2 = \frac{fm_1 + fm_2}{2} \times s\varphi_2$$

$$fm_1 = \sigma v (Z = 0m) = \gamma_1 \times h_1 = \mathbf{60,8\ KN/m^2}$$

$$fm_2 = \sigma v (Z = 3m) = (\gamma_1 \times h_1) + (\gamma_2 \times h_2) = (15,2 \times 4) + (16,2 \times 3) \\ = \mathbf{109,4\ KN/m^2}$$

$$\varphi_2 = 18,03^\circ \rightarrow s\varphi_2 = 0,478$$

$$fm\varphi_2 = \frac{60,8+109,4}{2} \times 0,478 = \mathbf{40,68\ KN/m^2}$$

$$\text{- Terme de cohésion : } fmc_2 = C_2 \times sc_2$$

$$\varphi_2 = 18,03^\circ \rightarrow s\varphi_1 = 2,36$$

$$fmc_1 = 66 \times 2,36 = \mathbf{155,76\ KN/m^2}$$

$$\text{D'où : } qf\ 2 = 40,68 + 155,76 = \mathbf{196,44\ KN/m^2}$$

Couche 3 : H = 3,00 m

$$qf\ 3 = fm\varphi_3 + fmc_3$$

$$\text{- Terme de frottement : } fm\varphi_3 = \frac{fm_1 + fm_2}{2} \times s\varphi_3$$

$$fm_1 = \sigma v (Z = 0m) = (\gamma_1 \times h_1) + (\gamma_2 \times h_2) = (15,2 \times 4) + (16,2 \times 3) \\ = \mathbf{109,4\ KN/m^2}$$

$$fm_2 = \sigma v (Z = 3m) = (\gamma_1 \times h_1) + (\gamma_2 \times h_2) + ((\gamma_3 \times (h_3 - Dc))) \\ (15,2 \times 4) + (16,2 \times 3) + ((20,1 \times (3 - 0,91)) = \mathbf{151,41\ KN/m^2}$$

$$\varphi_3 = 18,03^\circ \rightarrow s\varphi_3 = 0,478$$

$$fm\varphi_3 = \frac{109,4 + 151,41}{2} \times 0,478 = \mathbf{62,33\ KN/m^2}$$

$$\text{- Terme de cohésion : } fmc_3 = C_3 \times sc_3$$

$$\varphi_3 = 18,03^\circ \rightarrow s\varphi_3 = 2,36$$

$$fmc_3 = 66 \times 2,36 = \mathbf{155,76\ KN/m^2}$$

$$\text{D'où : } qf\ 3 = 62,33 + 155,76 = \mathbf{218,09\ KN/m^2}$$

$$Qf = (qf_1 \times \pi \times \varphi \times h_1) + (qf_2 \times \pi \times \varphi \times h_2) + (qf_3 \times \pi \times \varphi \times h_3)$$

$$Qf = (95,5 \times 3,14 \times 0,8 \times 4) + (196,44 \times 3,14 \times 0,8 \times 3) + (218,09 \times 0,8 \times 3,14 \times 2,09)$$

$$Qf = \mathbf{3584,94\ KN}$$

$$Ql = Qp + Qf = 881,97 + 3584,94 = \mathbf{4466,91 \text{ KN}}$$

$$Q_{adm} = \frac{Qp}{3} + \frac{Qf}{2} = \frac{881,97}{3} + \frac{3584,94}{2} = \mathbf{2086,46 \text{ KN}}$$

- Calcul de la contrainte limite de pieu :

$$ql = 1,755 + 0,510 = \mathbf{2,265 \text{ MPa}}$$

- Calcul de la contrainte admissible de pieu :

$$q_{adm} = \frac{qp}{3} + \frac{qf}{2} = \frac{1,755}{3} + \frac{0,510}{2} = \mathbf{0,84 \text{ MPa}}$$

• **Vérification de la capacité portante :**

Il faut que $N_s < Q_{adm}$

$$N_s = 1973,53 \text{ KN} < Q_{adm} = 2086,46 \text{ KN} \Rightarrow \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

• **Nombre de pieux nécessaire :**

$$N = \frac{\text{Charge totale de la superstructure}}{\text{charge admissible d'un pieu}} = \frac{87934,543}{2086,46} = \mathbf{42 \text{ pieux}}$$

Remarque : pour une bonne transmission des charges et surcharges de la superstructure on doit avoir un pieu sous chaque poteau ou voile, donc on opte pour **56 pieux**

3. Ferrailage des pieux :

Le pieu sera ferrillé en flexion composé sur toute sa longueur selon les combinaisons des charges les plus défavorables

• **Les combinaisons des charges de calcul :**

$$L'ELU : 1,35G + 1,5Q$$

$$L'ELS : G + Q$$

$$G + Q \pm E : \text{RPA99 / Version 2003.}$$

$$0,8G \pm E : \text{RPA99 / Version 2003.}$$

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

• Exigence de DTR B.E.1.32 : (CHAPITRE II)

. **Dispositions constructives** : les pieux couramment adopté dans les projets sont :

- Verticaux
- Calculés en flexion composée
- Ferraillés sur toute leur longueur

• Armatures longitudinales : (DTR B.E.1.32 Art .2.2)

- Les armatures longitudinales doivent être à hautes adhérences, leur nombre minimal sera 6 pour le diamètre $B < 80$ cm et 10 pour le diamètre $B > 80$ cm , leurs pourcentage minimal sera de **0,5 %** et le pourcentage maximal sera de **3 %** de la section nominale de pieu sur toute sa longueur
- Le diamètre minimal est de **12 mm** , les diamètres les plus couramment utilisés varient de **16 à 32 mm** .
- La distance de nu a nu des barres varie entre un minimum de **10 cm** et un maximum de l'ordre de **30 cm**
- Il est de préférence d'éviter d'utiliser de deux diamètre de barres pour une même section de pieux et de préférence aussi des diamètres consécutifs (14 ;16) (16 ;20) (20 ;25)

• Armatures transversales : (DTR B.E.1.32 Art .2.2)

- Pour des armatures longitudinales dont le diamètre ϕ_l varie entre **12 mm** et **20 mm** , il faudra choisir le diamètre ϕ_t de l'armature transversale entre **6 mm** et **10 mm**
- Pour des armatures longitudinales dont ϕ_l est supérieur ou égale a **20 mm** , il faudra choisir ϕ_t compris entre **10 mm** et **12 mm**
- L'écartement maximal de nu a nu des spires ou des cerces est de **8 ϕ_l** en partie courante et de **10 cm** en tête de pieu sur une longueur de **2,5** de diamètre du pieu
- Le diamètre minimal des armatures transversales est de 10 mm (**RPOA Art 7.6.2.2**)
- Espacement maximal nu a nu des cerces : 12 fois le diamètre des barres longitudinales (**RPOA Art 7.6.2.2**)
- Dans tous les cas de pieux en béton , il doit être prévu des renforts sur : une profondeur **2d** a partir de tête de pieu , ces renforts concernent uniquement les aciers transversaux , les armatures transversales en zones renforcées sont caractérisés par un pourcentage en volume de $0,8 \% \sqrt{d}$, borné supérieurement a 0,8% et un espacement des cerces de 10 cm (**RPOA Art 7.6.2.2**)

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

- La longueur de recouvrement des barres longitudinales doit être égale au maximum ($40 \varphi l, 80 \text{ cm}$)
- L'assemblage des barres longitudinales est assuré par des points de soudure à l'arc électrique ou par ligature
- L'épaisseur du béton qui enrobe les armatures doit être au moins de **7 cm**

• Béton : (DTR B.E.1.32 Art .2.2 – 3)

- Le dosage minimal en ciment est de **350 Kg/m³**, le dosage couramment utilisé pour le béton des pieux est de **400 Kg/m³**
- Le diamètre maximal des granulats est de 25 mm

• Calcul des armatures à L'ELU :

- Calcul de l'excentricité : $e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{20,923 \times 10^2}{2942,17} = \mathbf{0,71 \text{ cm}} < \frac{D}{6} = \frac{80}{6} = \mathbf{13,33 \text{ cm}}$

le centre de pression « Cp » se trouve à l'intérieur de la section délimitée par les aciers

→ section entièrement comprimée

- Calcul de l'élancement : $\lambda = \frac{4 \times l_f}{D}$ avec $l_f = 0,5 l_0 = 0,5 \times 10 = \mathbf{5 \text{ m}}$

D'où : $\lambda = \frac{4 \times 5}{0,8} = 25 < 50$

Et $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{25}{35}\right)^2} = \mathbf{0,77}$

$Br = \frac{\pi \times (d - 0,02)^2}{4} = \frac{3,14 \times (0,73 - 0,02)^2}{4} = \mathbf{0,39 \text{ m}^2}$

- Calcul des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_u}{A} + \frac{M_z}{I_z} \times V$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_u}{A} - \frac{M_z}{I_z} \times V$$

$$A = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{3,14 \times 0,8^2}{4} = \mathbf{0,502 \text{ m}^2}$$

$$I_z = \frac{\pi \times D^4}{64} = \frac{3,14 \times 0,8^4}{64} = \mathbf{0,020 \text{ m}^4}$$

$$V = \frac{D}{2} = \frac{0,8}{2} = \mathbf{0,4 \text{ m}}$$

N_u : Effort normal établi a partir de logiciel ETABS , $N_u = \mathbf{2942,17 \text{ KN}}$

M_z : Moment de fléchissant établi a partir de logiciel ETABS , $M_u = \mathbf{20,923 \text{ KN.m}}$

$$\sigma_{\max} = \frac{2942,17 \times 10^3}{0,502 \times 10^6} + \frac{20,923 \times 10^6}{0,020 \times 10^{12}} \times 0,4 \times 10^3 = \mathbf{6,279 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{2942,17 \times 10^3}{0,502 \times 10^6} - \frac{20,923 \times 10^6}{0,020 \times 10^{12}} \times 0,4 \times 10^3 = \mathbf{5,442 \text{ MPa}}$$

D'où : $N_u = \sigma_{\max} \times A = 6,279 \times 10^3 \times 0,502 = \mathbf{3152,06 \text{ KN}}$

- Calcul de la section théorique :

$$Ath \geq \left[\frac{Nu}{\alpha} - \frac{Br \times fc_{28}}{0,9 \times \gamma_b} \right] \times \frac{\gamma_s}{fe}$$

$$Ath \geq \left[\frac{3152,06 \times 10^3}{0,708} - \frac{0,39 \times 10^6 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right] \times \frac{1,15}{400}$$

$Ath \geq - 77,56 \text{ cm}^2$

- Section d'acier minimale :

$$A_{0,2\%} = 0,002 \times B = 0,002 \times 0,502 = 0,0010004 \text{ m}^2 = \mathbf{10,05 \text{ cm}^2}$$

D'où : $A_{0,2\%} = \mathbf{10,05 \text{ cm}^2}$

Asc = max (A_t ; $A_{0,2\%}$) → Asc = $\mathbf{10,05 \text{ cm}^2}$

. D'après le règlement parasismique des ouvrages d'art, la section totale nominale minimale des armatures longitudinales du pieu est de **0,5%(RPOA .Art.7.6.2.2)**

$$A_{L \min} = 0,005 \times 0,5024 \times 10^4 = \mathbf{25,12 \text{ cm}^2}$$

Et : $A_{L \max} = 0,03 \times 0,5024 \times 10^4 = \mathbf{150,72 \text{ cm}^2}$

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

On opte pour $16 \text{ HA } 20 = 47,11 \text{ cm}^2 \text{ esp} = 15 \text{ cm}$

- **Armatures transversales : (DTR B.E.1.32 Art .2.2)**

- Pour des armatures longitudinales dont φ_l est supérieur ou égale a **20 mm** , il faudra choisir φ_t compris entre **10 mm** et **12 mm** \Rightarrow **On opte pour le diamètre HA 12**

. **Disposition des cerces :**

- **Cerces extérieur :** $Esp_{Max} = 8 \times \varphi_L = 16 \text{ cm}$

. Zone nodale : $Esp = 10 \text{ cm}$ en tête de pieu sur une longueur de 2m

. Zone courante : $Esp = 14 \text{ cm}$

- **Cerces intérieur :** $Esp = 1 \text{ HA } 12$ chaque 2 m en zone courante (avec premier espacement depuis la pointe de pieu **0,85 cm**)

- **Les renforts : (RPOA Art 7.6.2.2)**

. Longueur de disposition des renforts : $2d = 2 \times 0,8 = 1,60 \text{ m}$; **HA 12 avec un espacement de 10cm**

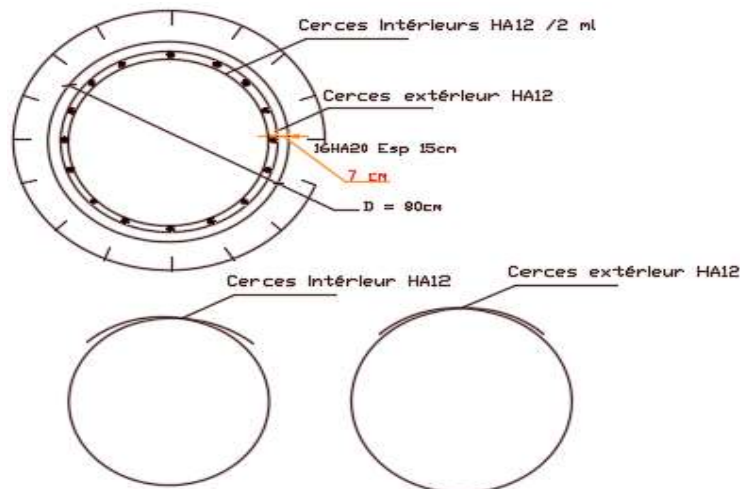


Figure VI.5. Coupe horizontale de ferrailage des pieux

VI.2.2. Ferrailage de radier :

Le radier se calcule comme étant un plancher renversé encastré de 4 côtés, soumis à un chargement uniforme

- Panneau le plus sollicité : AB34

$$L_x = 4,15 \text{ m}$$

$$L_y = 4,30 \text{ m}$$

• Calcul de l'élanement : $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{415}{430} = 0,98 \approx 1$

$0,4 < \rho_x < 1 \Rightarrow$ le panneau travaille dans les deux sens

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_{max} due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$q_u = \sigma_m (ELU) - \frac{G_{Radier}}{S_{Radier}} = 236 - \frac{14584,32}{677,15} = 214,46 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_s (ELU) - \frac{G_{Radier}}{S_{Radier}} = 182 - \frac{14584,32}{677,15} = 160,46 \text{ KN/m}^2$$

La charge est uniformément répartie sur toute la surface du panneau, les valeurs des moments suivant les deux directions sont données par :

$$M_{ox} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$$

On tire les valeurs de μ_x et μ_y : on a $\rho_x = 1$; $\vartheta = 0$ (ELU)

$$\mu_x = 0,0368 \quad \text{et} \quad \mu_y = 1$$

$$\text{Donc : } M_{ox} = 0,0368 \times 214,46 \times 4,15^2 = 135,922 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = 1 \times 135,922 = 135,922 \text{ KN.m}$$

• Calcul des moments :

- Moments aux appuis :

. sens x : $M_a = 0,4 M_{ox} = 0,4 \times 135,922 = 54,37 \text{ KN.m}$

. sens y : $M_a = 0,5 M_{ox} = 0,5 \times 135,922 = 67,96 \text{ KN.m}$

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

- **Moments en travées** : $M_t \geq 1,25 M_o - \frac{M_w + M_e}{2}$

. sens x : $M_t = 0,85 M_{ox} = 0,85 \times 135,922 = 115,53 \text{ KN.m}$

. sens y : $M_t = 0,95 M_{oy} = 0,80 \times 135,922 = 108,74 \text{ KN.m}$

VI.2.2.1. Calcul des armatures a L'ELU :

- **Aux appuis** : on calcul avec le sens le plus défavorable (sens y , $M_a y = 67,96 \text{ KN.m}$)

. sens x : on a $d = h - c = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{67,96 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,065 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Donc : $A' = 0 \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

on a : $\mu_u = 0,052 \Rightarrow \beta = 0,966$

$$A_{st} = \frac{67,96 \times 10^2}{0,966 \times 27 \times 348 \times 10^{-1}} = 7,49 \text{ cm}^2$$

• Vérification de la condition de non fragilité : (Art B.7.4 BAEL91 / 99)

$W_x = \frac{Ax}{bh} \geq W_o \frac{3 - \rho_x}{2}$ Avec : $W_o = 0,8\%$ pour les aciers FeE400

$$Ax \geq W_o \times \frac{3 - \rho_x}{2} \times b \times h$$

$$Ax \geq 0,0008 \times \frac{3-1}{2} \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 0,1 \text{ cm}^2 \leq Ax = 1,2 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ on opte pour **9 HA 14 = 13,85 cm² esp= 11cm**

- **En travées** : on calcul avec le sens le plus défavorable (sens x , $M_a x = 115,53 \text{ KN.m}$)

. sens x : on a $d = h - c = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{115,53 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,112 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Donc : $A' = 0 \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

on a : $\mu_u = 0,112 \Rightarrow \beta = 0,940$

$$A_{st} = \frac{115,53 \times 10^2}{0,940 \times 27 \times 348 \times 10^{-1}} = \mathbf{13,08 \text{ cm}^2}$$

• **Vérification de la condition de non fragilité : (Art B.7.4 BAEL91 / 99)**

$$W_x = \frac{A_x}{bh} \geq W_o \frac{3-\rho_x}{2} \text{ Avec : } W_o = 0,8\% \text{ pour les aciers FeE400}$$

$$A_x \geq W_o \times \frac{3-\rho_x}{2} \times b \times h$$

$$A_x \geq 0,0008 \times \frac{3-1}{2} \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0,29 \text{ cm}^2 \leq A_x = 1,2 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on opte pour } \mathbf{9 \text{ HA } 14 = 13,85 \text{ cm}^2 \text{ esp} = 11 \text{ cm}}$$

- **Espacement des barres : (BAEL 91 modifié 99 / Art. A.8.2, 42)**

.sens x : $St \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = \min \{45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow \text{on opte pour : } St = 11 \text{ cm}$

.sens y : $St \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = \min \{45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow \text{on opte pour : } St = 11 \text{ cm}$

VI.2.2.2. Vérifications a l'ELU :

- **Vérification au cisaillement (Art A.5.1, 211 BAEL91 / 99):**

.**Calcul de l'effort tranchant :**

.au milieu de l_y : $T = \frac{P}{2l_y + l_x} = \frac{214,46 \times 4,15 \times 4,30}{(2 \times 4,30) + 4,15} = 300,16 \text{ KN}$

. au milieu de l_x : $T = \frac{P}{3 l_y} = \frac{214,46 \times 4,15 \times 4,30}{3 \times 4,30} = 296,67 \text{ KN}$

Donc on prend : **T max = 300,16 KN**

. **Calcul de la contrainte de cisaillement : $V_u = T \text{ max} = 300,16 \text{ KN}$**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o \times d} = \frac{300,16 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,11 \text{ MPa}$$

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

calcul de la contrainte de cisaillement admissible : la fissuration est considérée comme étant peu préjudiciable, donc la contrainte sera calculée comme suit :

$$\bar{\tau}_u \leq \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} \right\} = \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3 / BAEL 91 / 99)

. Aux appuis :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \quad \text{avec : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Avec :

. Ψ_s : Coefficient de scellement qui égale à 1,5 pour les barres de haute adhérence)

$$\text{D'où : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \Sigma u_i}$$

Σu_i : Somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma u_i = n \times \pi \times \varphi = 9 \times 3,14 \times 14 = 219,8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{300,16 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 395} = \mathbf{3,13 \text{ MPa}}$$

. Calcul de la contrainte admissible : $\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$.

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition. Vérifiée}$$

→ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- En travée :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \quad \text{avec : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Avec :

. Ψ_s : Coefficient de scellement qui égale à 1,5 pour les barres de haute adhérence)

$$\text{D'où : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \Sigma u_i}$$

Σu_i : Somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma u_i = n \times \pi \times \varphi = 9 \times 3,14 \times 14 = 395 \text{ mm.}$$

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

$$\tau_{se} = \frac{300,16 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 395} = 3,13 \text{ MPa}$$

. **Calcul de la contrainte admissible** : $\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$.

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ **Condition.Vérifiée**

→ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Longueur de scellement droit (Art A.6.1, 221 BAEL91/ 99): (Ancrage des barres)**

La longueur de scellement droit est : $L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$

. **Aux appuis :**

Avec : $\tau_s = (0,6 \times f_t \times 28 \times \psi_s^2) = 0,6 \times 2,1 \times (1,5)^2 = 2,835 \text{ MPa}$

Donc : $L_s = \frac{14 \times 400}{4 \times 2,835} = 493,82 \text{ mm}$

Soit : $L_s = 50 \text{ cm}$

. **En travée :**

Avec : $\tau_s = (0,6 \times f_t \times 28 \times \psi_s^2) = 0,6 \times 2,1 \times (1,5)^2 = 2,835 \text{ MPa}$

Donc : $L_s = \frac{14 \times 400}{4 \times 2,835} = 493,82 \text{ mm}$

Soit : $L_s = 50 \text{ cm}$

→ **Longueur d'ancrage mesurée hors crochets :**

$L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$

- **La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ , en zone III : $L_r = 60 \text{ cm}$**

VI.2.2.3. Vérification à l'ELS :

Nous avons la valeur de l'élancement : $\rho_x = 1$

\Rightarrow le panneau travail dans les deux sens

• **Calcul des moments fléchissant :**

La charge est uniformément répartie sur toute la surface du panneau, les valeurs des moments suivant les deux directions sont données par :

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

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

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

On tire les valeurs de μ_x et μ_y : on a $\rho_x = 1$; $\vartheta = 0,2$ (ELU)

$$\mu_x = 0,0442 \text{ et } \mu_y = 1$$

$$\text{Donc : } M_x = 0,0442 \times 160,46 \times 4,15^2 = 122,15 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 1 \times 122,15 = 122,15 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments a L'ELS :**

-

- **Moments aux appuis :**

$$\text{. sens x : } M_a = 0,4 M_x = 0,4 \times 122,15 = 48,86 \text{ KN.m}$$

$$\text{. sens y : } M_a = 0,5 M_y = 0,5 \times 122,15 = 61,075 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées : $M_t \geq 1,25 M_o - \frac{M_w + M_e}{2}$**

$$\text{. sens x : } M_t = 0,85 M_x = 0,85 \times 122,15 = 103,83 \text{ KN.m}$$

$$\text{. sens y : } M_t = 0,80 M_y = 0,80 \times 122,15 = 97,72 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des armatures a L'ELS :** tans que les efforts obtenus depuis la combinaison de l'ELU sont les plus défavorables, donc on adapte le ferrailage de L'ELU

• **Etat limite de compression de béton : BAEL91 modifié 99 (Art. A.5.2).**

$$M_t \text{ max} = 103,83 \text{ KN.m}$$

$$M_a \text{ max} = 61,075 \text{ KN.m}$$

• **En travées :**

- **Contrainte dans l'acier :** On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 13,85}{100 \times 27} = 0,512 \quad \text{d'où } \rho_1 = 0,512 \Rightarrow K = 31,30 \Rightarrow \beta = 0,892$$

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

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

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{103,83 \times 10^3}{0,892 \times 27 \times 13,85} = 311,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 311,27 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition. Vérifiée}$$

- Vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\rho_1 = 0,512 \text{ donc : } \beta = 0,892 \text{ ceci implique : } K = 31,30$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{311,27}{31,30} = 9,94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,94 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• Aux appuis :

- **Contrainte dans l'acier :** On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 13,85}{100 \times 27} = 0,512 \text{ d'où } \rho_1 = 0,512 \Rightarrow K = 31,30 \Rightarrow \beta = 0,892$$

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

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_s} = \frac{61,075 \times 10^3}{0,892 \times 27 \times 13,85} = 283,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 283,09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition. Vérifier}$$

- Vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\rho_1 = 0,314 \text{ donc : } \beta = 0,892 \text{ ceci implique : } K = 31,30$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{283,09}{31,30} = 9,044 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,044 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion : L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont **suffisantes**.

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

- Etat limite d'ouverture des fissures (Art A.4.5.3 BAEL91/99) :

La fissuration est considérée comme étant préjudiciable (élément exposé aux intempéries), donc la vérification est nécessaire .

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 \times f_e ; 110 \times \sqrt{n \times f_{tj}})\right) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{st} = \min(266,66 ; \max(200 ; 201,63))$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{201,63 \text{ MPa}} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Etat limite de déformation-Vérification de la flèche : (Art .B.7.5. BAEL91 / modifié99) :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_x} \Rightarrow \frac{30}{415} = 0,072 \geq \frac{103,83}{20 \times 122,15} = 0,042 \Rightarrow \text{Condition . Vérifiée}$$

$$\frac{A_{st}}{b_o \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{13,85}{100 \times 27} = 0,005 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \quad \Rightarrow \text{Condition . Vérifiée}$$

Conclusion : Les conditions sont vérifiées, donc il est pas nécessaire de calculer la flèche.

VI.2.3. Calcul de débord :

Le débord se calcul comme étant une console encastré d'un seul coté soumise à une charge uniformément répartie.

- Calcul des moments fléchissant :

$$\text{ELU : } M_e = \frac{qu \times L^2}{2} = \frac{214,46 \times 0,5^2}{2} = \mathbf{26,81 \text{ KN.m}}$$

$$\text{ELS : } M_e = \frac{qs \times L^2}{2} = \frac{160,46 \times 0,5^2}{2} = \mathbf{20,06 \text{ KN.m}}$$

VI.2.3.1. Calcul des armatures a L'ELU :

. Armatures de principales : $M_e = 26,81 \text{ KN.m}$

On a : $d = h - c = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$

$$\mu_u = \frac{M_e}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{26,81 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = \mathbf{0,026} < \mathbf{0,392} \Rightarrow \text{SSA}$$

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

Donc : $A' = 0 \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$A_{st} = \frac{M_e}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

on a : $\mu_u = 0,026 \Rightarrow \beta = 0,986$

$$A_{st} = \frac{26,81 \times 10^2}{0,986 \times 27 \times 348 \times 10^{-1}} = 2,89 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$ avec $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5 HA 10 = 3,93 cm²**

. Armatures de répartition :

Selon l'article **A.8.2.41 du BAEL 91**, Les armatures disposées suivant deux directions perpendiculaires sont telles que le rapport de la section armant la direction la moins sollicitée à celle armant la direction orthogonale (la plus sollicitée) est au moins égal à :

- 1/3 Si les charges appliquées ne comprennent des efforts concentrés
 - 1/4 dans le cas contraire
- les armatures de répartition sont au moins égales à :

$$A_r \geq \frac{A_{adoptée}}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 5 \text{ HA } 10 = 3,93 \text{ cm}^2$. Avec un espacement $St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$.

Remarque

La section des armatures trouvée dans le calcul débord est inférieure à la section d'armature de tablier alors on opte le même ferrailage pour le débord

VI.2.3.2. Vérification à l'ELU :

- Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.1.1/ BAEL 91 - 99) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o \times d}$$

$$V_u = q_u \times L = 214,46 \times 0,50 = 107,23 \text{ KN}$$

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

$$\tau_u = \frac{107,23 \times 10^3}{1000 \times 27} = 0,397 \text{ MPa}$$

.calcul de la contrainte de cisaillement admissible :

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\overline{\tau}_u \leq \min(2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0,397 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition. Vérifier}$$

→ La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement. donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3 / BAEL 91 / 99)

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \quad \text{avec : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Avec :

. Ψ_s : Coefficient de scellement qui égale a 1,5 pour les barres de haute adhérence)

$$\text{D'où : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \Sigma u_i}$$

Σu_i : Somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma u_i = n \times \pi \times \varphi = 5 \times 3,14 \times 10 = 157 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{107,23 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 157} = 2,81 \text{ MPa}$$

. Calcul de la contrainte admissible : $\overline{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition. Vérifier}$$

→ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- Longueur de scellement droit (BAEL91-art A.6.1, 221): (Ancrage des barres)

$$\text{La longueur de scellement droit est : } L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = (0,6 \times f_{t28} \times \psi_s^2) = 0,6 \times 2,1 \times (1,5)^2 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 352,73 \text{ mm}$$

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

Soit : $L_s = 35 \text{ cm}$

- Espacements des barres (BAEL 91 modifié 99 / Art. A.8.2, 42)

.Armatures principales : $St = 20 \text{ cm} < \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$ \Rightarrow Condition vérifiée.

.Armatures de répartition : $St = 20 \text{ cm} < \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$ \Rightarrow Condition vérifiée

VI.2.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS :

la fissuration est considérée comme préjudiciable

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

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

σ_{st} : Contrainte limite dans les aciers tendus.

- Vérification Contraintes dans les aciers :(Art A.4.5, 33 BAEL91-99) :

$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}}$ Avec : σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 27} = 0,145 \text{ d'où } \beta = 0,937 \text{ et } K1 = 64,37$$

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \frac{20,06 \times 10^6}{0,937 \times 270 \times 3,93 \times 10^2} = 201,76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 201,76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition. Vérifier}$$

- Vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\rho1 = 0,337 \text{ donc : } \beta = 0,909 \text{ ceci implique : } K = 40,25$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} = \frac{201,76}{64,37} = 3,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

\rightarrow Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé

- Etat limite d'ouverture des fissures (Art A.4.5.3 BAEL91/99) :

La fissuration est considérée comme étant préjudiciable (élément exposé aux intempéries), donc la vérification est nécessaire .

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 \times f_e ; 110 \times \sqrt{n \times f_{tj}})\right) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{st} = \min(266,66 ; \max(200 ; 201,63))$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{201,63 \text{ MPa}} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.4. Ferrailage des nervures :

Le calcul se fera en flexion simple sous les combinaisons des charges les plus défavorables, et seront ensuite vérifiées à L'ELS.

- Les combinaisons des charges pour le calcul :

$$L'ELU : 1,35G + 1,5Q$$

$$L'ELS : G + Q$$

$$G + Q \pm E : \text{RPA99 / Version 2003.}$$

$$0,8G \pm E : \text{RPA99 / Version 2003.}$$

Remarque : vu que le diamètre de pieu est supérieur à la base de la nervure, il y'a lieu d'augmenter la largeur de la nervure pour assurer une jonction parfaite sur la tête de pieu ,et selon la condition décrit dans **chapitre IV BAEL91/99 ; DTU associer jean pierre mougin** : on doit avoir 10 cm de plus a partir de la tête dans les deux côtés de la nervure .autrement dit il faut que la semelle soit légèrement plus large que les pieux

$$\text{Donc : } b_n \geq \varphi_{\text{Pieu}} + 10 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } b_n \geq 80 + 10 + 10$$

$$b_n \geq 100 \rightarrow \text{on opte pour : } \mathbf{b_n = 100 \text{ cm}}$$

VI.2.4.1. Calcul des armatures a L'ELU :

- Armatures longitudinales :

- En travées : $M_{\text{max}} = 954,644 \text{ KN.m}$, Combo : GQEY

$$\xi = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{954,644 \times 10^3}{100 \times 95^2 \times 21,74} = 0,048 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A (Asc = 0)}$$

$$\text{avec } f_{bc} = \frac{0,85 \times f_c}{\theta * \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{0,85 \times 1,15} = 21,74 \text{ MPa}$$

$$\xi = 0,048 \Rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{954,644 \times 10^3}{0,975 \times 95 \times 400} = 25,77 \text{ cm}^2$$

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

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; \text{ avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06.f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 95 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{11,47 \text{ cm}^2}$$

. Condition de non fragilité (RPA99/ V2003) :

$$A_{\min} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 100 \times 100 = \mathbf{50 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Soit : } \mathbf{9 \text{ HA } 16 \text{ (filantes) + 9 HA } 16 \text{ (chapeaux) = } 31,95 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $M_{uT} = -798,246 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{798,246 \times 10^3}{100 \times 95^2 \times 21,74} = 0,041 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A (Asc = 0)}$$

$$\text{avec } f_{bc} = \frac{0,85 \times f_c}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{0,85 \times 1,15} = 21,74 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,041 \Rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_{st} = \frac{798,246 \times 10^3}{0,980 \times 95 \times 400} = 21,43 \text{ cm}^2$$

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

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; \text{ avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06.f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 100 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{11,47 \text{ cm}^2}$$

. Condition de non fragilité (RPA99/ V2003) :

$$A_{\min} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 100 \times 100 = \mathbf{50 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Soit : } \mathbf{9 \text{ HA } 16 \text{ (filantes) + 9 HA } 16 \text{ (chapeaux) = } 31,95 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

- **Armatures transversales :**

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_1, \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min(2,86 ; 1,6 ; 10) \rightarrow \text{Soit : } \phi_t = 1,6 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures transversales :**

$$\text{. Zone nodale : } St = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1\right) = (25 \text{ cm} ; 19,2 \text{ cm}) \rightarrow \text{soit } \mathbf{St = 10 \text{ cm}}$$

$$\Rightarrow A_t = 0,003 \times 10 \times 100 = \mathbf{3 \text{ cm}^2}$$

$$\text{. Zone courante : } St \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } \mathbf{St = 15 \text{ cm}}$$

$$\Rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 100 = \mathbf{4,5 \text{ cm}^2} \rightarrow \text{Soit : } \mathbf{10 \text{ HA } 8 = 5 \text{ cm}^2}$$

- **Armatures de peau (Art 4.5.34 BAEL91 / modifié 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section étant au moins égale à 3 cm²/ml de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en dehors des zones.

VI.2.4.2. Vérification à ELU :

• **Vérification de rupture par cisaillement :(BAEL 91/99. Art A.5.1.211)**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 \times d}$$

$$\text{Fissuration Peu Préjudiciable} \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \{2,5 ; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 \times d} = \frac{901,72 \times 10^3}{1000 \times 900} = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition Vérifier} \Rightarrow \text{pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

• **Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3 / BAEL 91 / 99)**

- **En travée :** $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$ avec : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

Avec : Ψ_s : Coefficient de scellement qui égale a 1,5 pour les barres de haute adhérence)

$$\mathbf{D'òù : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \Sigma u_i}$$

Σu_i : Somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma u_i = n \times \pi \times \varphi = (9 \times 3,14 \times 16) + (9 \times 3,14 \times 14) = 847,8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{901,72 \times 10^3}{0,9 \times 900 \times 847,8} = \mathbf{1,31 \text{ MPa}}$$

. **Calcul de la contrainte admissible :** $\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = \mathbf{3,15 \text{ MPa}}$.

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \mathbf{\text{Condition. Vérifier}}$$

→ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Aux appuis :** $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$ avec : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

Avec : Ψ_s : Coefficient de scellement qui égale a 1,5 pour les barres de haute adhérence)

$$\mathbf{D'òù : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \Sigma u_i}$$

Σu_i : Somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma u_i = n \times \pi \times \varphi = (9 \times 3,14 \times 16) + (9 \times 3,14 \times 14) = 847,8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{901,72 \times 10^3}{0,9 \times 900 \times 847,8} = \mathbf{1,31 \text{ MPa}}$$

. **Calcul de la contrainte admissible :** $\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = \mathbf{3,15}$

$$\mathbf{MPa.} \rightarrow \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \mathbf{\text{Condition. Vérifier}}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Longueur de scellement droit (Art A.6.1, 221 BAEL91/99): (Ancrage des barres)**

$$\text{La longueur de scellement droit est : } L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

- En travée :

$$\text{Avec : } \tau_s = (0,6 \times ft_{28} \times \psi s^2) = 0,6 \times 2,1 \times (1,5)^2 = \mathbf{2,835 \text{ MPa}}$$

$$\text{Donc : } \text{.Pour le } \emptyset 14 \text{ } L_s = \frac{14 \times 400}{4 \times 2,835} = \mathbf{493,83 \text{ mm}} \text{ Soit : } L_s = \mathbf{50 \text{ cm}}$$

$$\text{.Pour le } \emptyset 16 \text{ } L_s = \frac{16 \times 400}{4 \times 2,835} = \mathbf{564,37 \text{ mm}} \text{ Soit : } L_s = \mathbf{56 \text{ cm}}$$

- Aux appuis :

$$\text{Avec : } \tau_s = (0,6 \times ft_{28} \times \psi s^2) = 0,6 \times 2,1 \times (1,5)^2 = \mathbf{2,835 \text{ MPa}}$$

$$\text{Donc : } \text{.Pour le } \emptyset 14 \text{ } L_s = \frac{14 \times 400}{4 \times 2,835} = \mathbf{493,83 \text{ mm}} \text{ Soit : } L_s = \mathbf{50 \text{ cm}}$$

$$\text{.Pour le } \emptyset 16 \text{ } L_s = \frac{16 \times 400}{4 \times 2,835} = \mathbf{564,37 \text{ mm}} \text{ Soit : } L_s = \mathbf{56 \text{ cm}}$$

• La longueur minimale de recouvrement : (RPA99 / V2003 Art.7.5.2.1)

$$\text{- Pour } \emptyset 14 : L_c = 50 \times \Phi = 50 \times 1,4 = \mathbf{70 \text{ cm}}$$

$$\text{- Pour } \emptyset 16 : L_c = 50 \times \Phi = 50 \times 1,6 = \mathbf{80 \text{ cm}}$$

• Longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

$$L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 80 = \mathbf{32 \text{ cm}}$$

- Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : BAEL91 modifié 99 (Art. A.5.1.313).

$$\frac{2 V_u}{b_o \times a} \leq 0,8 \frac{f_c 28}{\gamma_b}$$

Avec:

V_u : Effort tranchant maximum

a : la longueur d'appui à considérer ; qui est égale à $0,9 d$

b_o : largeur de la poutre qui égale à 12 cm

- Influence sur le béton :

$$V_u \max \leq 0,4 \frac{b_o \times f_c 28 \times a}{\gamma_b}$$

$$V_u \max \leq 0,4 \frac{1000 \times 25 \times 0,9 \times 1000}{1,5} = \mathbf{6000 \text{ KN}}$$

$$V_u \max = 901,72 \text{ KN} \leq 6000 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

- Influence sur les aciers :

. Appuis de rive : (Art : A.5.1.312 BAEL 91 / 99)

$$Aa \geq \frac{\gamma_s \times Vu}{f_e} \quad \text{Avec } Aa = 31,95 \text{ cm}^2.$$

$$Aa \geq \frac{1,15 \times 901,72 \times 10^3}{400} = 25,92 \text{ cm}^2 \rightarrow Aa = 31,95 \text{ cm}^2 \geq 25,92 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

. Appuis de intermédiaire :(Art : A.5.1.321 BAEL 91 / 99)

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0,9Vu \cdot d$, on doit donc prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer

$$\text{un effort égal a : } Vu + \frac{Mu}{0,9 \times d}$$

$$\text{On a : } M_{\text{max appuis}} = -798,246 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow 798,246 > 0,9 \times 0,9 \times 901,72 = 730,39 \text{ KN.m} \Rightarrow$ donc il est pas nécessaire de prolonger les armatures en travée au-delà des appuis

\Rightarrow Condition vérifiée .

VI.2.4.3.Vérification a L'ELS :

• Etat limite de compression de béton : BAEL91 modifié 99 (Art. A.5.2).

$$M_{t \text{ max}} = 752,828 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \text{ max}} = -418,19 \text{ KN.m}$$

• En travées :

- Contrainte dans l'acier : On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 31,95}{100 \times 95} = 0,336 \quad \text{d'où } \rho_1 = 0,336 \Rightarrow K = 39,95 \Rightarrow \beta = 0,909$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{st} = \frac{M_{t \text{ max}}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{752,828 \times 10^3}{0,909 \times 95 \times 31,95} = 272,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 272,86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition. Vérifier}$$

- Vérification des contraintes dans le béton :

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

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

$\rho_1 = 0,336$ donc : $\beta = 0,909$ ceci implique : $K = 39,95$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{272,86}{39,95} = 6,83 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 6,83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• Aux appuis :

- **Contrainte dans l'acier** : On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 39,95}{100 \times 95} = 0,336 \quad \text{d'où} \quad \rho_1 = 0,336 \rightarrow K = 39,95 \rightarrow \beta = 0,912$$

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

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_s} = \frac{418,19 \times 10^3}{0,909 \times 95 \times 31,95} = 151,57 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 151,57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition. Vérifier}$

- Vérification des contraintes dans le béton :

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

$\rho_1 = 0,336$ donc : $\beta = 0,909$ ceci implique : $K = 39$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{151,57}{39,95} = 3,79 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3,79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

Conclusion : L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont **suffisantes**.

- Etat limite d'ouverture des fissures (Art A.4.5.3 BAEL91/99) :

La fissuration est considérée comme étant préjudiciable (élément exposé aux intempéries), donc la vérification est nécessaire.

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 \times f_e ; 110 \times \sqrt{n \times f_{tj}})\right) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{st} = \min(266,66 ; \max(200 ; 201,63))$$

$$\sigma_{st} = 201,63 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Etat limite de déformation-Vérification de la flèche : (Art .B.6.8.424 BAEL91 /modifié99) :

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

- La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.
- Les règles de BAEL (Art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas exigé de calculer la flèche, si la flèche de la poutre ne dépasse pas la flèche admissible :

$$f_{ETABS} = 0,00025 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{378}{500} = 0,756 \text{ m}$$

$$f_{ETABS} < \bar{f} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

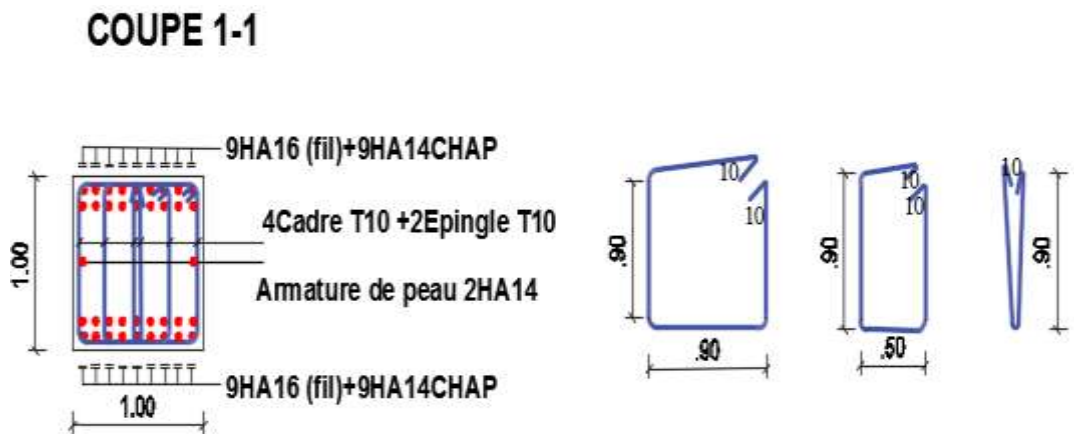


Figure VI.6. Coupe transversale de ferrailage de la nervure 100 x 100 cm²

VI.2.5. Calcul de la semelle sur pieux :

VI.2.5.1. Dimensionnement :

$$\text{Hauteur utile : } 0,7 \left(a' - \frac{a}{2} \right) \leq d \leq a' - \frac{a}{2} \Rightarrow 0,7 \left(2,3 - \frac{0,45}{2} \right) \leq d \leq 2,3 - \frac{0,45}{2}$$

$$1,45 \leq d \leq 2,07 \Rightarrow \text{On opte pour : } \mathbf{d = 1,50 \text{ m}}$$

$$\text{tg } \theta = \frac{d\sqrt{2}}{a' - \frac{a}{2}} \Rightarrow \text{tg } \theta = \frac{1,5 \times \sqrt{2}}{2,3 - \frac{0,45}{2}} = 1,02 \Rightarrow \theta = 46^\circ$$

➤ on doit avoir : $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ \Rightarrow 45^\circ \leq 46^\circ \leq 55^\circ \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Hauteur total de la semelle égale **1.60 m**

VI.2.5.2. Evaluation des charges :

$$G_1 = P_{u_{voile}} + P_{u_{poteau}} = 5776,57 \text{ KN (donné par logiciel ETABS)}$$

$$G_2 = b_s \times h_s \times L_s \times \rho_{\text{béton}} = 3,3 \times 1,6 \times 5,1 \times 25 = 673,2 \text{ KN}$$

VI.2.5.3. Calcul des armatures a L'ELU :

• Calcul de la section d'acier inferieur :

$$A_i = \frac{P_u \times b'}{8 \times d \times \sigma_s} \times \max \left(1,1 \left(1 - \frac{b}{2b'} \right); \left(1 - \frac{b^2}{2b'^2} \right) \right)$$

$$\max \left(1,1 \times \left(1 - \frac{b}{2b'} \right); \left(1 - \frac{b^2}{2b'^2} \right) \right) = 1,1 \times \left(1 - \frac{0,5+(2,3)}{2 \times 2,3} \right); \left(1 - \frac{(0,5+2,3)^2}{2 \times (2,3)^2} \right) = \max (0,430 ; 0,359)$$

$$P_u = P_{\text{semelle}} + P_{u_{voile}} + P_{u_{poteau}}$$

$$P_u = 673,2 + 5776,57 = 6449,77 \text{ KN}$$

$$A_i = \frac{6449,77 \times (0,45 + 2,3)}{8 \times 1,5 \times 34,8} \times 0,430$$

$$A_i = 18,26 \text{ cm}^2$$

Choix de ferrailage : 7HA20 = 21,99 Espacées de 15 cm

• Acier de répartition :

Il est nécessaire d'ajouter les armatures de répartition pour équilibrer des efforts de torsion éventuels

- **Les armatures de répartition :** $A_r = 0,1 A_i = 0,1 \times 18,26 = 1,826 \text{ cm}^2$

- **Choix de ferrailage :** 6HA14 = 9,24 cm² Espacées de 20 cm

• Calcul la section d'armature :

L'effort de traction dans la base de la semelle doit être équilibré par des cerces et par des barres diagonale dans une proportion compris entre 40% et 60%

En prenant $0,4 < \alpha < 0,6 \Rightarrow$ donc $\alpha = 0,5$

$$\bullet \text{ Armatures de cerces : } A_c = \frac{\alpha \times P_u}{8 \times d \times \sigma_s} \left(a' - \frac{a}{2} \right)$$

$$A_c = \frac{0,5 \times 6449,77}{8 \times 1,5 \times 34,8} \left(2,3 - \frac{0,45}{2} \right) \Rightarrow A_c = 34,04 \text{ cm}^2$$

On prend $A_c = 16,02 \text{ cm}^2$

$$\bullet \text{ Armatures diagonales : } A_d = \frac{(1-\alpha)}{\alpha} \sqrt{2} \times A_c$$

$$A_d = \frac{(1-0,5)}{0,5} \sqrt{2} \times 16,02 \Rightarrow A_d = 22,65 \text{ cm}^2$$

→ Les armatures diagonales doivent être ancrées totalement au-delà du nu extérieur des pieux

VI.2.5.4. Vérification de la section de béton :

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

$$a^2 \text{ et } 4S_0 \geq \frac{P_u}{f_{c28} \times \sin^2 \theta}$$

$$a^2 = 0,45^2 + ((2 \times (2,05 \times 0,25) + (2,30 \times 0,25))) = 0,2025 + 1,025 + 0,575 = 1,8025 \text{ m}^2$$

$$4S_0 = 4 \left(\frac{\pi \times d^2}{4} \right) = 2,01 \text{ m}^2$$

$$\frac{P_u}{f_{c28} \times \sin^2 \theta} = \frac{6449,77}{25000 \times 0,517} = 0,51 \text{ m}^2$$

1,8025 m² et 2,01 m² > 0,51 m² => condition vérifiée

• Choix de ferrailage :

Ac = 11 HA 14 = 16,84 ; Espacées de 15 cm

Ad = 8 HA 20 = 25,13 ; Espacées de 10 cm

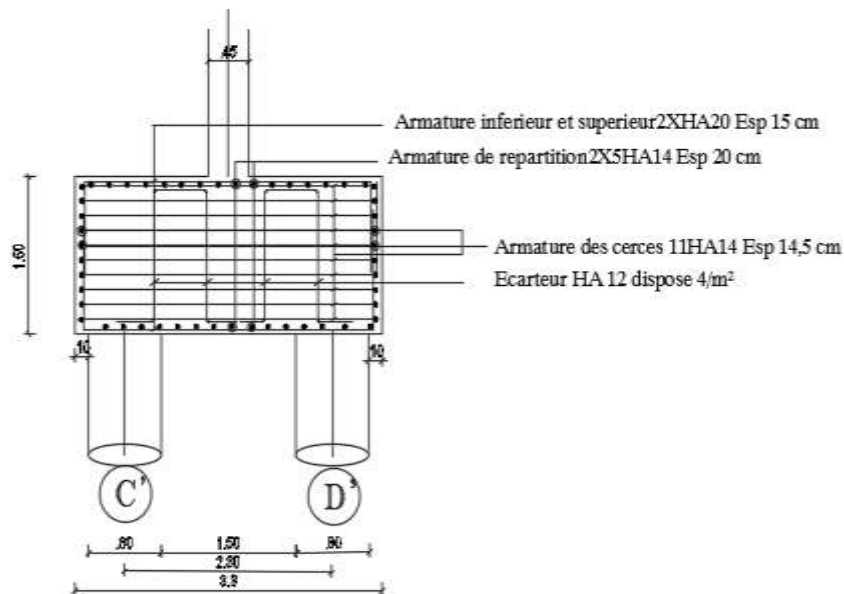


Figure VI.7. Coupe verticale de ferrailage de la semelle sur 4 pieux

VI.2.6. Vérification de Stabilité de la structure au renversement : (Art 4.41 RPA99 / V2003)

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation, le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

- Moments stabilisants :

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

. **Sens x-x** : $M_{sx} = W_T \times \frac{L_x}{2}$

. **Sens y-y** : $M_{sy} = W_T \times \frac{L_y}{2}$

Avec :

W_T : Poids total de la structure y compris le poids des fondations et les remblais

$\frac{L_x}{2}$: bras de levier par rapport à l'axe x – x

$\frac{L_y}{2}$: bras de levier par rapport à l'axe y – y

$$W_T = W_{\text{superstructure}} + W_{\text{Radier}} + W_{\text{semelle pieu}}$$

$$W_{\text{structure}} = 73350,223 \text{ KN (tiré depuis ETABS)}$$

$$W_{\text{Radier}} = 14584,32 \text{ (calculé précédemment)}$$

$$W_{\text{semelle pieu}} = b_s \times h_s \times L_s \times \rho_{\text{béton}} = 3,3 \times 1,6 \times 5,1 \times 25 = 673,2 \text{ KN}$$

d'ou : $W_T = 88607,74 \text{ KN}$

Et :

$$\frac{L_x}{2} = \frac{27,40}{2} = 13,70 \text{ m}$$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{24,75}{2} = 12,375 \text{ m}$$

. **Sens y-y** : $M_{sx} = 88607,74 \times 13,70 = 1213926,08 \text{ KN.m}$

. **Sens x-x** : $M_{sy} = 88607,74 \times 12,375 = 1096520,82 \text{ KN.m}$

- Moment renversants :

On doit extraire les efforts tranchants de chaque étage à partir de logiciel ETABS , puis les multiplie par la hauteur de niveau considéré pour avoir le moment de renversement dans la direction considéré .

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

→ Les résultats seront récapitulés sous forme de tableau ci-après :

NIVEAU	V _x (KN)	V _y (KN)	Hauteur Étage (m)	Mrx(KN.m)	Mry(KN.m)
ASCENSEUR	129.69	117.96	38.73	5022.89	4568.59
9	1436.92	1461.55	35.58	51125.61	52001.95
8	2422.11	2478.68	32.43	78549.03	80383.59
7	3245.89	3341.41	29.28	95039.66	97836.48
6	3941.34	4073.85	26.13	102987.21	106449.70
5	4537.53	4704.36	22.98	104272.44	108106.19
4	5050.49	5241.03	19.83	100151.22	103929.62
3	5492.3	5694.84	16.68	91611.56	94989.93
2	5854.76	6059.18	13.53	79214.90	81980.71
1	6135.77	6335.21	10.38	63689.29	65759.48
RDC	6338	6529.92	7.23	45823.74	47211.32
ENTRE-SOL	7051.41	7187.9	4.08	28769.75	29326.63
SOMME →				711559.78	735590.07

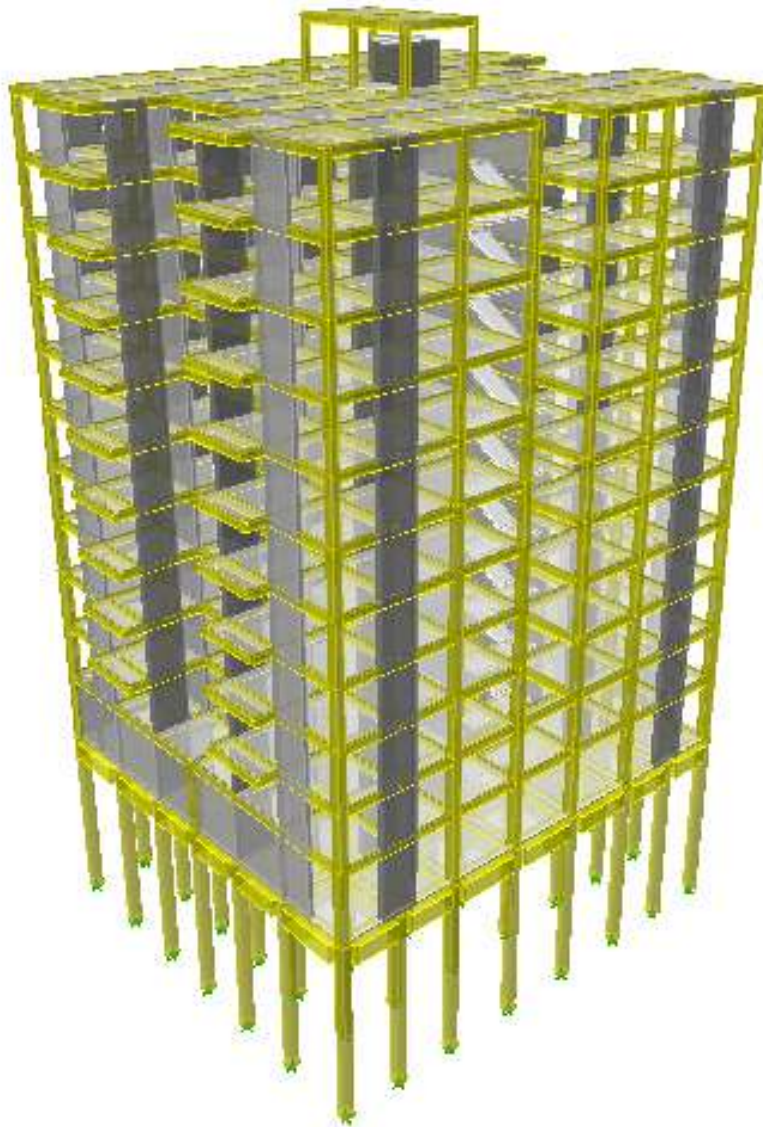
Tableau VI.4. Récapitulatifs du résultant des moments stabilisant

→ Il faut vérifier la condition suivante : $\frac{MS}{MR} \geq 1,5$

.Sens x-x : $\frac{1213926,08}{711559,78} = 1,71 > 1,5 \rightarrow$ **Condition vérifiée**

.Sens y-y : $\frac{1096520,82}{735590,07} = 1,51 > 1,5 \rightarrow$ **Condition vérifiée**

⇒ La structure est stabilisante vis-à-vis de renversement



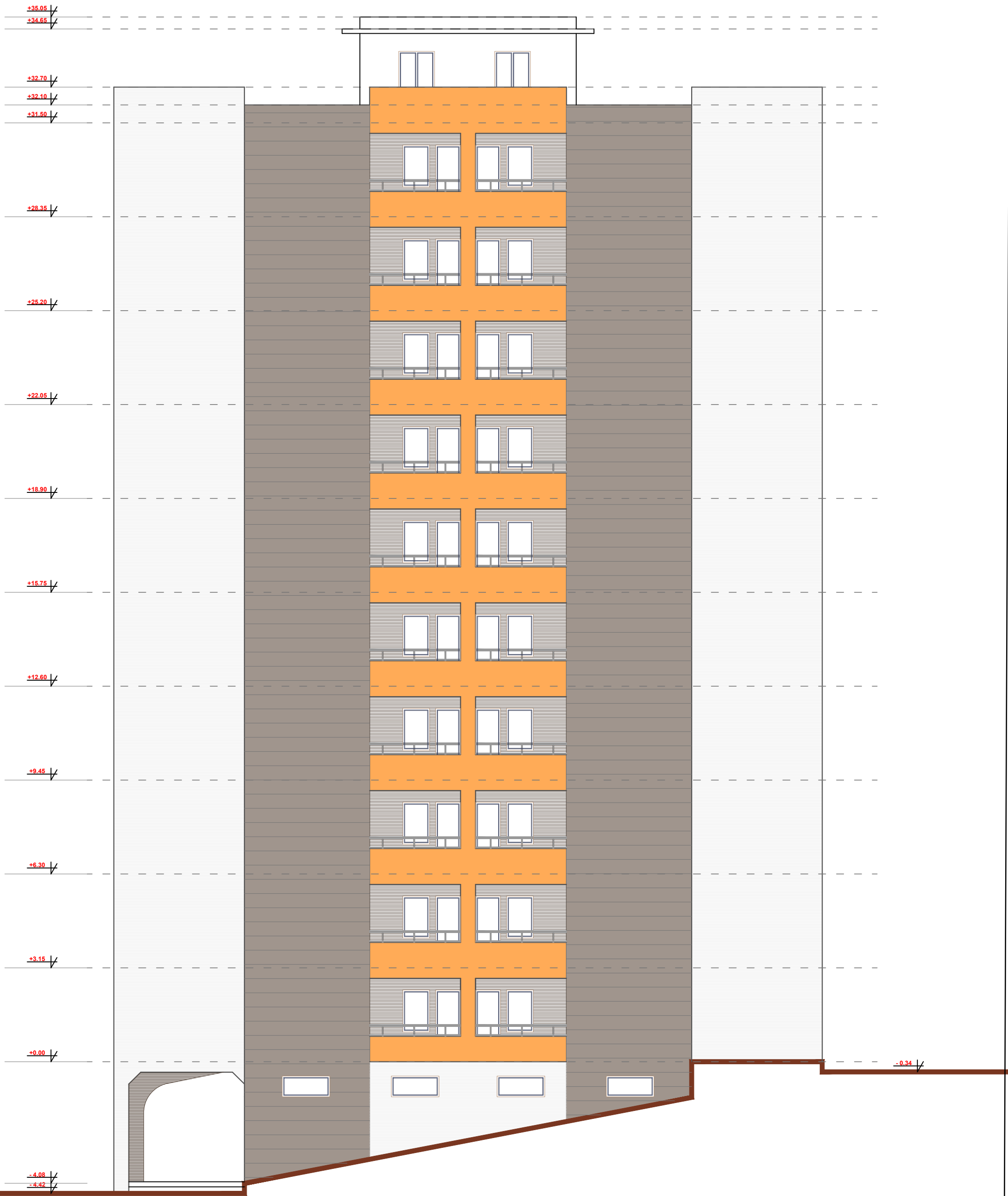


FACADE PRINCIPALE

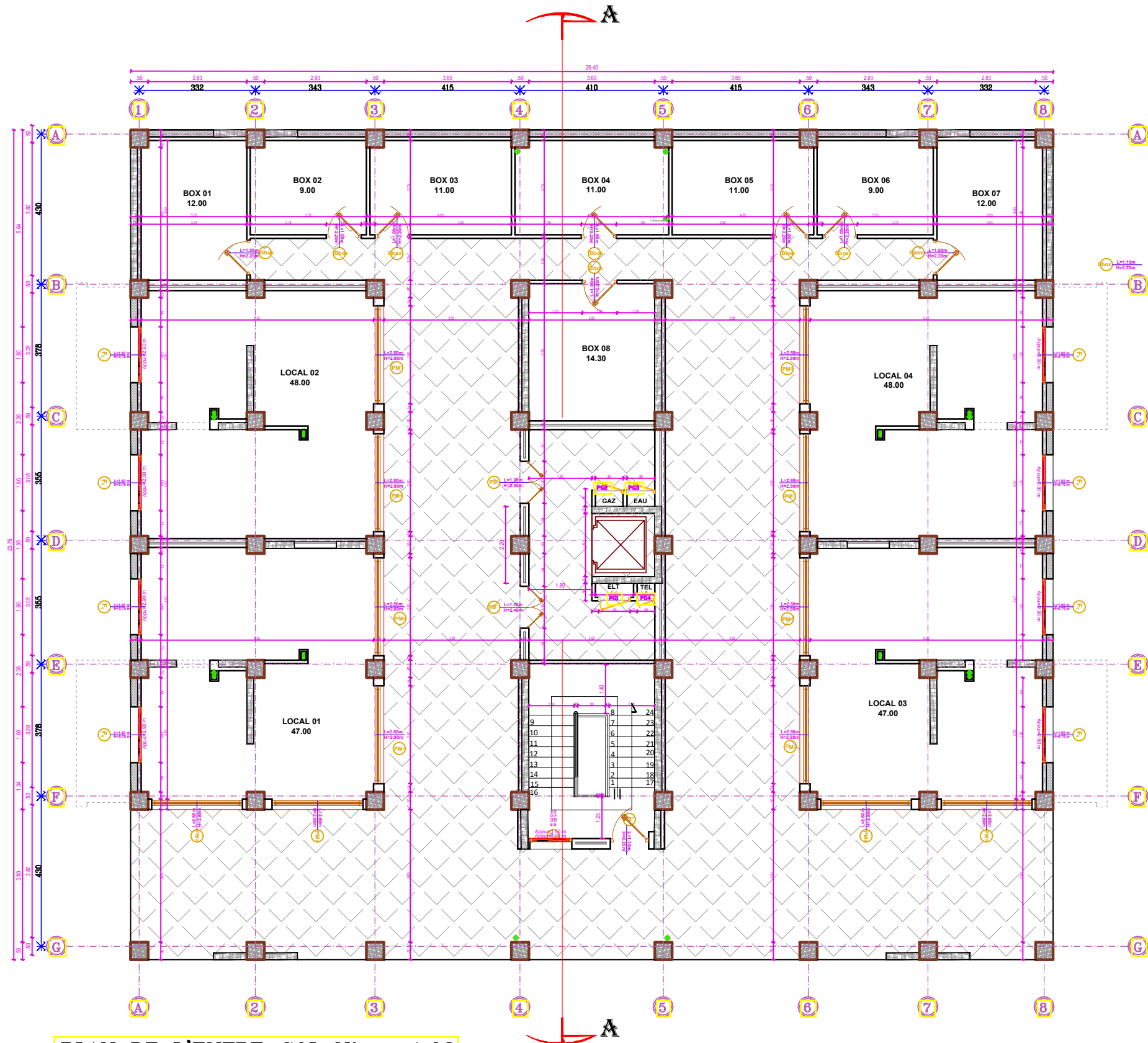
+35.05
+34.65
+32.70
+32.10
+31.50
+28.35
+25.20
+22.05
+18.90
+15.75
+12.60
+9.45
+6.30
+3.15
+0.00
-4.08
-4.42



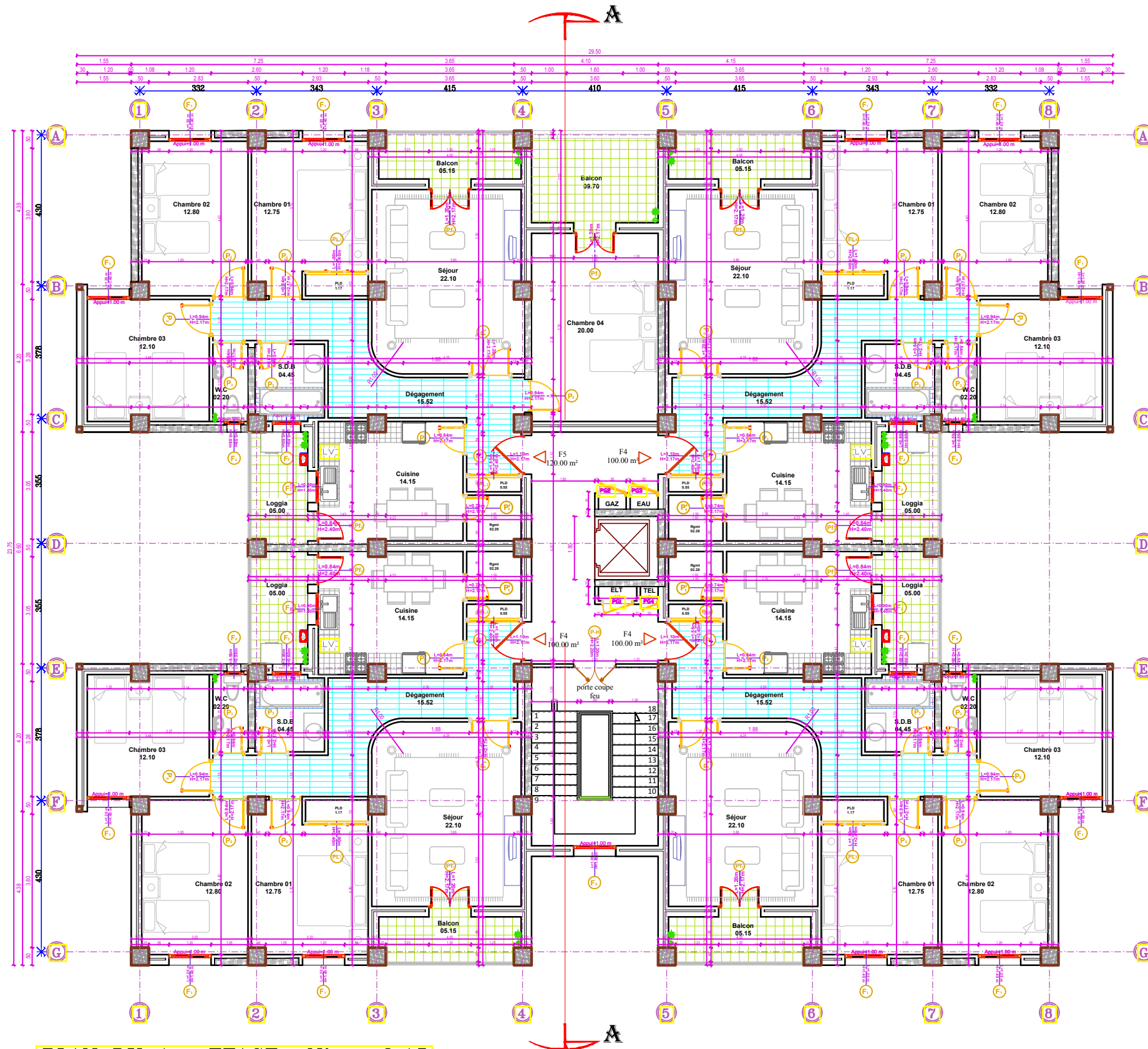
FACADE POSTERIEURE



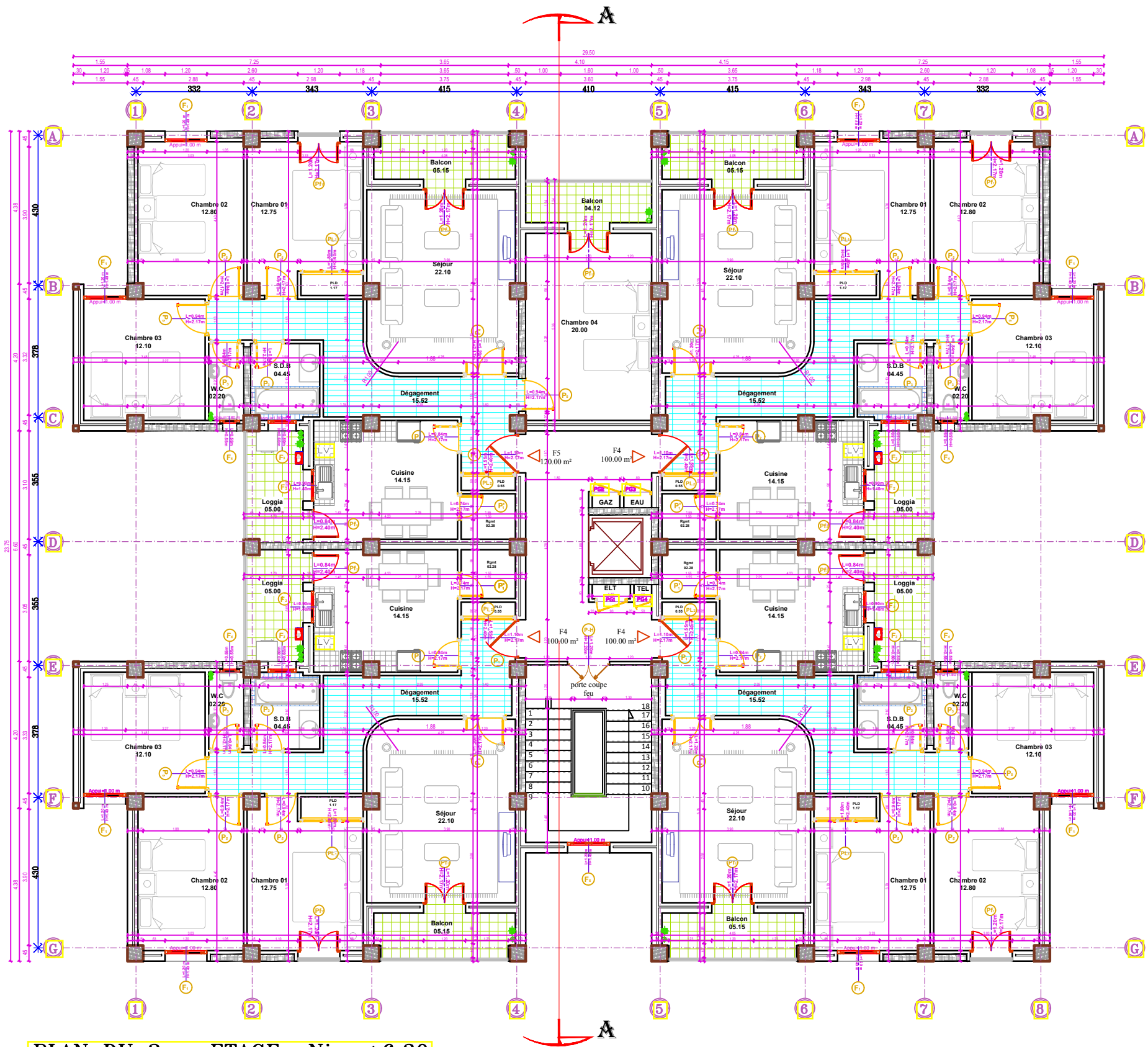
FACADE LATERALE



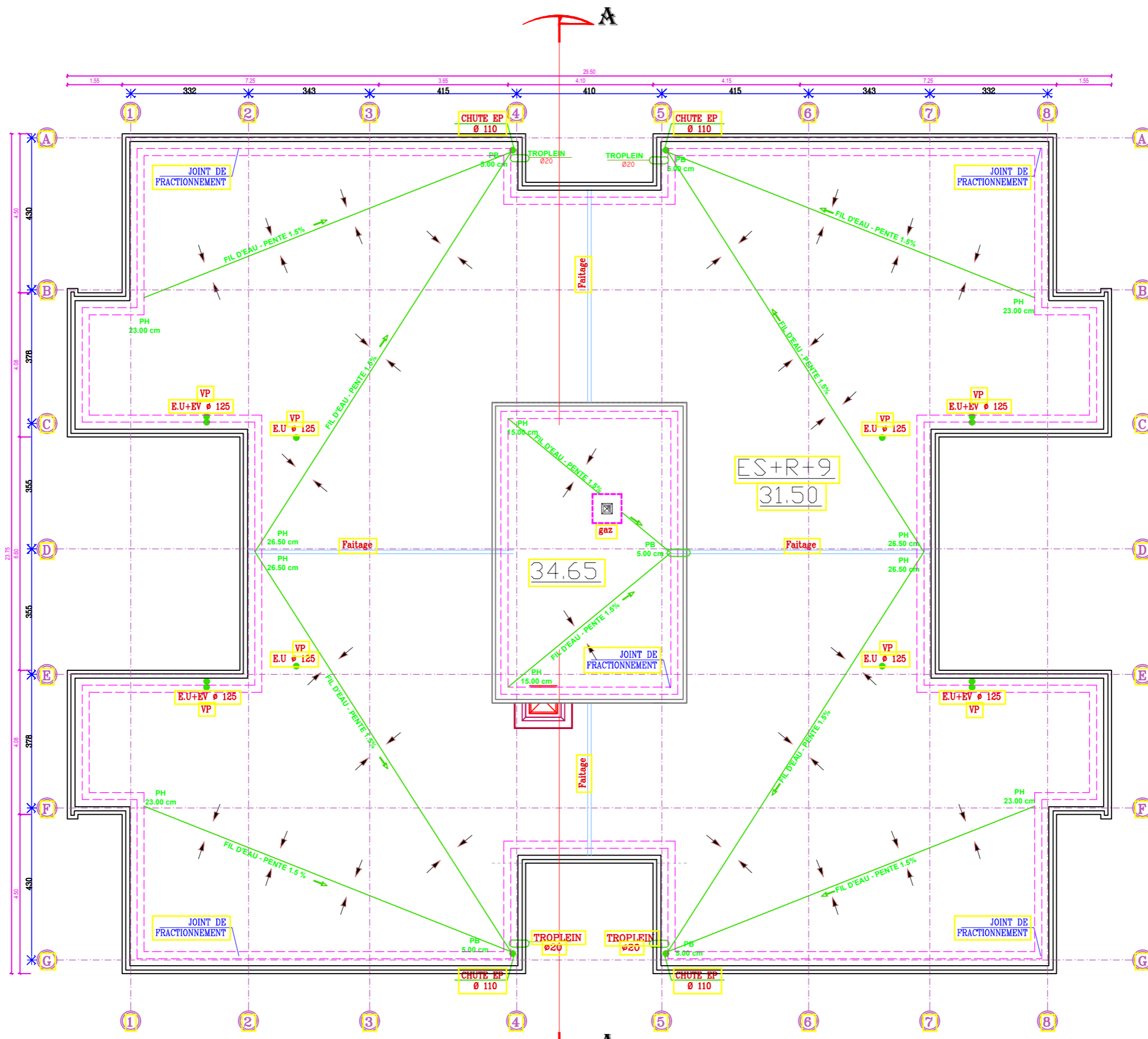
PLAN DE L'ENTRÉE-SOL Niv. -4.08



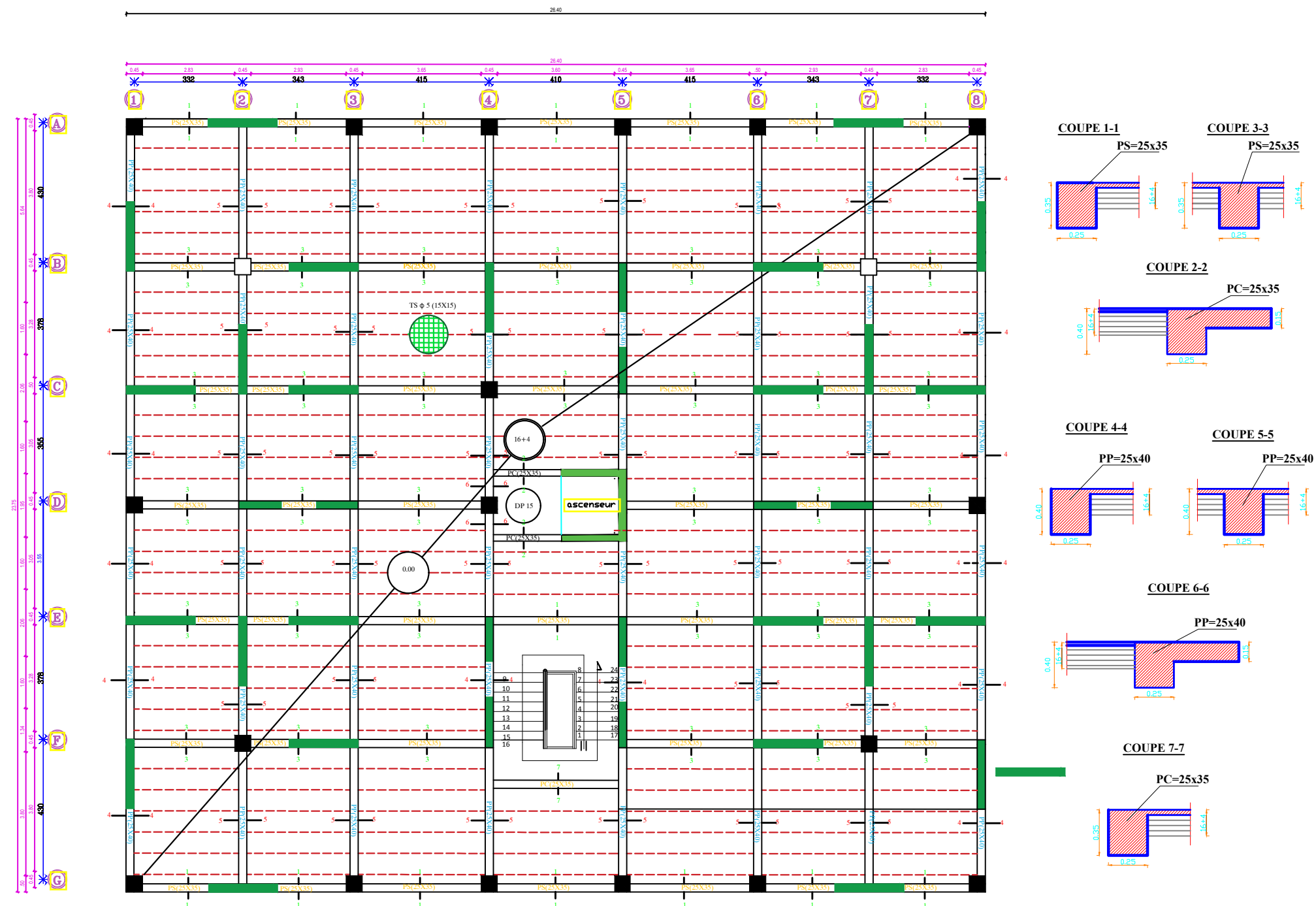
PLAN DU 1er ETAGE Niv. +3.15



PLAN DU 2em ETAGE Niv. +6.30

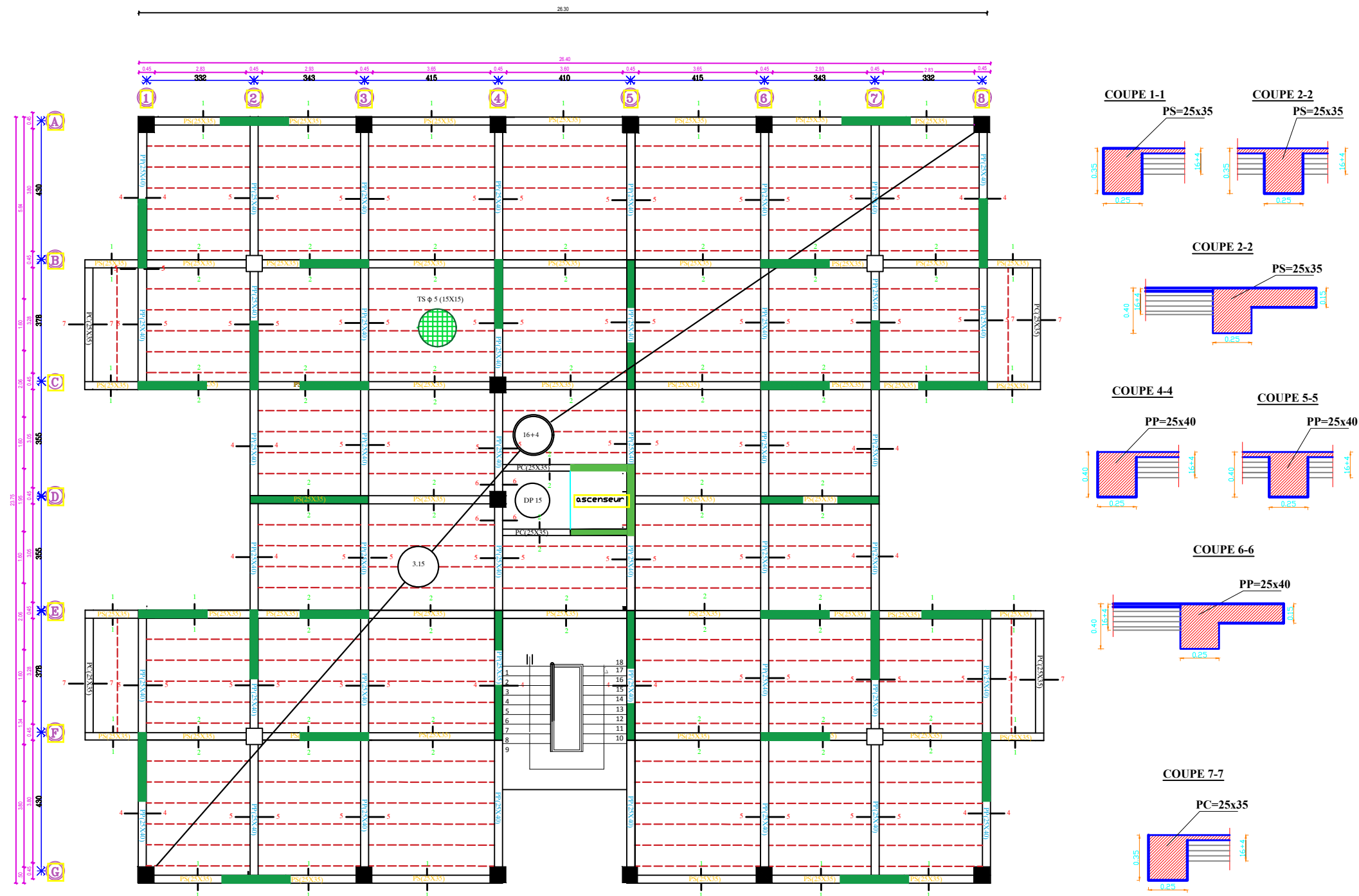


PLAN DE TOITURE TERRASSE Niv. +34.65



Plan coffrage de plancher NIV: 0,00 m

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Dirigé Par : - Mr MEGHLAT Etudié Par : - SI LAKHAL OUAHAB - AZOUAOU RABAH	Titre : Plan de coffrage Niveau +0,00 m (RDC)	Plan N°: 16
		Echelle : 1 / 25
		Promotion : 2022 - 2023



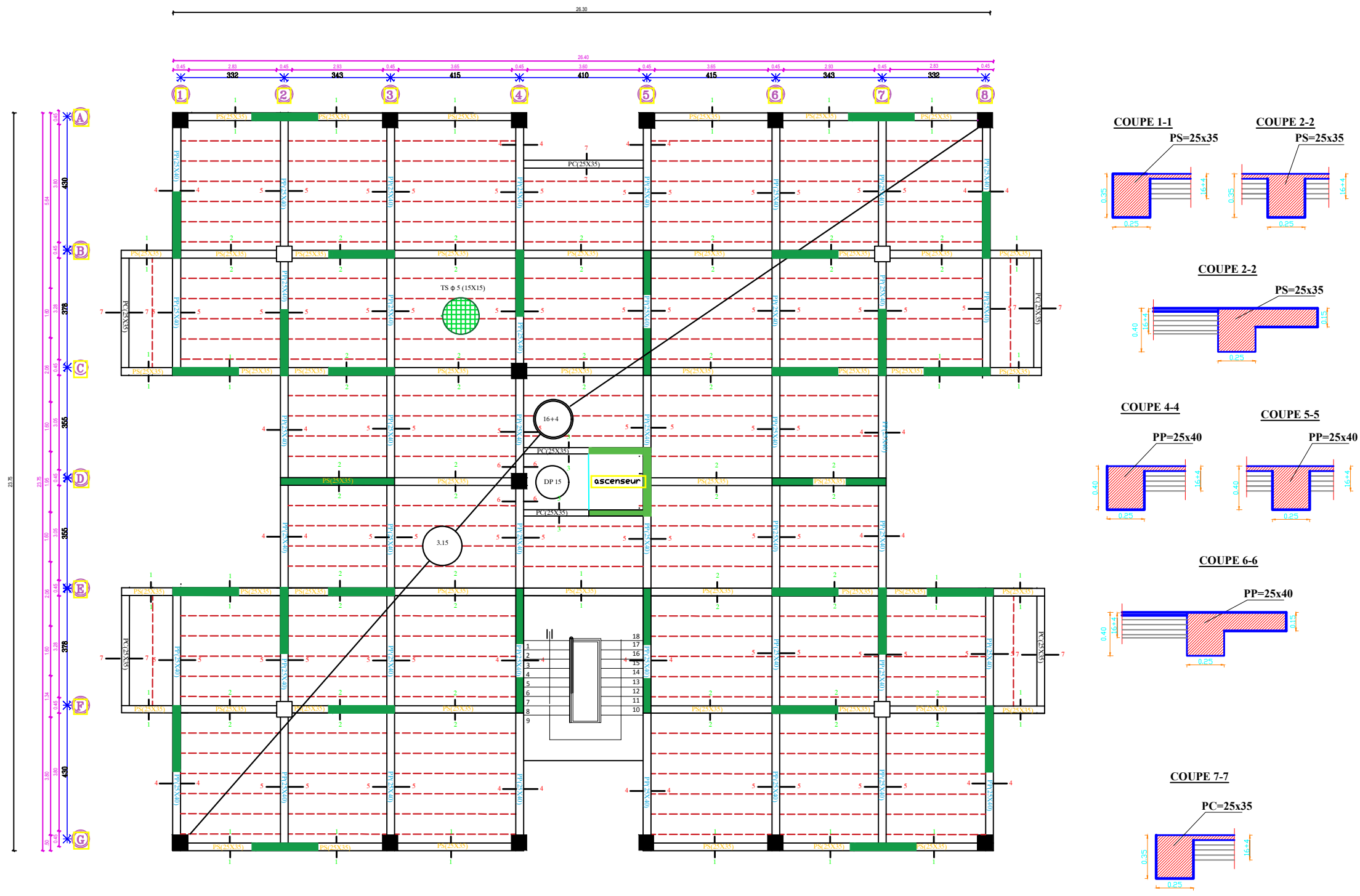
Plan coffrage de plancher NIV: 3,15 m

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU
 Faculté De Génie De La Construction
 Département de Génie Civil

Dirigé Par :
 - Mr MEGHLAT
Etudié Par :
 - SI LAKHAL OUAHAB
 - AZOUAOU RABAH

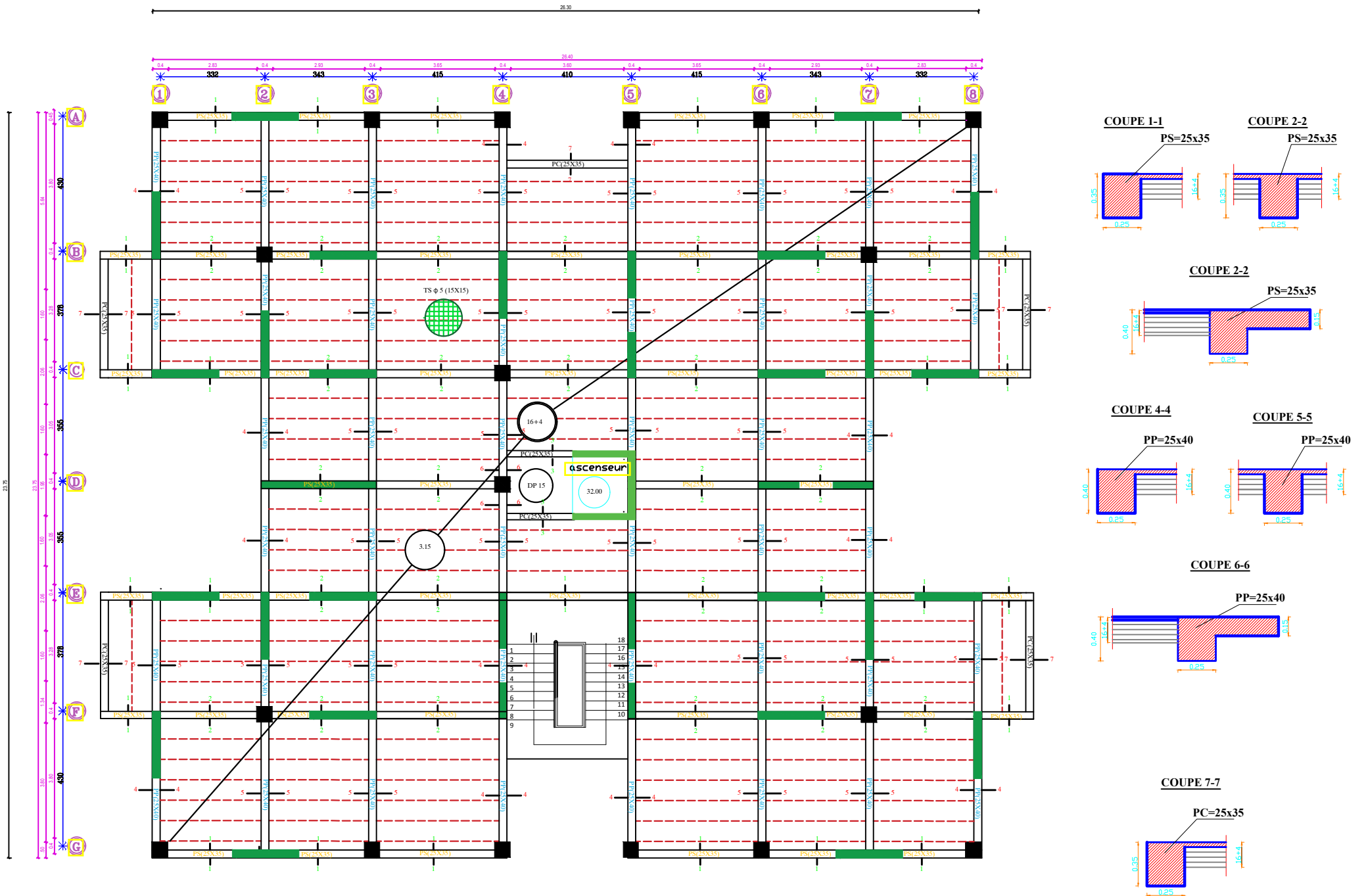
Titre :
Plan de coffrage Niveau +3,15 m (Etage 01)

Plan N°: 17
Echelle : 1 / 25
Promotion :
2022 - 2023



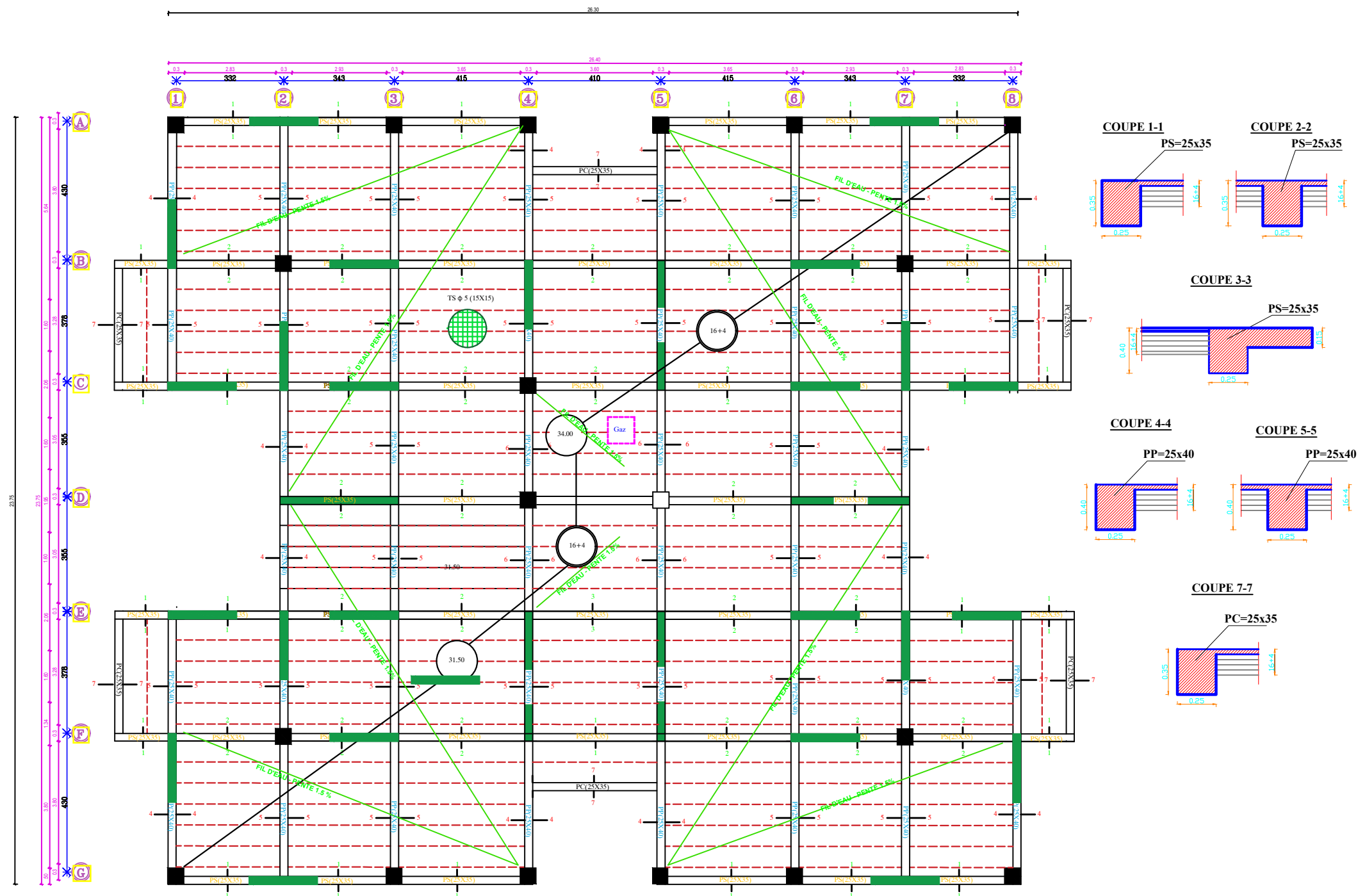
Plan coffrage de plancher NIV: 6,30 m

UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Dirigé Par : - Mr MEGHLAT	Titre : Plan de coffrage Niveau +6,30 m (Etage 02)	Plan N°: 18
Etudié Par : - SI LAKHAL OUAHAB - AZOUAOU RABAH		Echelle : 1 / 25
		Promotion : 2022 - 2023



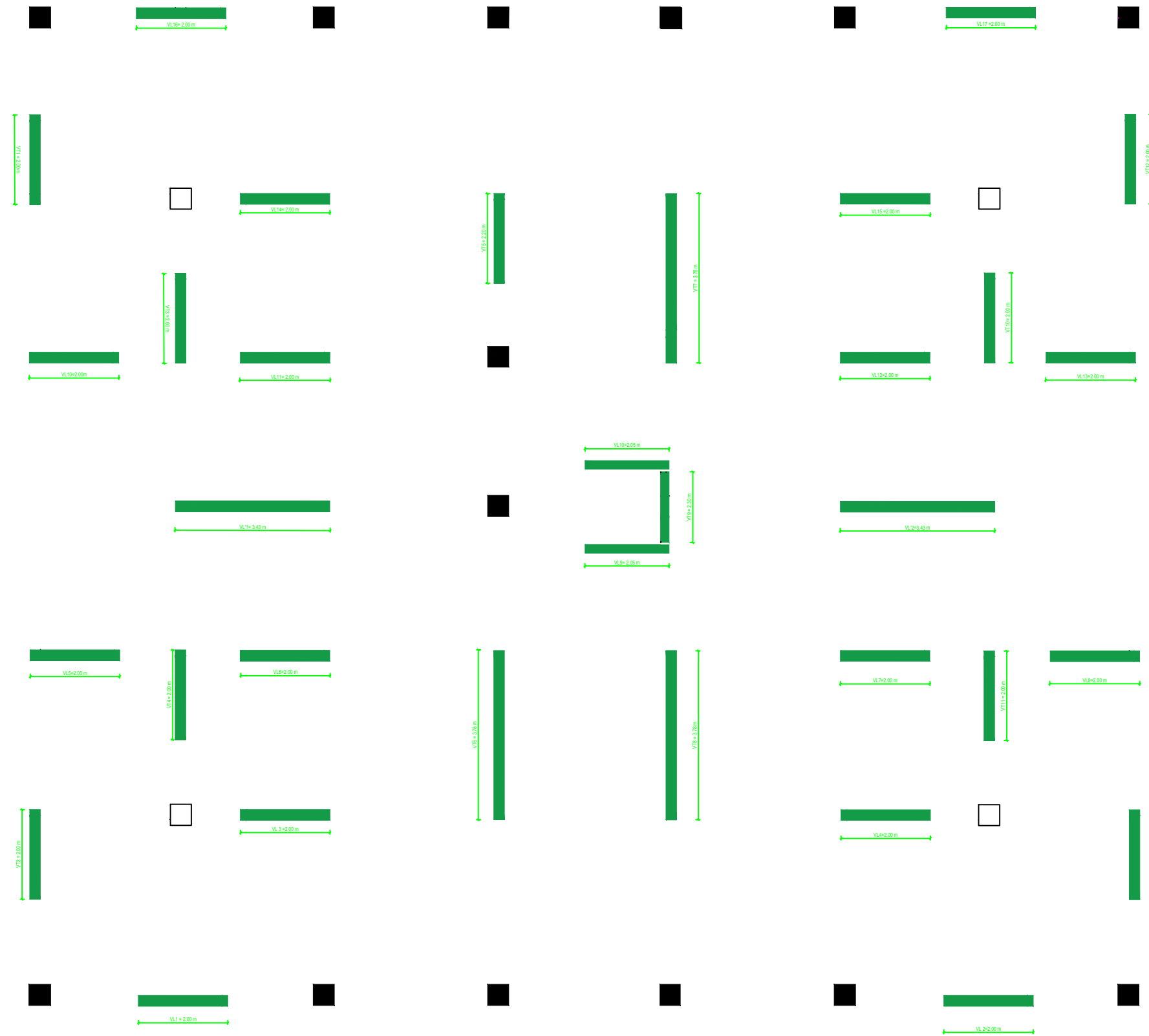
Plan coffrage de plancher NIV: 9,45 m au 28,35

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Dirigé Par : - Mr MEGHLAT Etudié Par : - SI LAKHAL OUAHAB - AZOUAOU RABAH	Titre : Plan de coffrage Niveau +9,45 m au +28,35 (de 3^{eme} étage jusqu'au 9^{eme} étage)	Plan N°: 19
		Echelle : 1 / 25
		Promotion : 2022 - 2023



Plan coffrage de plancher NIV: 31,50 m

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Dirigé Par : - Mr MEGHLAT Etudié Par : - SI LAKHAL OUAHAB - AZOUAOU RABAH	Titre : Plan de coffrage Niveau +31,50 m (Terrasse)	Plan N°: 26
		Echelle : 1 / 25
		Promotion : 2022 - 2023



UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU



Faculté De Génie De La Construction

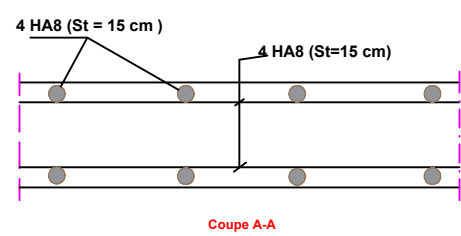
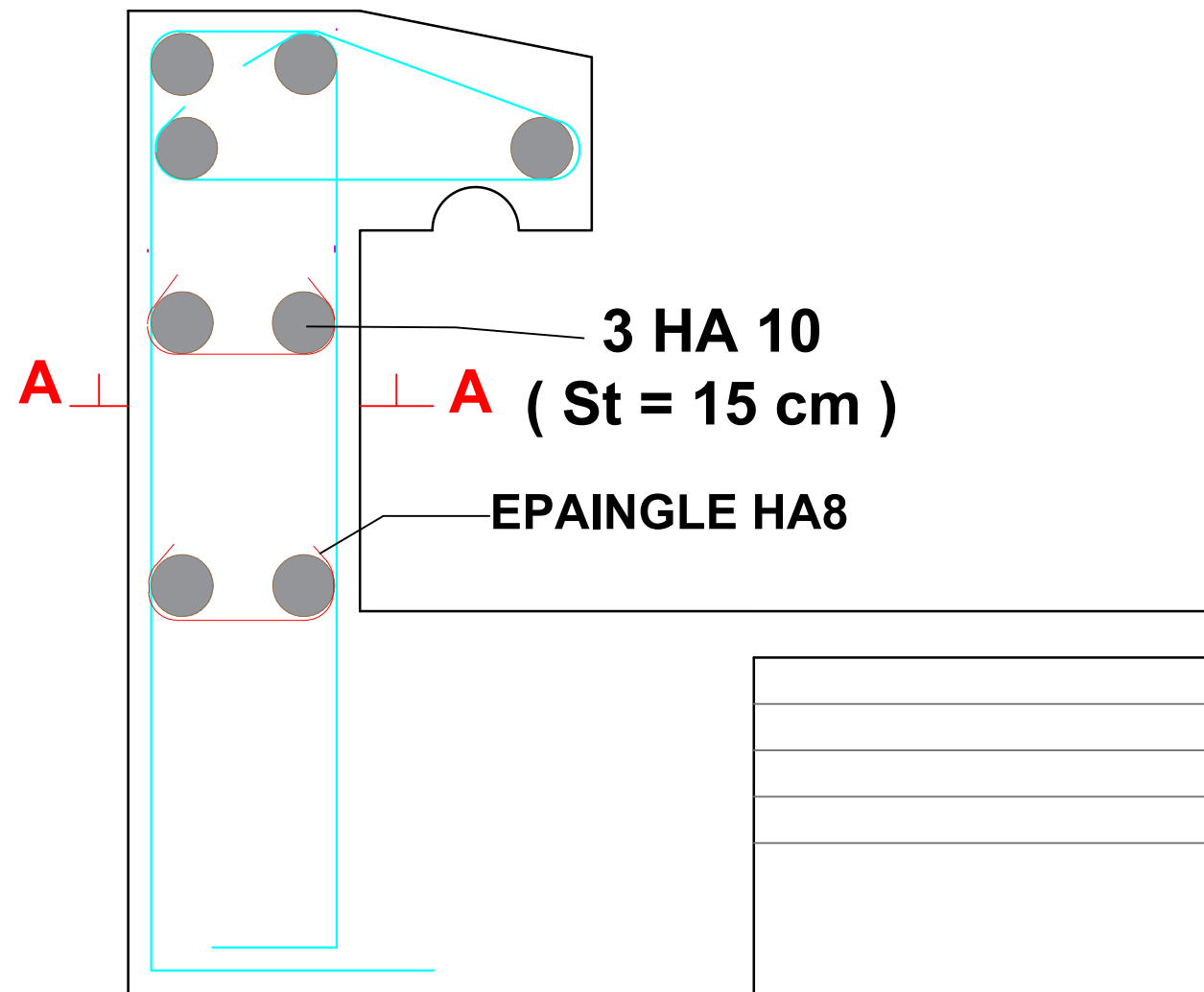
Département de Génie Civil



Dirigé Par :
 - Mr MEGHLAT
Etudié Par :
 - SI LAKHAL OUAHAB
 - AZOUAOU RABAH

Titre :
Plan de disposition des voiles de contreventement

Plan N°: 15
Echelle : 1 / 25
Promotion :
2022 - 2023



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction
Département de Génie Civil



Dirigé Par :

- Mr MEGHLAT

Etudié Par :

- SI LAKHAL OUAHAB
 - AZOUAOU RABAH

Titre :

Plan De Ferrailage de l'acrotère

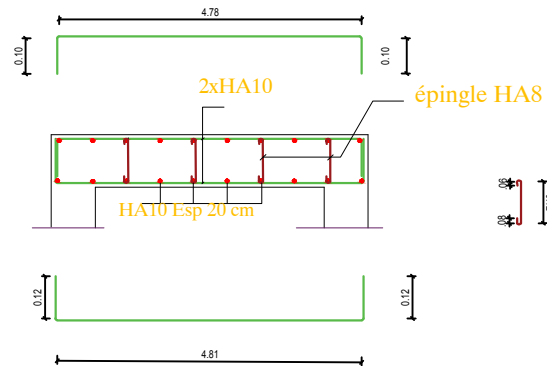
Plan N°: 01

Echelle : 1 / 25

**Promotion :
 2022 - 2023**

Coupe

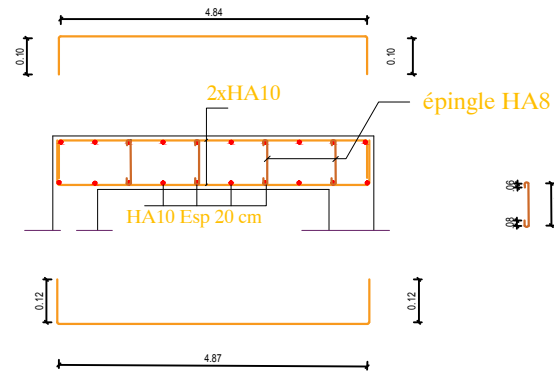
A-A



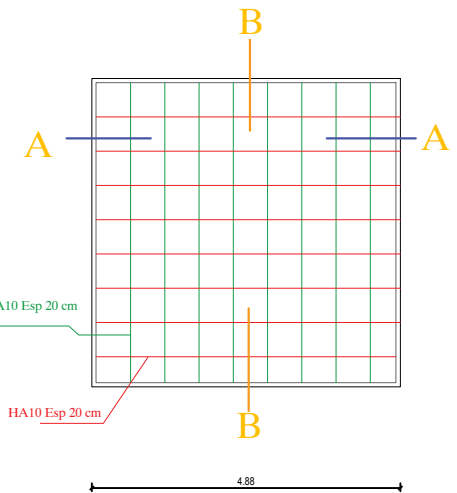
Ferrailage de
la dalle plein
sens x-x

Coupe

B-B



Ferrailage de
la dalle plein
sens y-y



Ferrailage de
la dalle plein
vue de dessus

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction
Département de Génie Civil



Dirigé Par :

- Mr MEGHLAT

Etudié Par :

- SI LAKHAL OUAHAB
- AZOUAOU RABAH

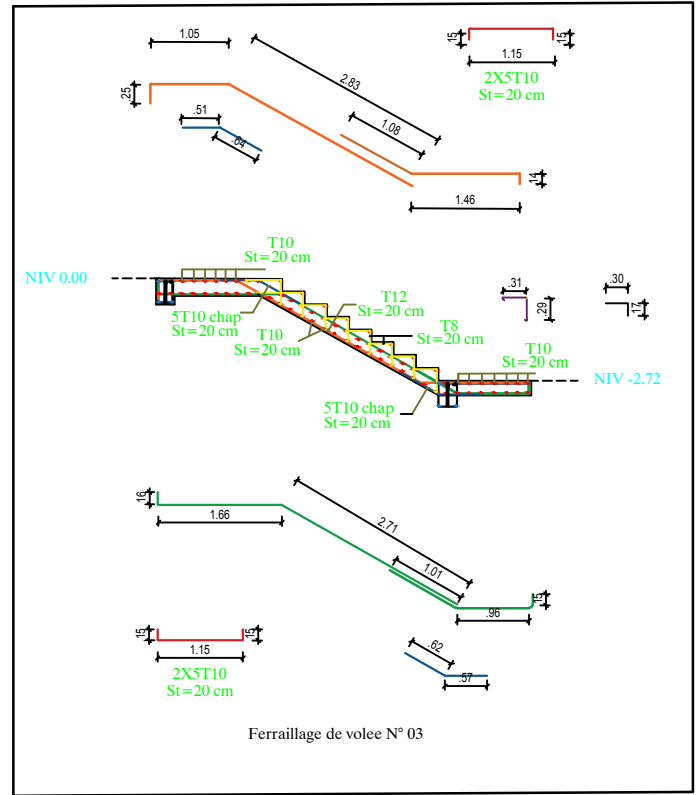
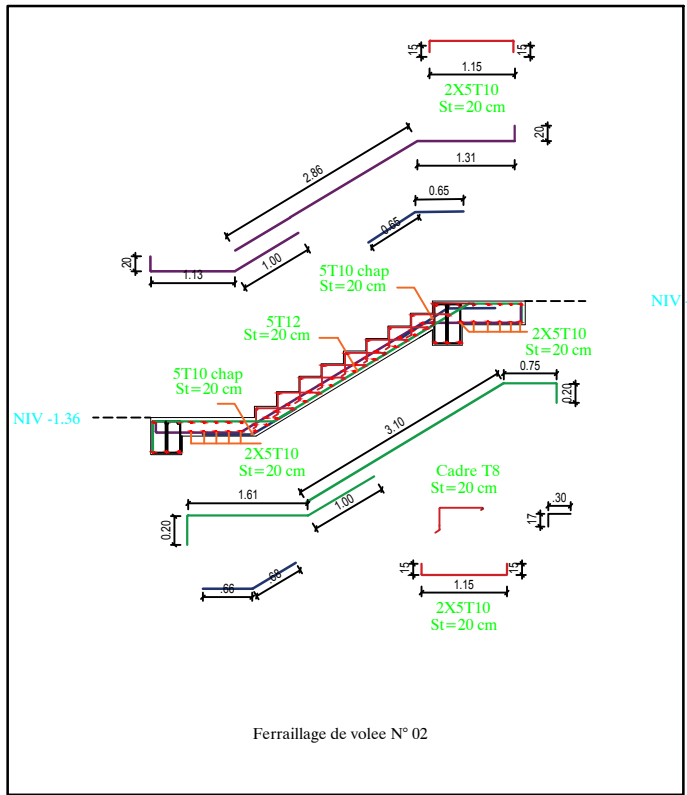
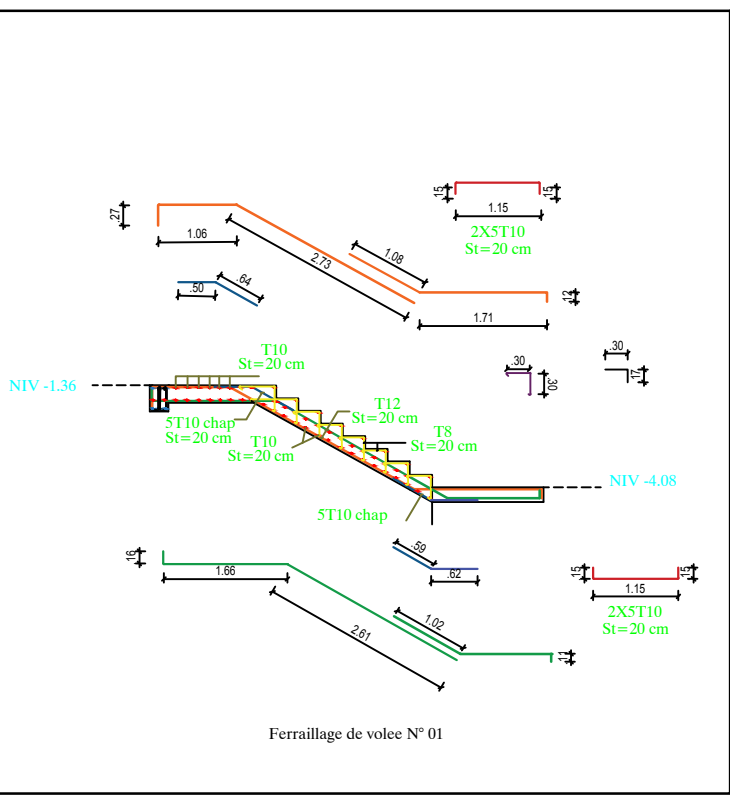
Titre :

Plan De Ferrailage de la dalle pleine
salle machine

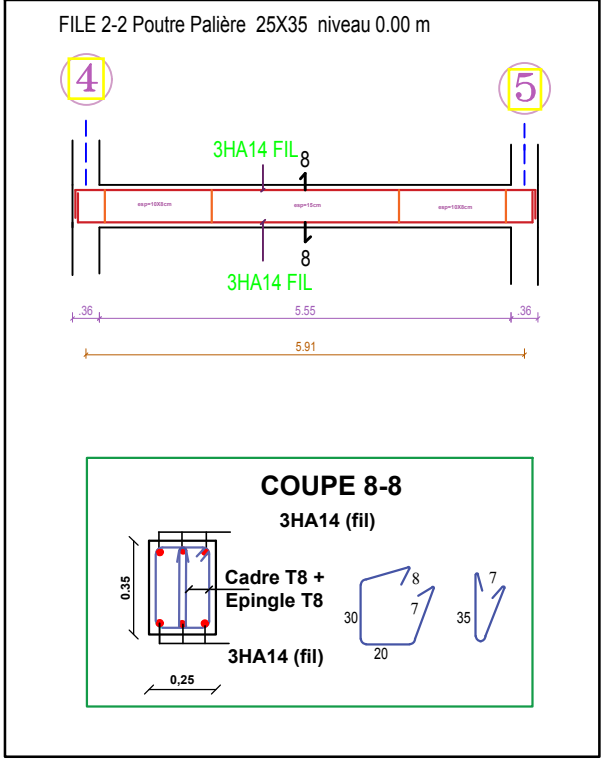
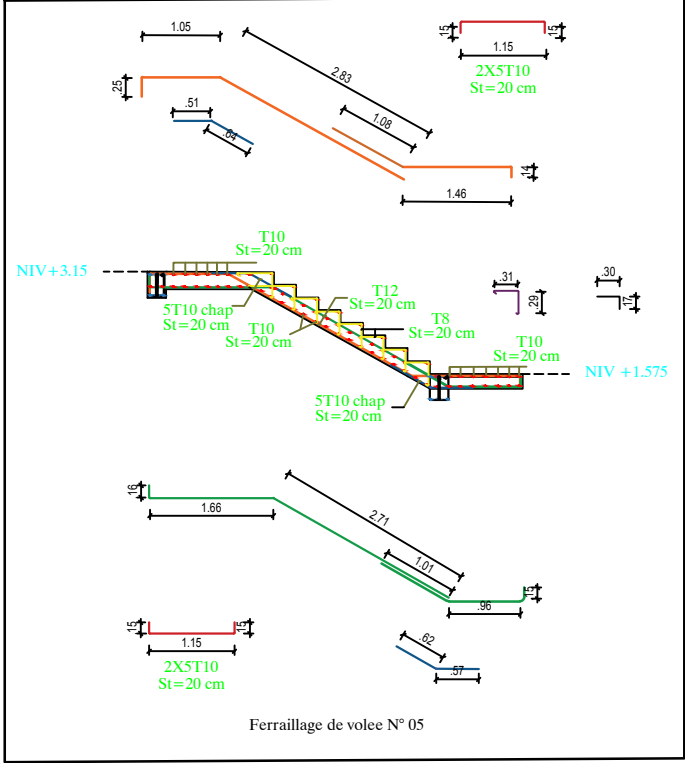
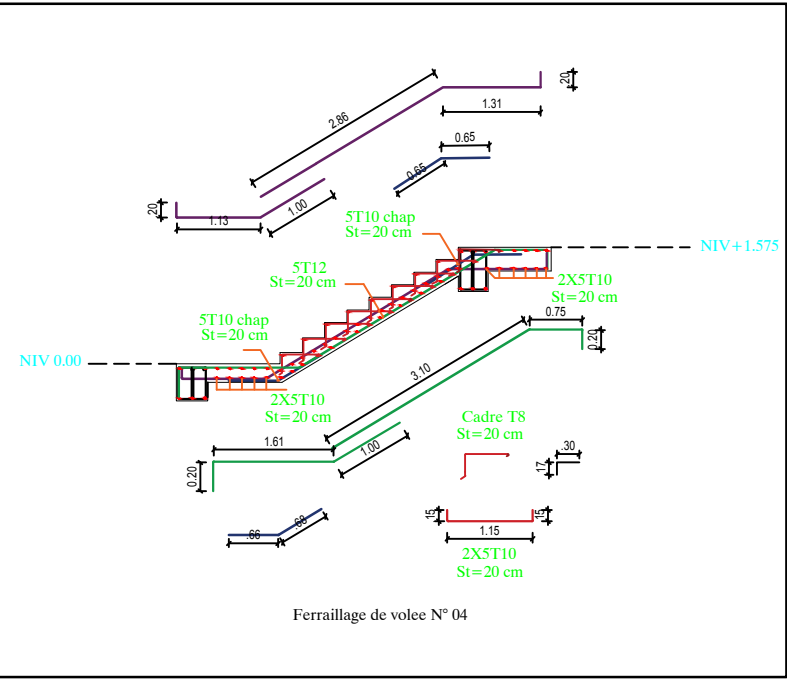
Plan N°:03

Echelle : 1 / 25

Promotion :
2022 - 2023



Plan de ferrailage des escaliers de L'entre sol



Plan de ferrailage des escaliers des étages courants

UNIVERSITE MOULOD MAMMERRI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction
Département de Génie Civil

Dirigé Par :
 - Mr MEGHLAT

Etudié Par :
 - SI LAKHAL OUAHAB
 - AZOUAOU RABAH

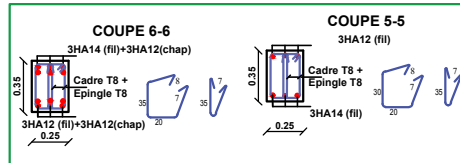
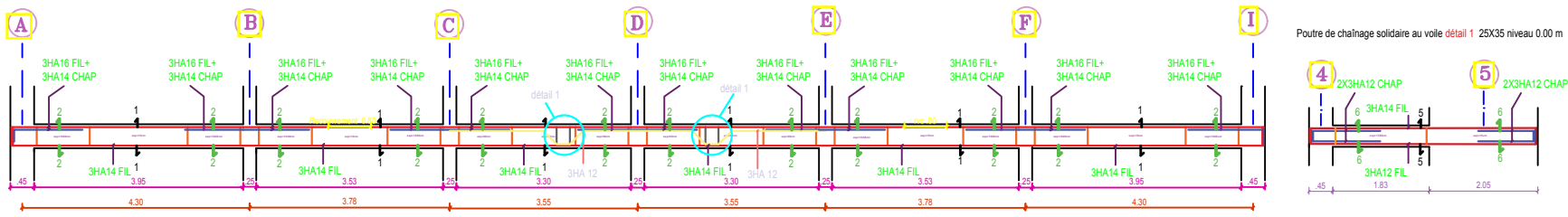
Titre :
Plan De Ferrailage des escaliers

Plan N°:04

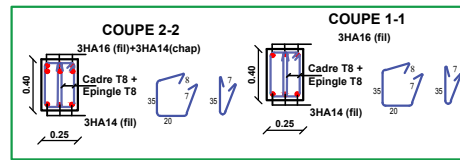
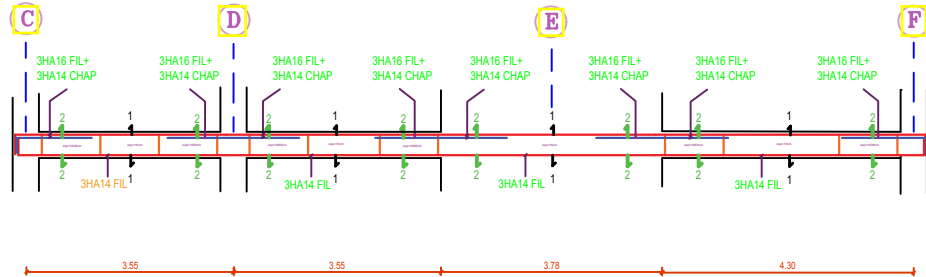
Echelle : 1 / 25

Promotion :
2022 - 2023

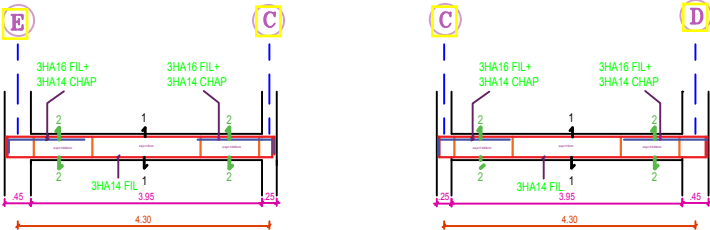
FILE 3-3 et 6-6 Poutre principale non solidaire au voile 25X40 NIVEAUX 0.00 m



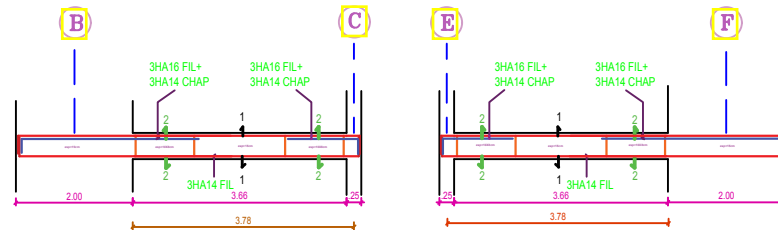
FILE 4-4 Poutre principale non solidaire au voile 25X40 NIVEAUX 0.00 m



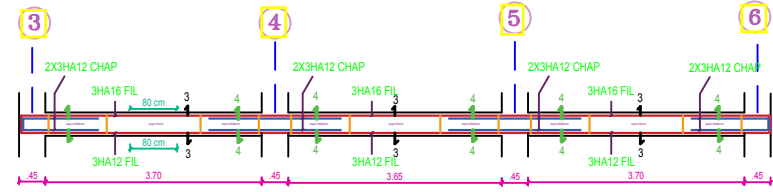
FILE 8-8 Poutre principale non solidaire au voile 25X40 NIVEAUX 0.00 m



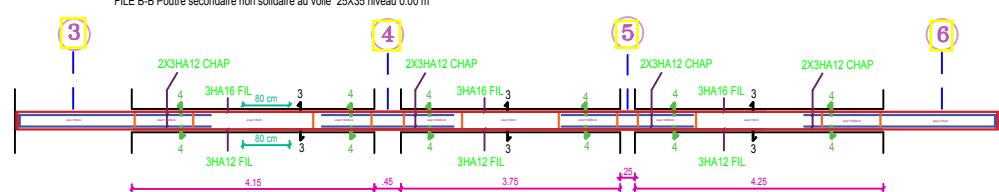
FILE 7-7 Poutre principale non solidaire au voile 25X40 NIVEAUX 0.00 m



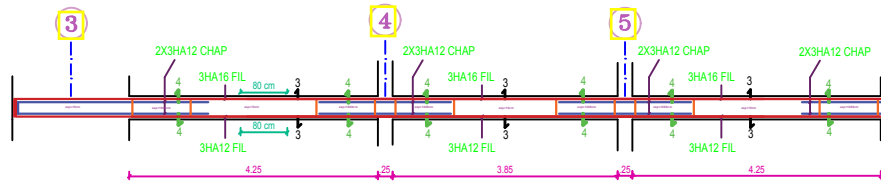
FILE A-A et G-G Poutre secondaire non solidaire au voile 25X35 niveau 0.00 m



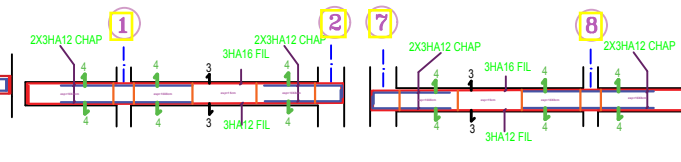
FILE B-B Poutre secondaire non solidaire au voile 25X35 niveau 0.00 m



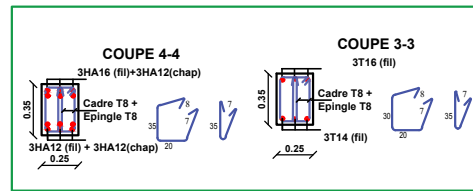
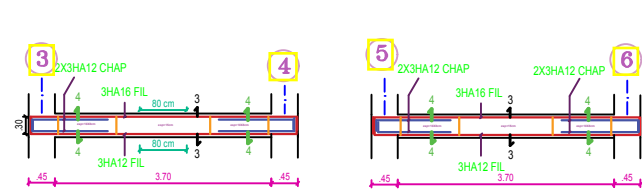
FILE F-F Poutre secondaire non solidaire au voile 25X35 niveau 0.00 m



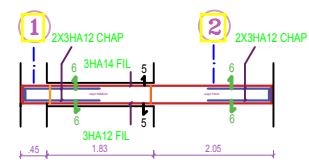
FILE B-B Poutre secondaire non solidaire au voile 25X35 niveau 0.00 m



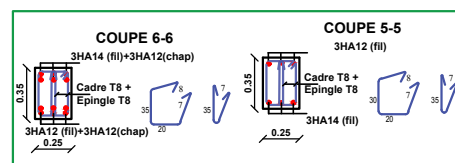
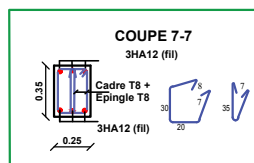
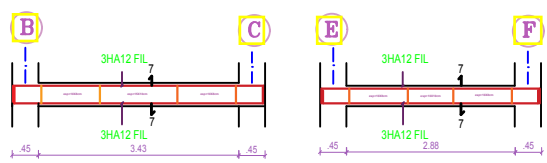
FILE G-G Poutre secondaire non solidaire au voile 25X35 niveau 7.23 m



Poutre de chaînage solidaire au voile 25X35 niveau 0.00 m



Poutre de chaînage non solidaire au voile 25X35 niveau 0.00 m



UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction
Département de Génie Civil

Dirigé Par :
- Mr MEGHLAT

Titre :

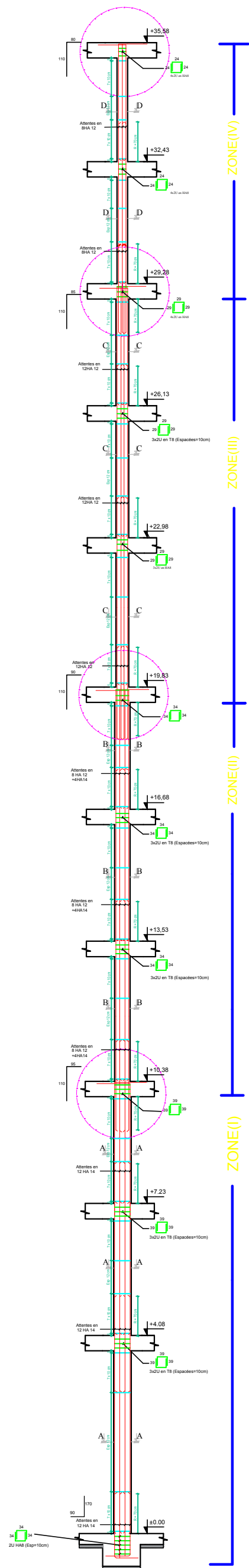
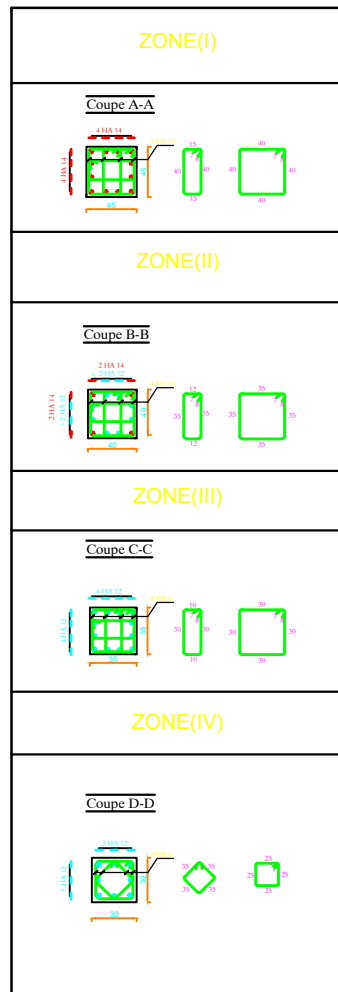
Plan N°:05

Etudié Par :
- SI LAKHAL OUAHAB
- AZOUAOU RABAH

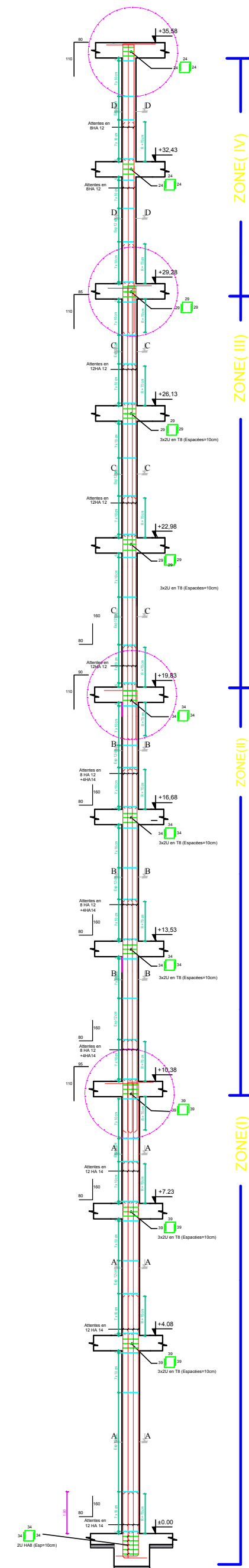
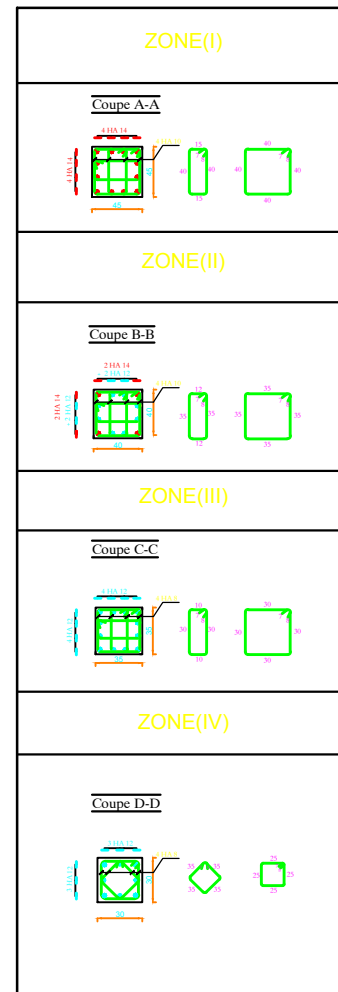
**Plan De Ferrailage des poutres
principales et secondaires**

Echelle : 1 / 25

**Promotion :
2022 - 2023**



Ferrillage poteau D4 central



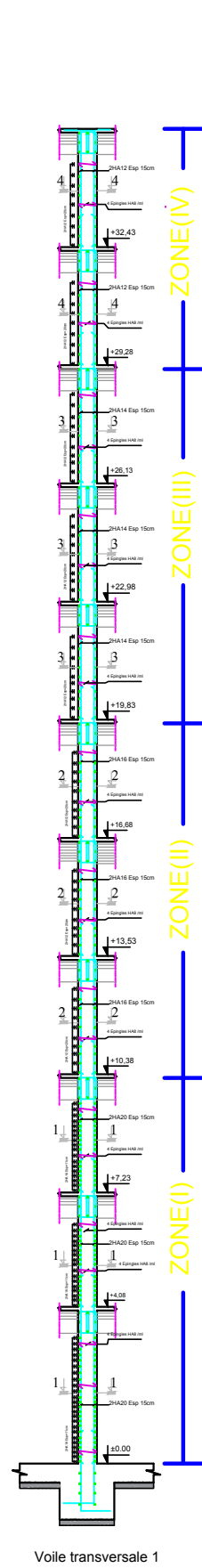
Ferrillage poteau D1 de rive

Dirigé Par :
 - Mr MEGHLAT
 Etudié Par :
 - SI LAKHAL OUAHAB
 - AZOUAOU RABAH

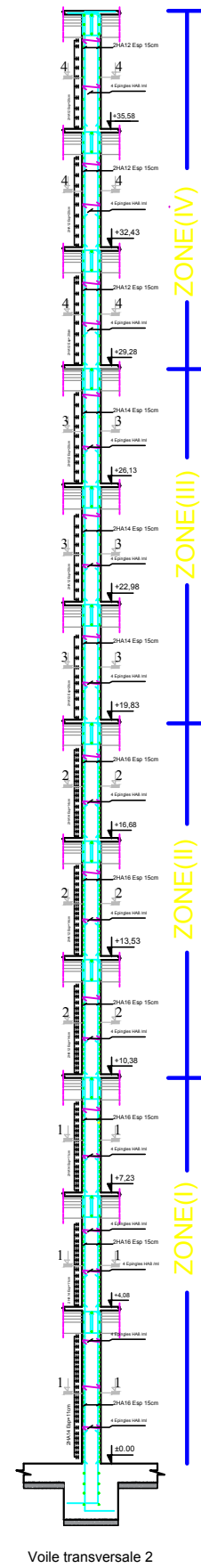
Titre :
 Ferrillage des Poteaux centraux et de rive
 (longitudinales et transversales)
 en Zone I , Zone II , Zone III , Zone IV

Plan N°: 06
 Echelle : 1 / 20

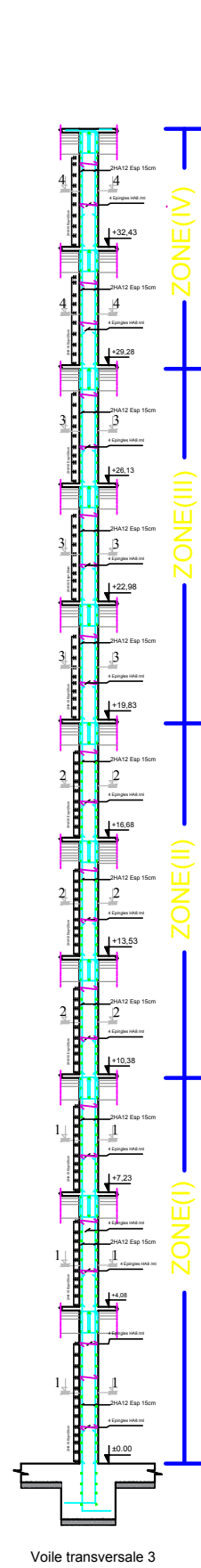
Promotion :
 2022 - 2023



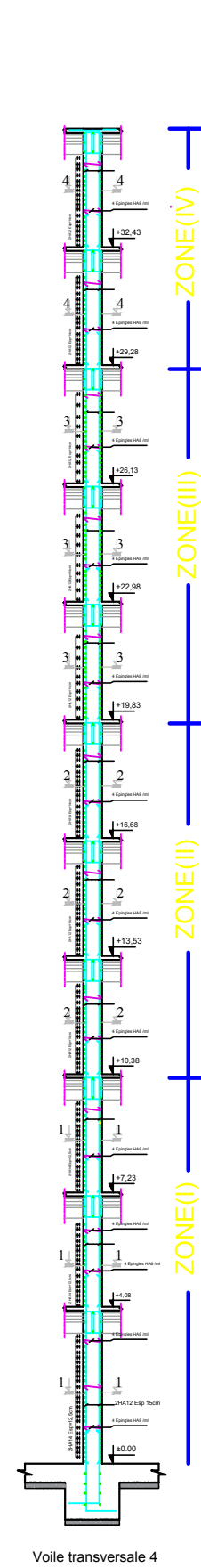
Voile transversale 1



Voile transversale 2



Voile transversale 3



Voile transversale 4

UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU
 Faculté De Génie De La Construction
 Département de Génie Civil

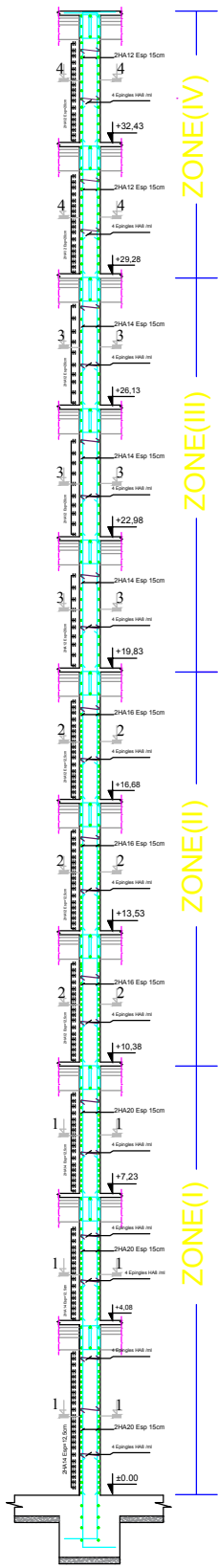
Dirigé Par :
 - Mr MEGHLAT

Etudié Par :
 - SI LAKHAL OUAHAB
 - AZOUAOU RABAH

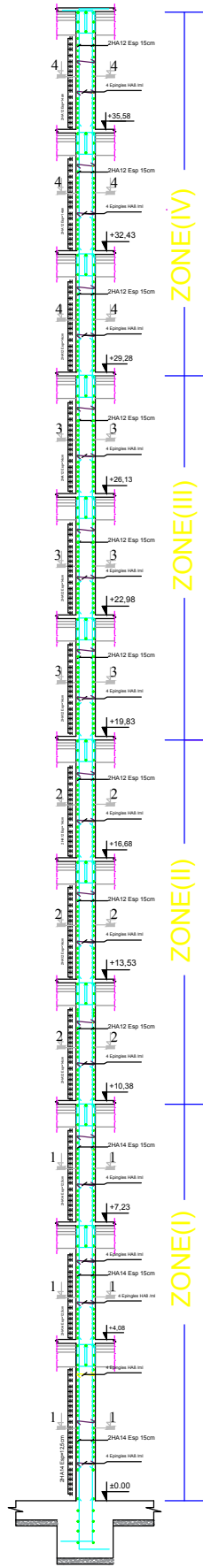
Titre :
Ferrailage des voiles de contreventement
(transversales)
en Zone I , Zone II , Zone III , Zone IV

Plan N°:07
Echelle : 1 / 25

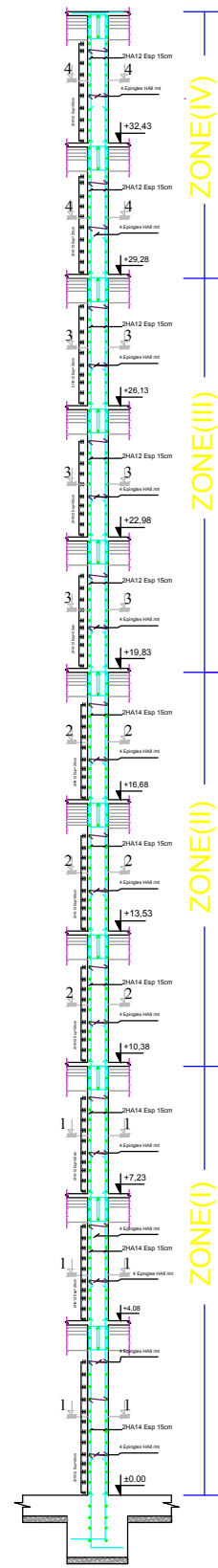
Promotion :
2022 - 2023



Voile longitudinale 1



Voile longitudinale 2



Voile longitudinale 3

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OZOU
 Faculté De Génie De La Construction
 Département de Génie Civil

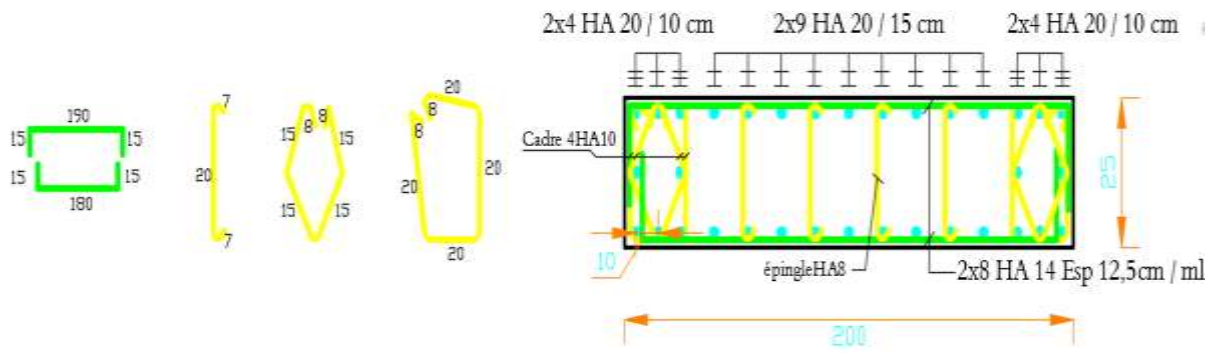
Dirigé Par :
 - Mr MEGHLAT
Etudié Par :
 - SI LAKHAL OUAHAB
 - AZOUAOU RABAH

Titre :
Ferrailage des voiles de contreventement
(longitudinale)
en Zone I , Zone II , Zone III , Zone IV

Plan N°:07
Echelle : 1 / 25
Promotion :
2022 - 2023

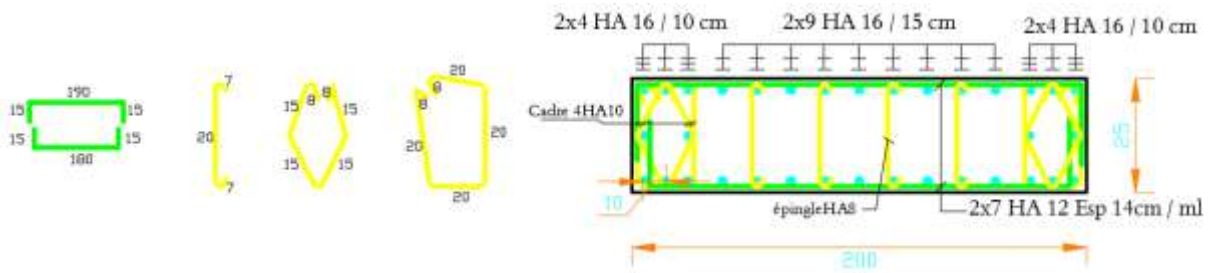
➤ Voile longitudinale VL1 : ZONE I

COUPE 1-1



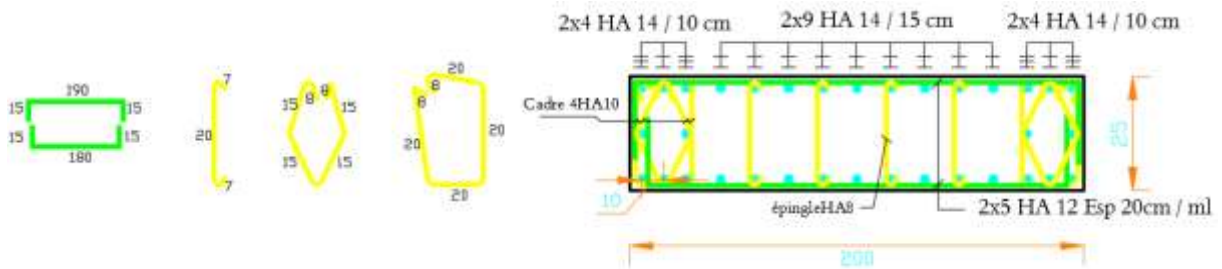
➤ Voile longitudinale VL1 : ZONE II

COUPE 2-2



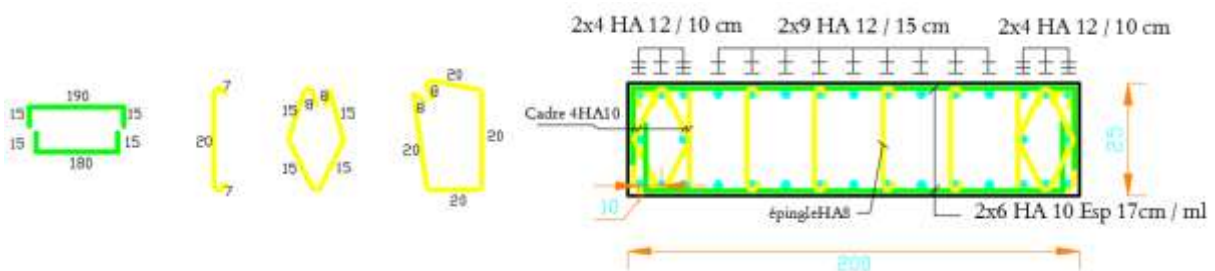
➤ Voile longitudinale VL1 : ZONE III

COUPE 3-3



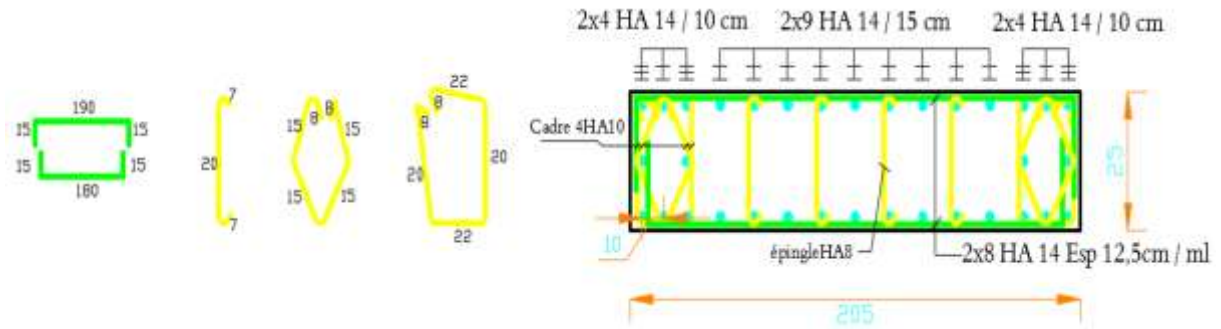
➤ Voile longitudinale VL1 : ZONE IV

COUPE 4-4



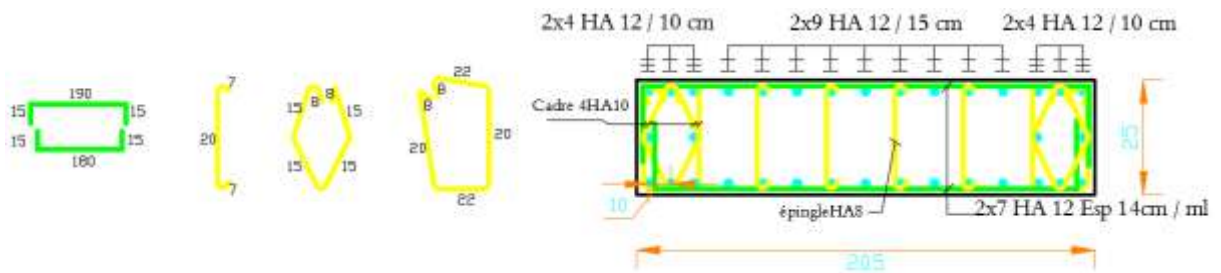
➤ Voile longitudinale VL2 : ZONE I

COUPE 1-1



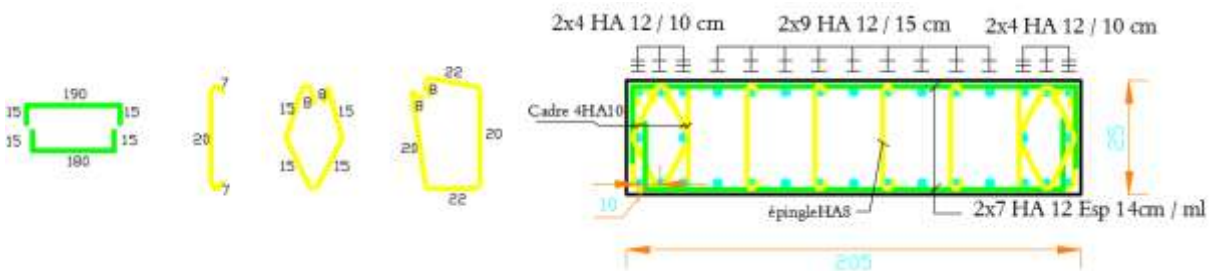
➤ Voile longitudinale VL2 : ZONE II

COUPE 2-2



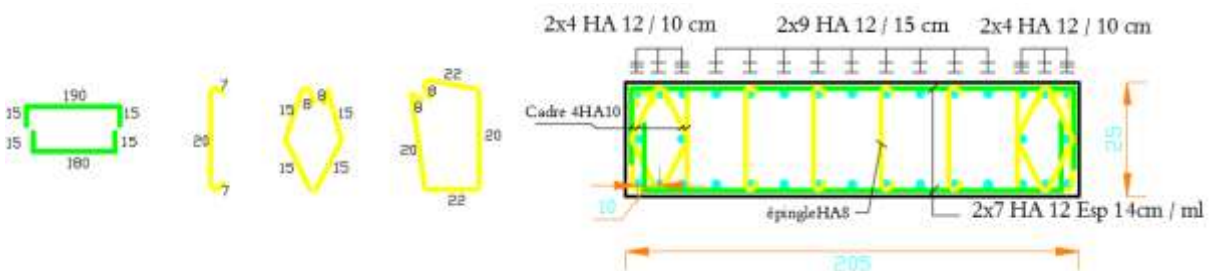
➤ Voile longitudinale VL2 : ZONE III

COUPE 3-3



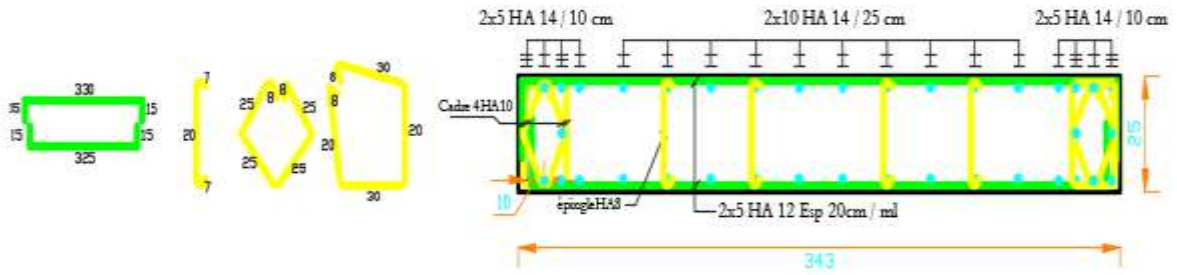
➤ Voile longitudinale VL2 : ZONE IV

COUPE 4-4



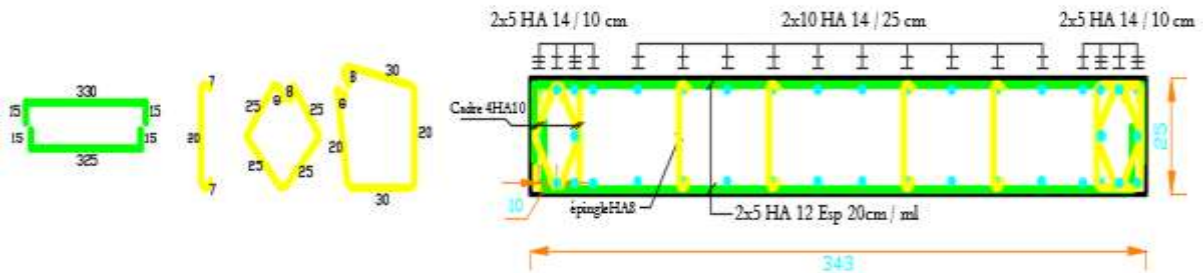
➤ Voile longitudinale VL3 : ZONE I

COUPE 1-1



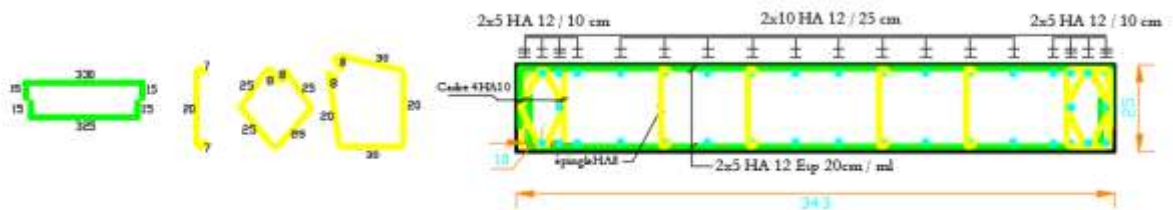
➤ Voile longitudinale VL3 : ZONE II

COUPE 2-2



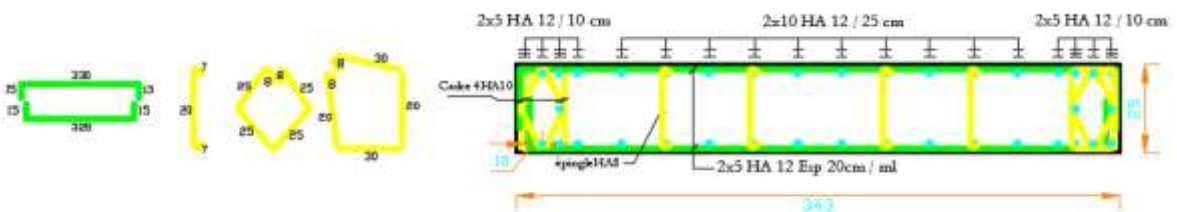
➤ Voile longitudinale VL3 : ZONE III

COUPE 3-3



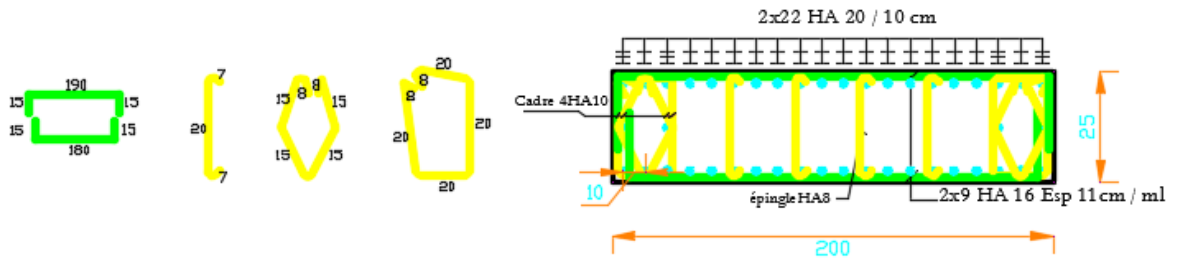
➤ Voile longitudinale VL3 : ZONE IV

COUPE 4-4



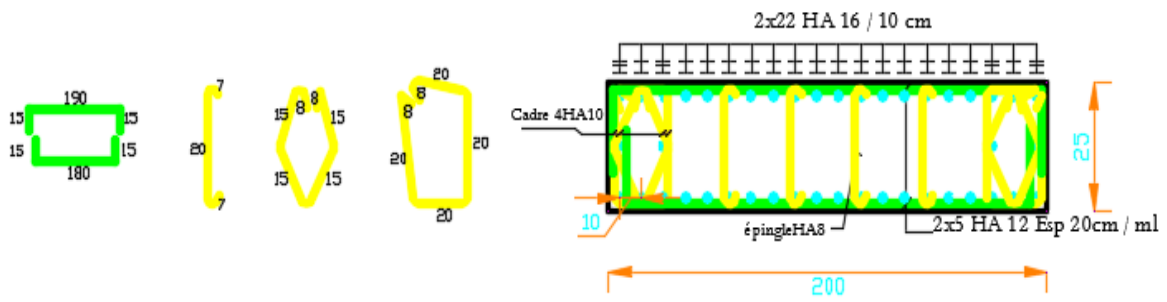
➤ Voile transversale VT1 : ZONE I

COUPE 1-1



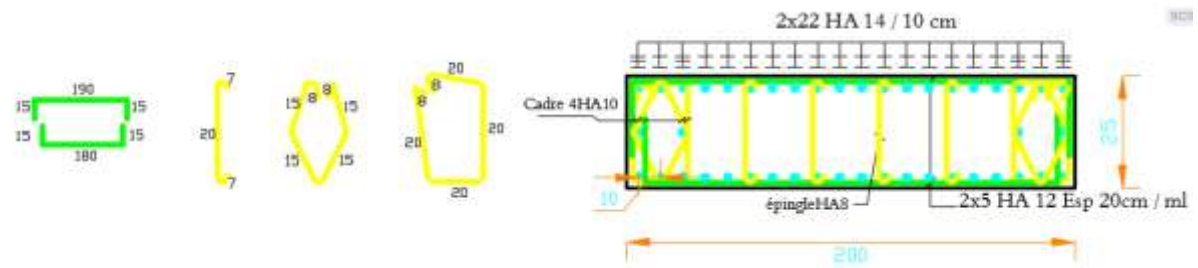
➤ Voile transversale VT1 : ZONE II

COUPE 2-2



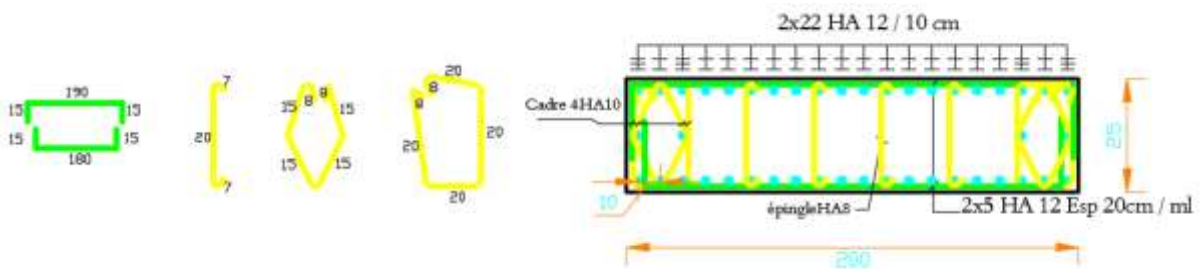
➤ Voile transversale VT1 : ZONE III

COUPE 3-3



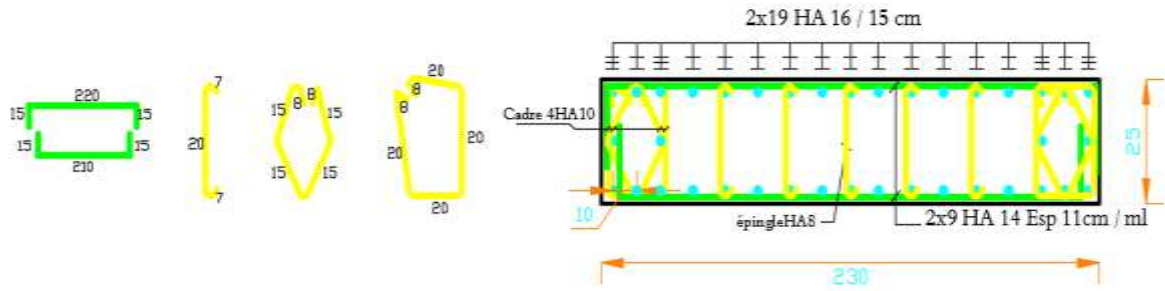
➤ Voile transversale VT1 : ZONE IV

COUPE 4-4



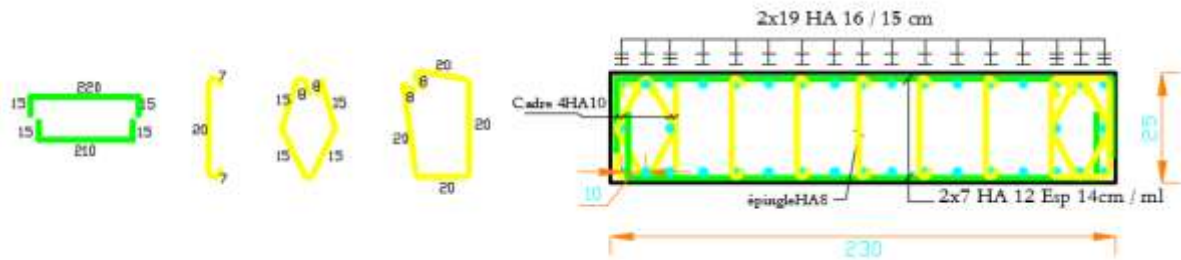
➤ Voile transversale VT2 : ZONE I

COUPE 1-1



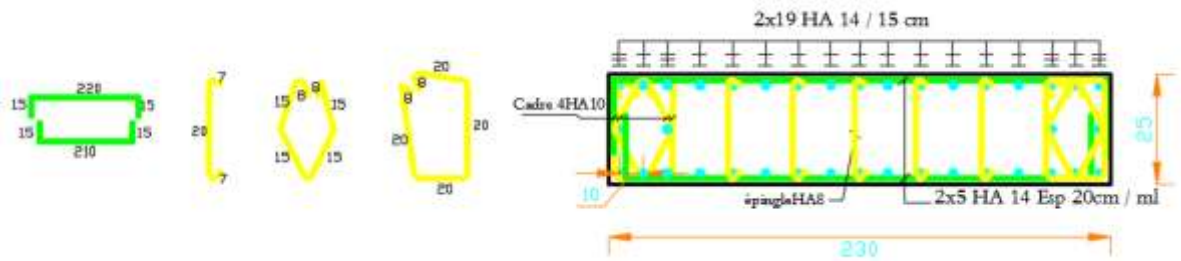
➤ Voile transversale VT2 : ZONE II

COUPE 2-2



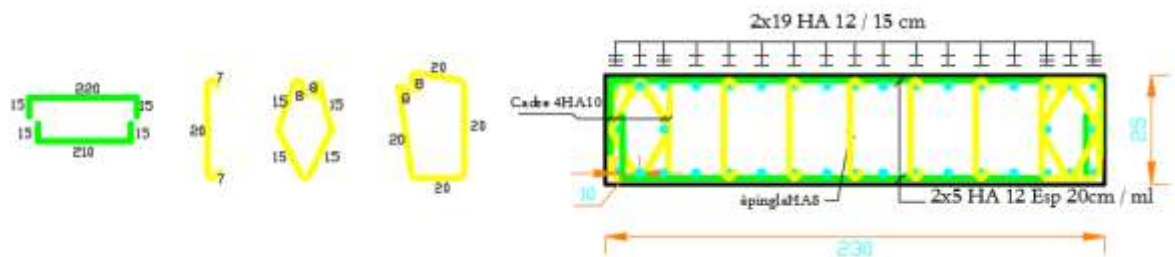
➤ Voile transversale VT2 : ZONE III

COUPE 3-3



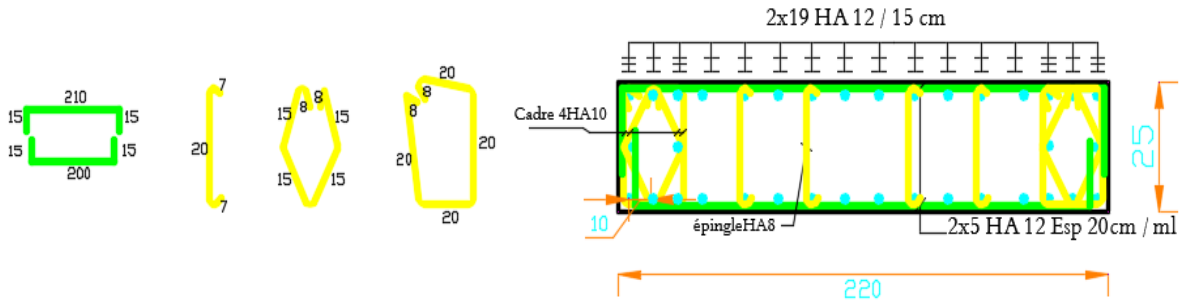
➤ Voile transversale VT2 : ZONE IV

COUPE 4-4



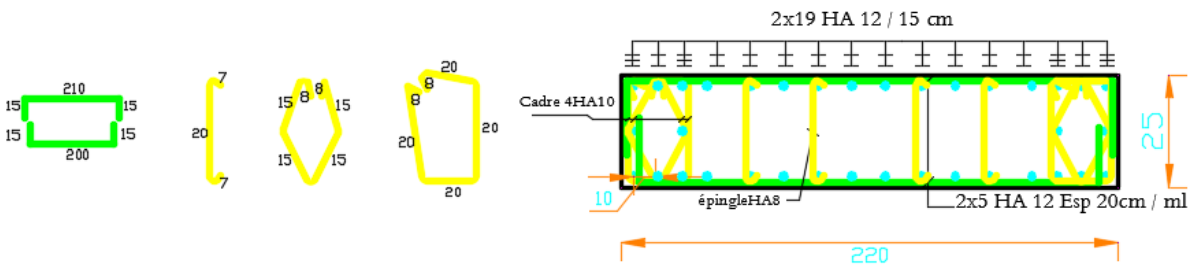
➤ Voile transversale VT3 : ZONE I

COUPE 1-1



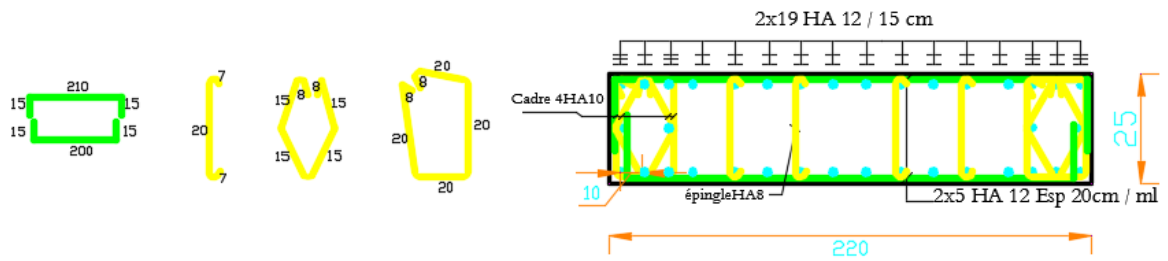
➤ Voile transversale VT3 : ZONE II

COUPE 2-2



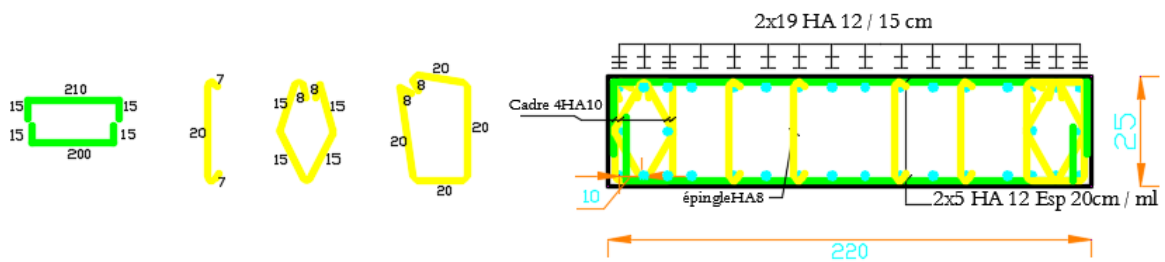
➤ Voile transversale VT3 : ZONE III

COUPE 3-3



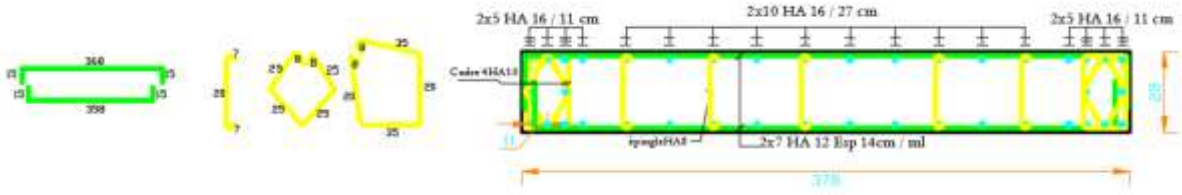
➤ Voile transversale VT3 : ZONE IV

COUPE 4-4



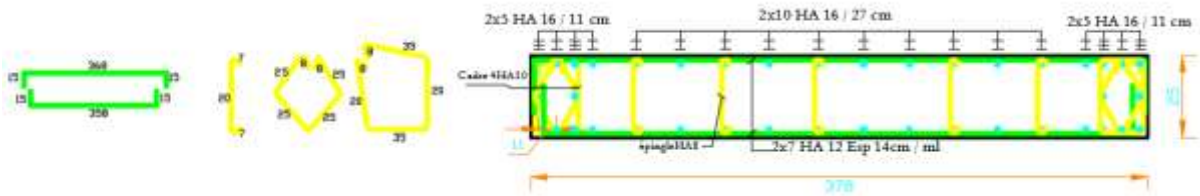
➤ Voile transversale VT4 : ZONE I

COUPE 1-1



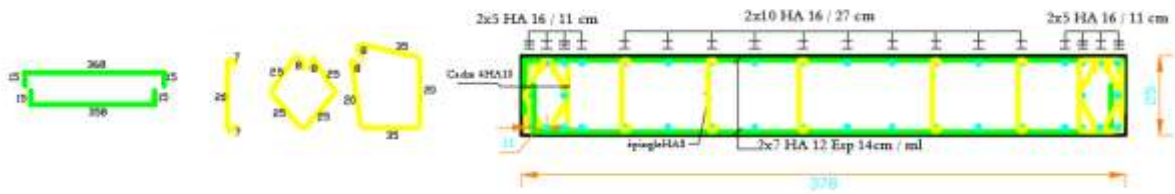
➤ Voile transversale VT4 : ZONE II

COUPE 2-2



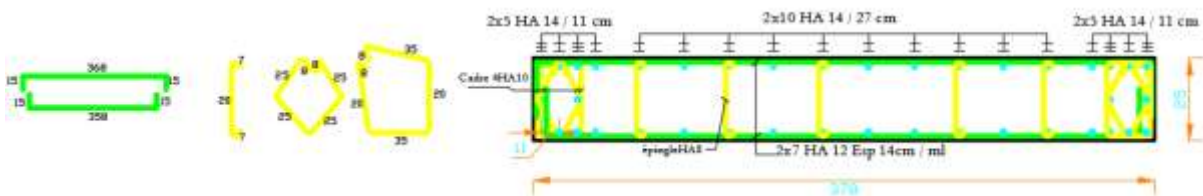
➤ Voile transversale VT4 : ZONE III

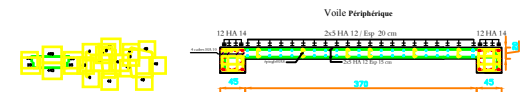
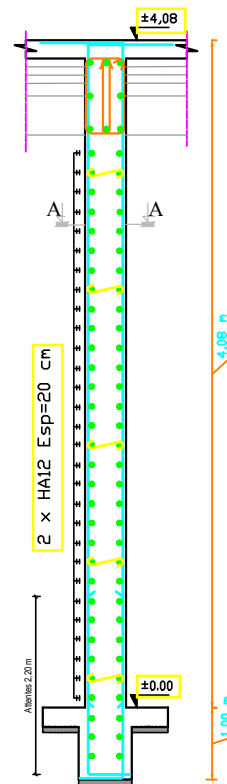
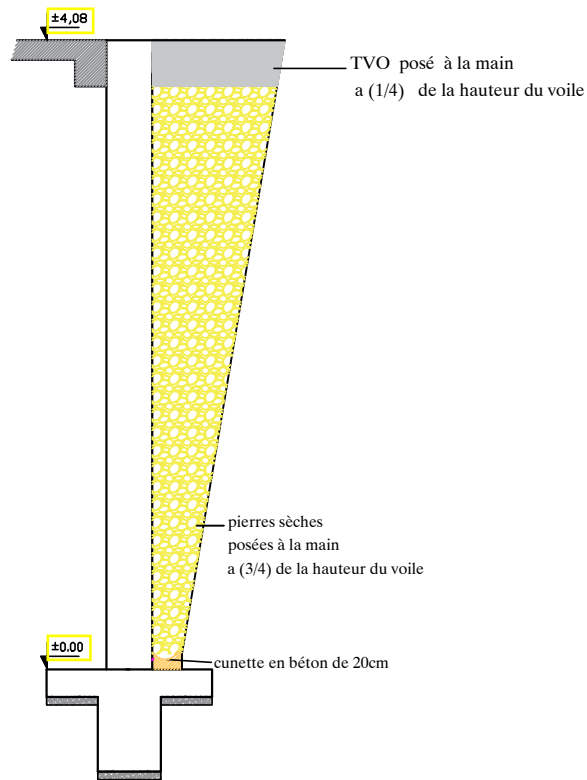
COUPE 3-3



➤ Voile transversale VT4 : ZONE IV

COUPE 4-4





UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction
Département de Génie Civil

Dirigé Par :

- Mr MEGHLAT

Etudié Par :

- SI LAKHAL OUAHAB
 - AZOUAOU RABAH

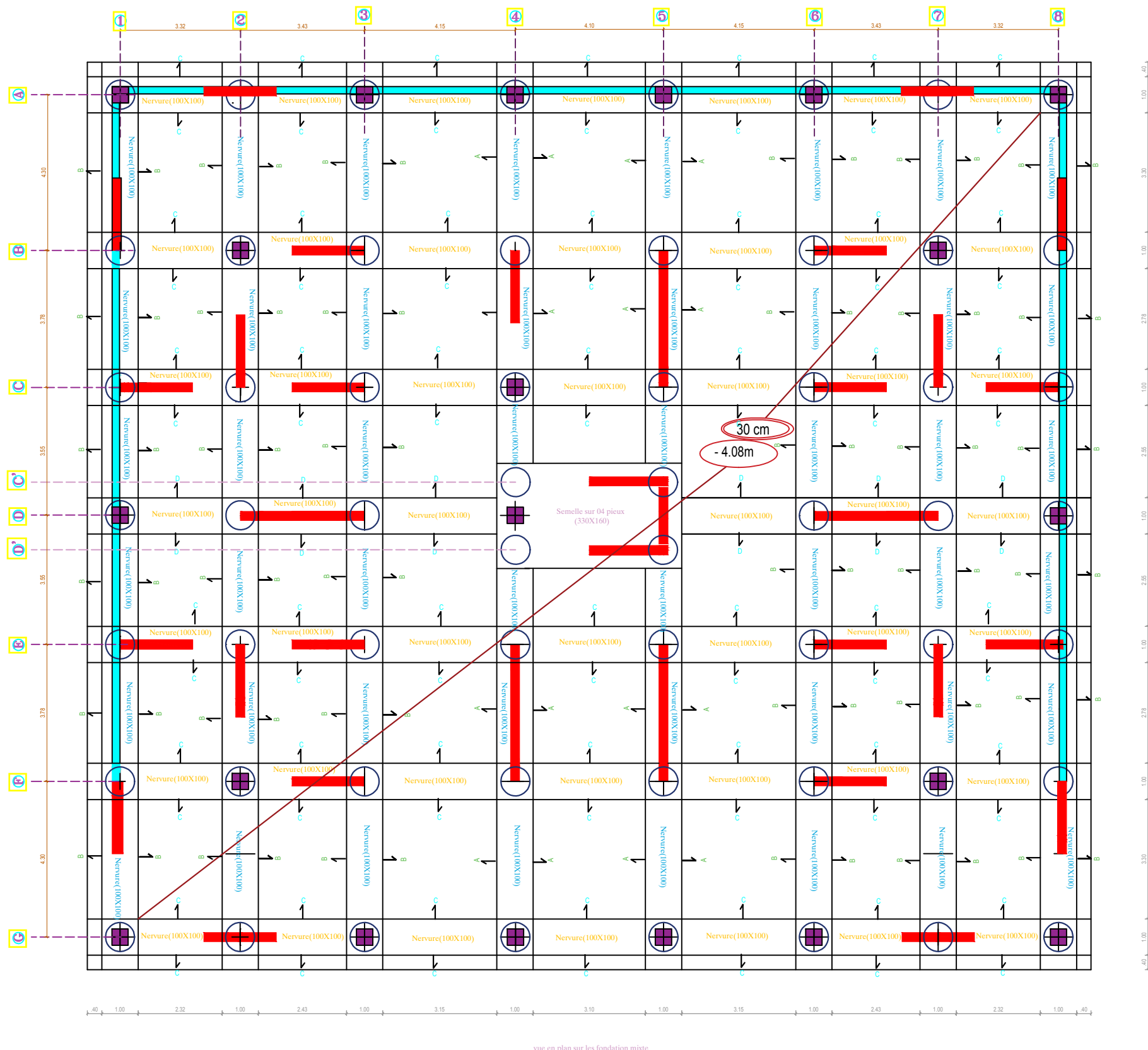
Titre :

Ferraillage de voile périphérique

Plan N°:14

Echelle : 1 / 25

**Promotion :
 2022 - 2023**



UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction
Département de Génie Civil

Dirigé Par :
- Mr MEGHLAT

Etudié Par :
- SI LAKHAL OUAHAB
- AZOUAOU RABAH

Titre :

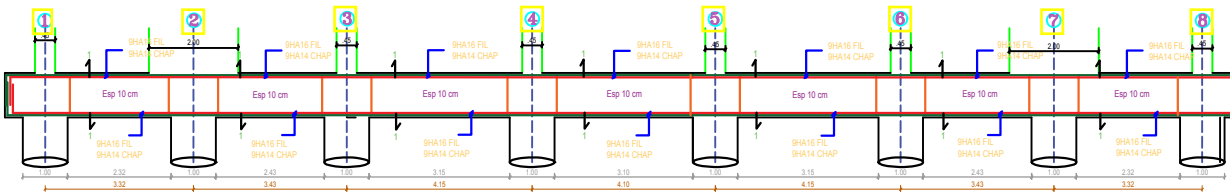
**Plan Des Fondations (Tablier , Nervures , Pieux ,
Semelle sur pieux)**

Plan N°:13

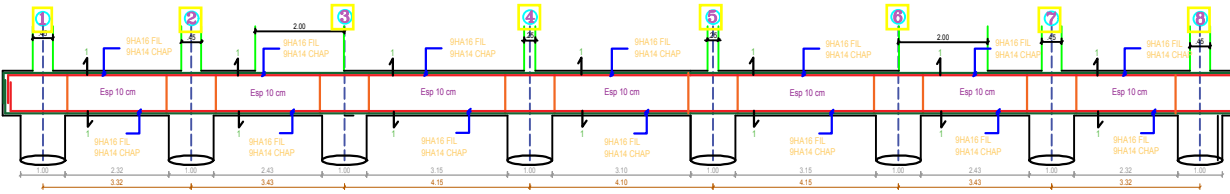
Echelle : 1 / 25

**Promotion :
2022 - 2023**

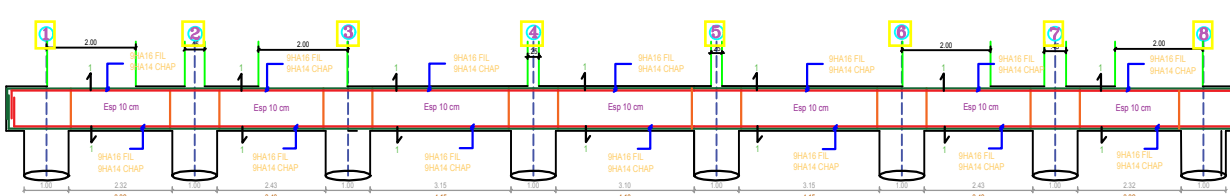
FILE A-A ET G-G FERRAILLAGE DE LA NERVURE 100X100 COUPE C-C



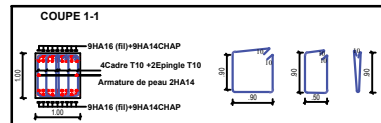
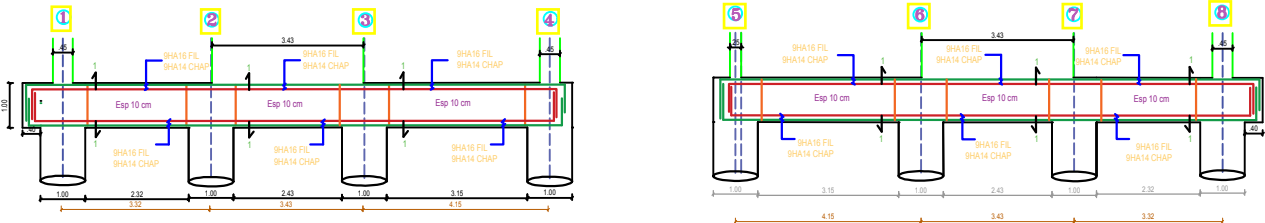
FILE B-B ET F-F FERRAILLAGE DE LA NERVURE 100X100 COUPE C-C



FILE C-C ET E-E FERRAILLAGE DE LA NERVURE 100X100 COUPE C-C



FILE D-D FERRAILLAGE DE LA NERVURE 100X100 COUPE D-D



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU
 Faculté De Génie De La Construction
 Département de Génie Civil

Dirigé Par :

- Mr MEGHLAT

Etudié Par :

- SI LAKHAL OUAHAB
 - AZOUAOU RABAH

Titre :

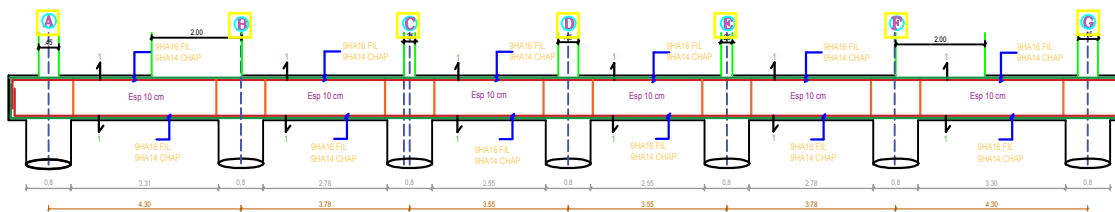
Plan Des Ferrailage des nervures (100 x 100)
 dans le sens transversale

Plan N°:11

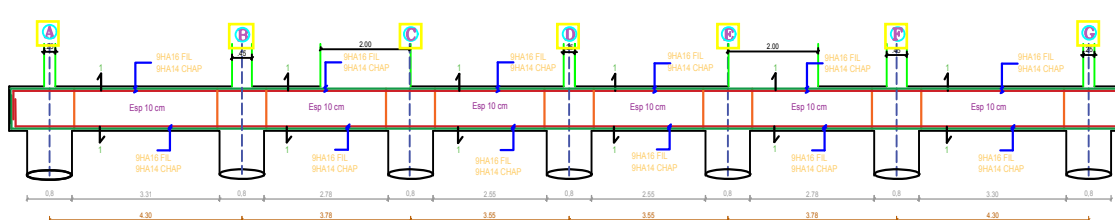
Echelle : 1 / 25

Promotion :
 2022 - 2023

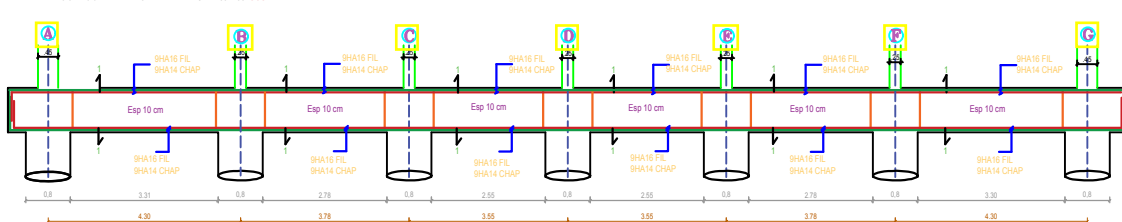
FILE 1-1 ET 8-8 FERRAILLAGE DE LA NERVURE 100X100 COUPE B-B



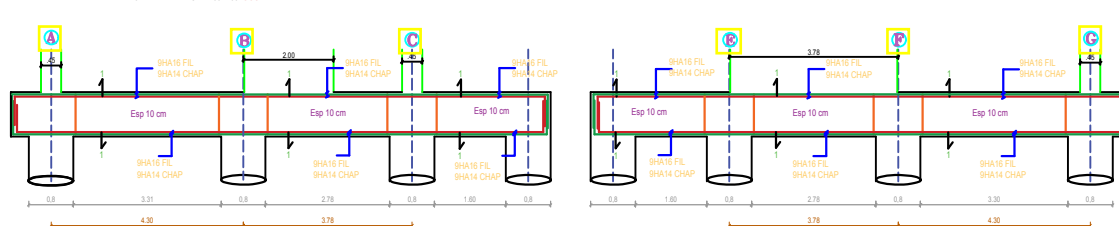
FILE 2-2 ET 7-7 FERRAILLAGE DE LA NERVURE 100X100 COUPE B-B



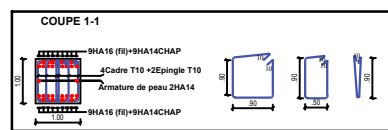
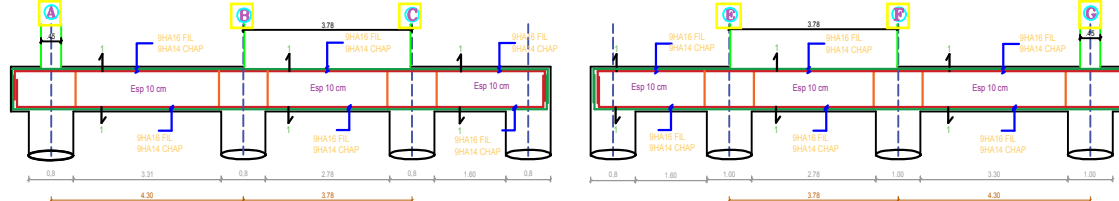
FILE 3-3 ET 6-6 FERRAILLAGE DE LA NERVURE 100X100 COUPE B-B



FILE 4-4 FERRAILLAGE DE LA NERVURE 100X100 COUPE AA



FILE 5-5 FERRAILLAGE DE LA NERVURE 100X100 COUPE AA



UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction
Département de Génie Civil

Dirigé Par :

- Mr MEGHLAT

Étudié Par :

- SI LAKHAL OUAHAB
 - AZOUAOU RABAH

Titre :

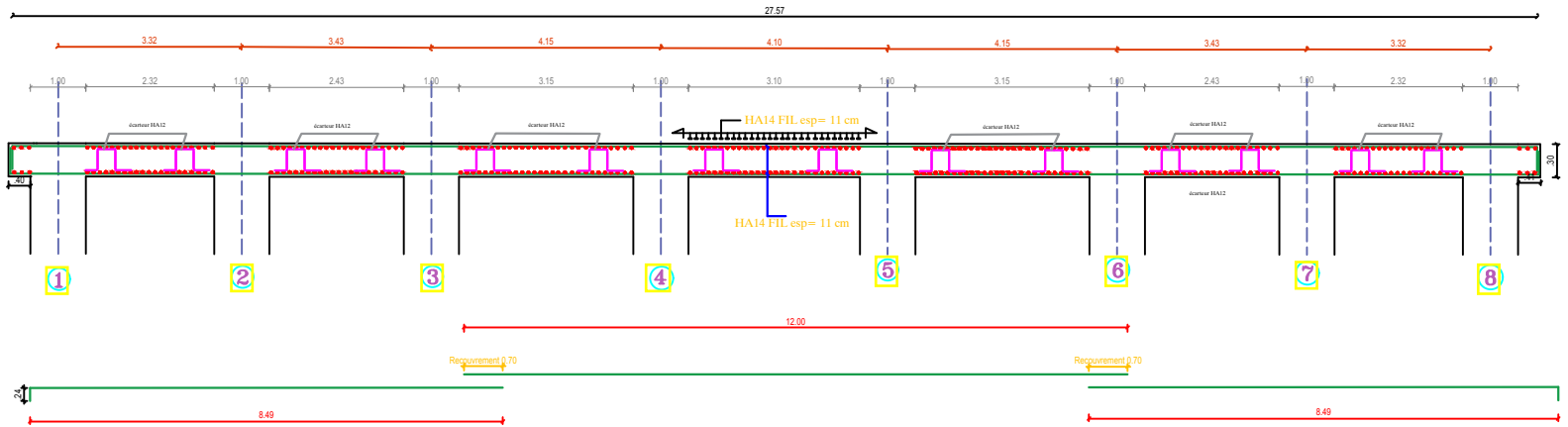
**Plan Des Ferrailage des nervures (100 x 100)
 dans le sens longitudinale**

Plan N°:10

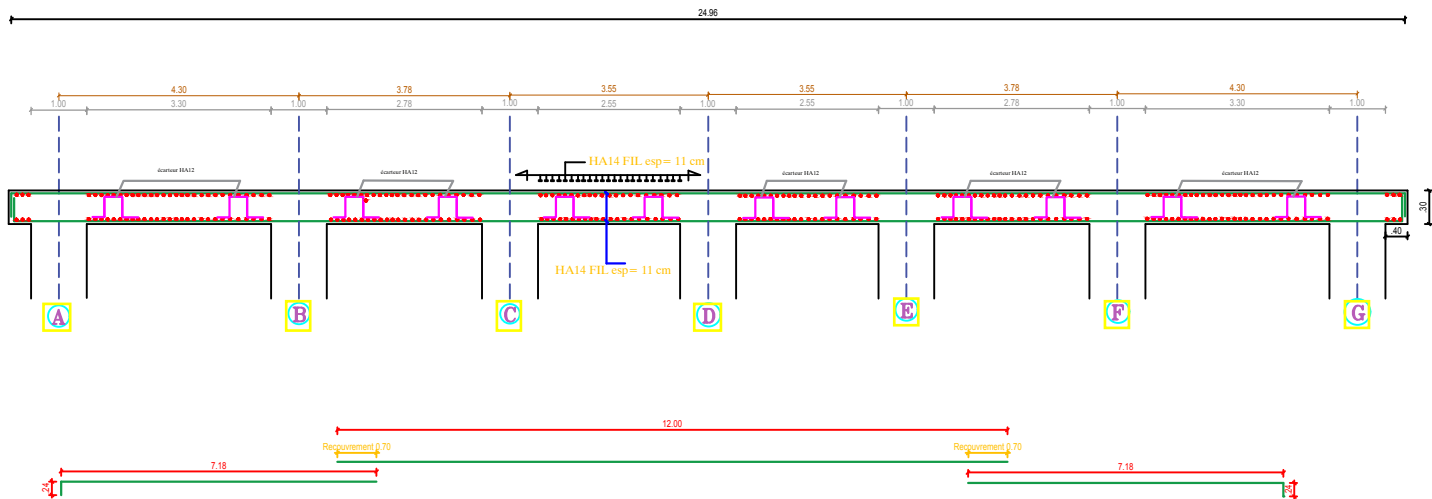
Echelle : 1 / 25

**Promotion :
 2022 - 2023**

FERRAILLAGE TABLIER DE RADIER SENS X-X



FERRAILLAGE TABLIER DE RADIER SENS Y-Y



UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction
Département de Génie Civil



Dirigé Par :

- Mr MEGHLAT

Etudié Par :

- SI LAKHAL OUAHAB
 - AZOUAOU RABAH

Titre :

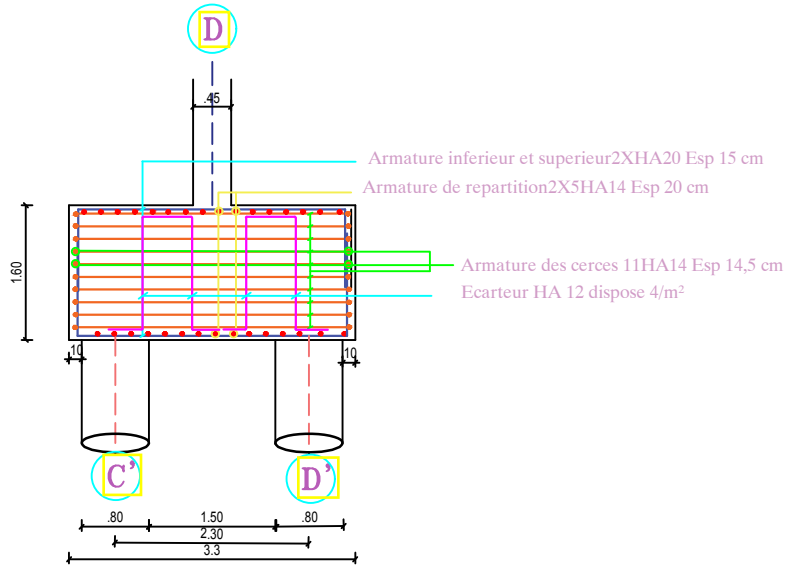
**Plan De Ferrailage de tablier dans les deux sens
 (longitudinale et transversale)**

Plan N°:12

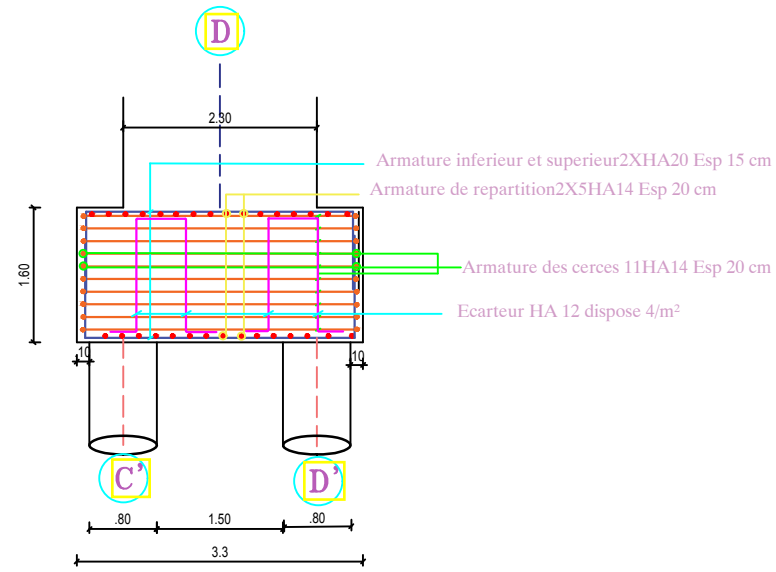
Echelle : 1 / 25

**Promotion :
 2022 - 2023**

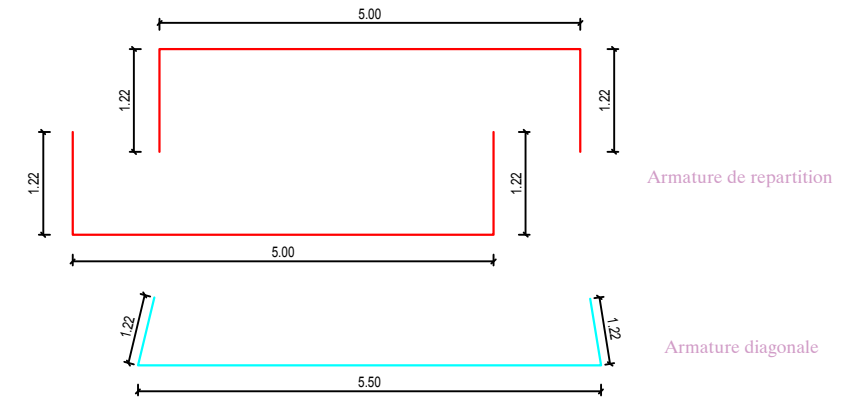
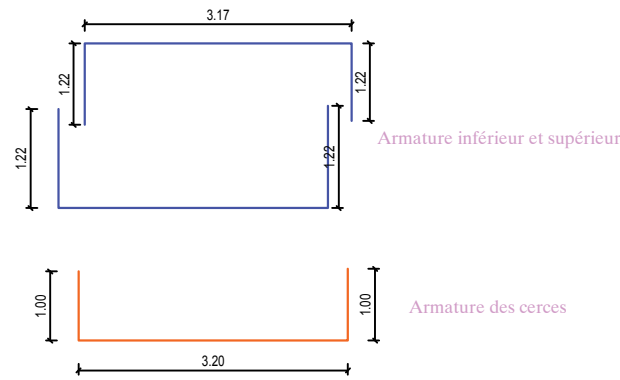
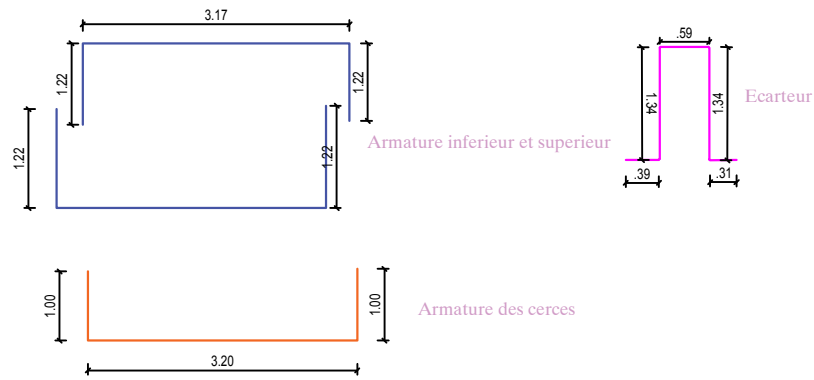
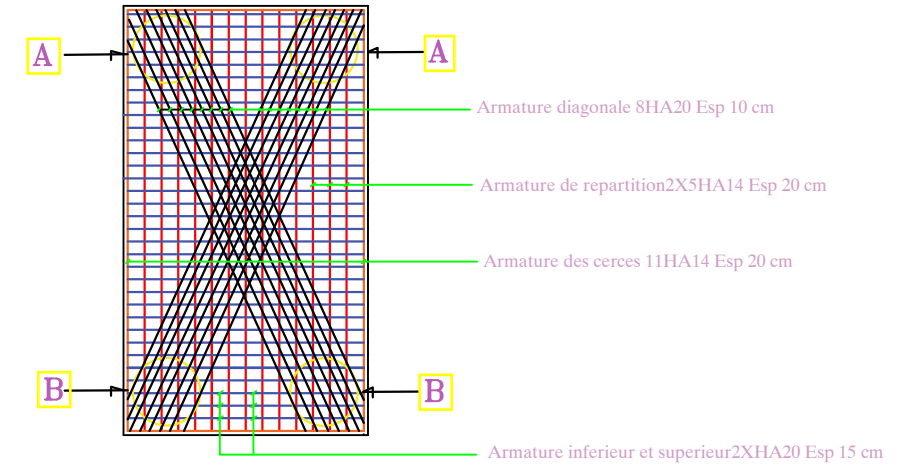
Detail coupe A-A



Detail coupe B-B



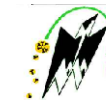
Vue en plan pour la semelle sur 4 pieux



UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU



Faculté De Génie De La Construction



Département de Génie Civil

Dirigé Par :

- Mr MEGHLAT

Etudié Par :

- SI LAKHAL OUAHAB

- AZOUAOU RABAH

Titre :

Plan De Ferrailage de la semelle sur 4 pieux

Plan N°:09

Echelle : 1 / 25

Promotion :

2022 - 2023

Conclusion générale

Ce projet est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation.

Il nous a permis de voir les méthodes utiles de calcul pour un ingénieur en génie civil en tenant compte des règlements en vigueur.

Les structures en zone sismique (zone III) avec une hauteur importante (plus de 7 niveaux) nécessite une étude bien précise de comportement des structures vis-à-vis des sollicitations qui agissent sur elles, leur comportement dépend de type de contreventement, elles doivent être conçues et construites de manière à résister aux charges verticales et charges horizontales tels que les vents, les séismes.

Nous avons remarqué que le dimensionnement des poteaux avec la formule de BAEL 91 /99 donne des sections faibles, donc nous avons passé au dimensionnement avec la formule de l'effort normal réduit stipulé dans RPA 99 /V2003 comme solution qui nous a donné des résultats proches de la réalité.

Nous avons constaté que au niveau des poutres principales et secondaires solidaires aux voiles que la section d'armature est très élevée par rapport à la section de béton et cela revient à l'influence des voiles de contreventement (appuis forts), comme solution à ce sur-ferraillage on opte pour un linteau (un voile avec ouverture).

Le ferraillage des voiles de contreventement nécessite une disposition constrictive bien précise, car l'exécution sur chantier nous conditionne à changer l'aspect de ferraillage d'une façon à faire le même nombre de barres et le même espacement dans tous les étages pour chaque voile considéré pour faciliter leur réalisation, nous avons constaté aussi que le ferraillage est un peu élevé dans les zones sismiques (sismisme élevé), donc on doit réaliser des structures en voiles porteurs avec un coffrage tunnel.

Pour les voiles de la salle machine on doit disposer des joints entre eux pour éviter l'effet de torsion.

Les aciers de nuance FeE400 sont plus disponibles presque sur le marché, comme remplaçables ils existent les aciers de nuance **FeE500** et nous avons remarqué dans quelques exemples de calcul qu'ils peuvent minimiser la section d'armature jusqu'à 20%.

La contrainte de sol au niveau de la couche superficielle est mal résistante sous les charges de la superstructure ,alors nous avons opté pour des fondations profondes de type pieux pour atteindre le bon sol a dix mètre de profondeur

En outre , la disposition des voiles au niveau de la salle machine nous a obliger d'opté pour une semelle sur quatre pieux . calculé a base de l'ouvrage **BAEL91/99 ; DTU associer jean pierre mougin**

Nous souhaitons que ce travail soit bénéfique pour notre parcours a l'avenir.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- **OUVRAGES ET REGLEMENT :**

- Règlement parasismique algérien RPA99 / V2003
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 révisées 99).
- Document technique Règlementaire (DTR B.C. 2-41) : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A.93)
- Document technique Règlementaire (DTR B.C. 2.2) : Charges permanentes et charges d'exploitation.
- Règlement parasismique applicable au domaine des ouvrages d'art RPOA 2008
- Cours de béton armé aux états limites « Pierre charon »
- BAEL 91 et DTU associé JEAN PIERRE MOUGIN Edition 1997- Eyrolles
- Calcul des ouvrages en béton armé « M.BELAZOUGUI ».
- Cours de la mécanique des sols master 1
- Document Technique Règlementaire B.C.2:33.2 (Méthode de calcul des fondations profondes)
- Document Technique Règlementaire B.E : 32 (Travaux des fondations profondes)
- Polycopie calcul des semelles de fondations en béton armé (CHERIFI FATIHA)
- Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé Albert FUENTES
- André coin, calcul des Bâtiments en béton armé, (septembre 1999, Edition Eyrolles)

- **Logiciels utilisés :**

- Logiciel de modélisation ETABS V9.1.4
- Logiciel de dessin AUTOCAD 2016