



République Algérienne Démocratique et populaire
Ministère de L'Enseignement Supérieur et de La Recherche Scientifique
Université A. MIRA -Bejaïa-

Faculté de Technologie
Département Génie civil

Projet de Fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme de master en Génie civil
Option : structures

Thème

Etude d'un bâtiment (R+8+ Deux Entre Sol) à usage d'habitation et commercial contreventé par un système mixte (Voiles-Portiques)

Présenté par :

KACHEBI Nabil & MAKHLOUFI Fares

Encadre par :

M^r M. Bouzeroura

Membre de jury :

M^r Lilouch

M^r Slimanou

Année universitaire 2020/2021

Remerciements

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre
profonde gratitude et nos vifs remerciements :*

*Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous
avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.*

*A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant
toutes nos études.*

*A M^r. M. Bouzeroura : notre promoteur, pour avoir accepté de
nous guider sur le bon chemin du travail.*

Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de
ce mémoire.*



- Nabil & Fares -

Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui ont consacré toute leurs vie pour mon éducation et mes études, je leurs souhaite tout le bonheur

A .M^{er}.Meziani qui nous a beaucoup aider

A Nawel halima

A tous mes amis et mes proches

 *Nabil-*

Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui ont consacré toute leurs vie pour mon éducation et mes études, je leurs souhaite tout le bonheur

Bureau d'étude « BAHLOUL . B »

Ecole de formation lydi cad

A chizana

A tous mes amis et mes proches



Sommaire

Sommaire

Remerciements	
Dédicace	
Sommaire	
Symboles et notation	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Introduction Générale	1

Chapitre I

Présentation du projet

Introduction	4
I.1. Présentation de l'ouvrage	4
I.2. Caractéristiques géométriques	4
I.3. Données géotechnique du site	4
I.4. Caractéristiques structurales	6
I.4.1. Ossature et système de contreventement	6
I.4.2. Les planchers	6
I.4.3. La maçonnerie	6
I.4.4. L'acrotère	6
I.4.5. Les balcons	6
I.4.6. L'ascenseur	6
I.4.7. Les escaliers	6
I.4.8. Etats limites	7
I.4.9. Actions et combinaison d'actions	7
I.5. Caractéristique des matériaux	8
I.5.1. Le béton	8
I.5.1.1. Résistance caractéristique	8
I.5.1.2. Contraintes limites du béton	8

Sommaire

I.5.1.3. Module de déformation longitudinale du béton	8
I.5.1.4. Diagramme déformation-contrainte du béton	9
I.5.1.5. Coefficient de poisson	9
I.5.2. Les aciers	9
I.5.2.1. Résistance caractéristique de l'acier	10
I.6. Règlements et normes utilisées	11
Conclusion	11

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

Introduction	13
II.1. Pré dimensionnement des éléments	13
II.1.1. Planchers	13
II.1.2. Planchers à corps creux	13
II.1.3. Les planchers à dalle pleine	15
II.1.3.1. Types de dalles pleines	15
II.1.4. Les poutres	16
II.1.5. Les voiles	18
II.1.6. Les poutrelles	18
II.1.7. Les escaliers	19
II.1.8. Ascenseur	22
II.1.9. L'acrotère	23
II.2. Evaluation des charges et des surcharges	23
II.2.1. Plancher à corps creux	23
II.2.2. Plancher courant en dalle pleine	25
II.2.3. Les escaliers	27
II.2.4. Les murs extérieur et intérieurs	28
II.3. Pré-dimensionnement des poteaux	29

Sommaire

II.4. Descente de charge	29
II.4.1. La loi de dégression	30
II.5. Vérification des poteaux	39
II.5.1. Vérification à la compression simple	39
II.5.2. Vérification au flambement	40
Conclusion	42

Chapitre III

Etude des éléments secondaire

Introduction	44
III.1. Calcul des planchers	44
III.1.1. Plancher à corps creux	44
III.1.1.1. Poutrelles	44
III.1.1.2. Différents types de poutrelles	49
III.1.1.3. Calcul des sollicitations dans la poutrelle Type 4 (Tous les étages)	50
III.1.1.4. Les efforts tranchants	51
III.1.1.5. Ferrailage des poutrelles	54
III.1.1.6. Calcul des sollicitations dans la poutrelle Type 4 Etage commerce	65
III.1.1.7. Schéma de ferrailage	74
III.1.2. Étude de la dalle de compression	75
III.1.2.1. Calcul des dalles pleines	75
III.1.3. Schéma de ferrailage	78
III.1.4. Panneau de la dalle sur 2 appuis	78
III.1.4.1. Moments et efforts tranchants	78
III.1.4.2. État limite de déformation	82
III.1.4.3. Schéma de ferrailage	83
III.1.5. Panneau de la dalle sur 3 appuis (Balcon)	83
III.1.5.1. Calcul des sollicitations	83

Sommaire

III.1.6. Les vérifications nécessaires	84
III.1.7. État limite de déformation	87
III.1.8. Schéma de ferrailage	88
III.1.9. Panneau de la dalle sur 4 appuis : dalle de l'ascenseur.....	88
III.1.9.1. Calcul des sollicitations	88
III.1.9.2. Ferrailage	89
III.1.9.3. Les vérifications nécessaires	89
III.1.9.4. État limite de déformation	92
III.1.9.5. Schéma de ferrailage	92
III.2. Calcul de la poutre de chainages	93
III.2.1. Calcul des sollicitations	93
III.2.2. Le ferrailage à l'ELU	94
III.2.2.1. Armatures longitudinales	94
III.2.3. Les vérifications nécessaires	94
III.2.4. Évaluation de la flèche	95
III.2.5. Schéma de ferrailage	96
III.3. Etude de l'ascenseur	96
III.3.1. Etude de la dalle d'ascenseur	97
III.3.2. Ferrailage	99
III.3.3. Choix des barres	99
III.3.4. Vérification à l'ELU	99
III.3.5. Vérification à l'ELS.....	100
III.3.6. Vérification de la flèche	101
III.3.7. Schéma de ferrailage	101
III.4. Etude de l'acrotère	102
III.4.1. Evaluation des charges	102
III.4.2. Calcul des sollicitations	103

Sommaire

III.4.3.	Calcul de l'excentricité à l'ELU	103
III.4.4.	Ferraillage de la section	104
III.4.5.	Vérification à l'ELU	105
III.4.6.	Vérification à l'ELS	105
III.4.7.	Calcul de l'excentricité	106
III.4.8.	Schéma de ferraillage	106
III.5.	Etude des escaliers	107
III.5.1.	Calcul de l'escalier Type 1 (étages courants)	107
III.5.1.1.	Calcul a EL	107
III.5.1.2.	Vérification à l'ELU	110
III.5.1.3.	Vérification à l'ELS	111
III.5.1.4.	Vérification de l'état limite de déformation	111
III.5.1.5.	Schéma de ferraillage	113
III.5.2.	Calcule pour les autre type d'escalier	113
III.5.2.1.	Escalier de RDC	113
III.5.2.2.	Escalier de Entre-sol 02	115
III.5.2.3.	Calcule de palier volée	116
III.5.2.4.	Escalier entrée de RDC	117
III.6.	Etude de la poutre palière	118
III.6.1.1.	Les sollicitations de la poutre palière	118
III.6.1.2.	Calcul de la section d'armature à la flexion simple	118
III.6.1.3.	Les vérifications nécessaires	119
III.6.1.4.	Calcul de la section d'armature à la torsion	119
III.6.1.5.	Vérification à l'ELS	121
III.6.1.6.	Evaluation de la flèche	121
III.6.1.7.	Schéma de ferraillage	121
III.7.	Etude de la poutre brisée	122

Sommaire

III.7.1.1. Calcul à la flexion simple	122
III.7.1.2. Les vérifications nécessaires	123
III.7.1.3. Schéma de ferrailage de la poutre brisée	125

Chapitre IV

Etude dynamique

Introduction	127
IV.1. Le choix de la méthode de calcul	127
IV.1.1. La Méthode statique équivalente	127
IV.1.2. La Méthode dynamique	127
IV.2. La présentation de la méthode modale spectrale	127
IV.3. Interprétation des résultats des Résultats obtenus	131
IV.3.1. La disposition des voiles de contreventement	131
IV.3.2. Les périodes de vibration et le taux de participation des massesmodales	132
IV.4. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences duRPA99/2003	134
IV.4.1. Vérification de l'effort normal réduit	135
Conclusion	140

Chapitre V

Etude des éléments structuraux

Introduction	142
V.1. Etude des poteaux	142
V.1.1. Calcul du ferrailage	144
V.2. Étude des poutres	150
V.2.1. Vérification des zones nodales	158
V.3. Les poteaux	158
V.4. Les voiles	159
V.4.1. Calcul du ferrailage	161

Sommaire

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

Introduction	165
VI.1. Choix de type des fondations	165
VI.2. Vérification de la semelle isolée	165
VI.3. Vérification de la semelle filante	166
VI.4. Vérification du radier général	167
VI.4.1. Dimensionnement	167
VI.4.2. Les vérifications	168
VI.4.3. Ferrailage du radier	170
VI.4.4. Ferrailage des nervures	173
VI.5. Etude du mur adossé	179
Conclusion Générale	184
Bibliographie	
Rapport de sol	
Annexes	
Plan de la structure	

Symboles et notation

Symboles et notation

Symboles	Notations
A	Coefficient d'accélération de zone.
c	Cohésion du sol
G	Charges permanentes.
H	Hauteur.
Δf	Fleche totale
Δf_{adm}	Fleche admissible
a	Coefficient de la fibre neutre
A, A_{ser}	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
A_t	Section d'un cours d'armature transversale.
B	Aire d'une section de béton
B_r	Section réduite
D	Facteur d'amplification dynamique
E	Module d'élasticité longitudinale
ELS	Etat limite de service.
ELU	Etat limite ultime.
E_i	Module de Yong instantané
E_s	Module d'élasticité de l'acier
E_v	Module de Yong différé.
b	La largeur en générale.
f_{bu}	Contrainte de compression du béton.
f_{c28}	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.

Symboles et notation

<i>f_e</i>	Limite d'élasticité de l'acier.
<i>f_{gi}</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes
<i>f_{gv}</i>	Flèche différée due aux charges permanentes.
<i>f_{ji}</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement
<i>f_{qi}</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
<i>f_{t28}</i>	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
<i>h_{cc}</i>	Hauteur du corps creux
<i>h_{dc}</i>	Hauteur de la dalle de compression
<i>h_e</i>	Hauteur libre d'étage.
<i>h_r</i>	Hauteur de la dalle du radier.
<i>h_t</i>	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
<i>I</i>	Moment d'inertie
<i>I_f</i>	Moment d'inertie fissuré
<i>Q</i>	Charge d'exploitation / facteur de qualité
<i>L</i>	Portée d'un élément.
<i>L_{max}</i>	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
<i>L_x</i>	Distance entre de deux poutrelles
<i>L_y</i>	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
<i>M</i>	Moment en générale.
<i>M_a</i>	Moment en appui.
<i>M_t</i>	Moment en travée.
<i>M₀</i>	Moment isostatique
<i>N</i>	Effort normal

Symboles et notation

<i>n</i>	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
<i>R</i>	Coefficient de comportement global.
<i>S</i>	Section d'un élément.
<i>Srad</i>	Surface du radier.
<i>St</i>	Espacement des armatures.
<i>T1, T2</i>	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site
<i>V</i>	Effort tranchant
<i>W</i>	Poids de la structure.
<i>σ_{bc}</i>	Contrainte de compression du béton.
<i>σ_{st}</i>	Contrainte de traction dans l'acier.
<i>b</i>	Coefficient de sécurité concernant le béton.
<i>w</i>	Pois volumique de l'eau.
<i>s</i>	Coefficient de sécurité concernant l'acier
<i>σ_{adm}</i>	Contrainte admissible.
<i>r</i>	Contrainte de cisaillement
<i>ξ</i>	Pourcentage d'amortissement critique.
<i>CT</i>	Coefficient qui dépend du système de contreventement
<i>Q</i>	Coefficient de pondération
<i>λ_i</i>	Coefficient instantané
<i>λ_v</i>	Coefficient différé.

Liste des tableaux

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation du projet

Tableau I.1. Fe en fonction du type d'acier	10
---	----

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau II.1: Calcul les autres types d'escaliers	21
Tableau II.2 : Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux	22
Tableau II.3: Evaluation des charges du plancher terrasse accessible à corps creux	23
Tableau II.4 : Evaluation des charges du plancher courant à corps creux.....	23
Tableau II.5 : Evaluation des charges du plancher commercial à corps creux.....	23
Tableau II.6 : Evaluation des charges du plancher courant à dalle pleine.....	24
Tableau II.7 : Evaluation des charges du balcon	24
Tableau II.8 : Evaluation des charges de l'acrotère.....	25
Tableau II.9 : Evaluation des charges sur le bloc de la machine	29
Tableau II.10 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible en dalle pleine. .	25
Tableau II.11 : Evaluation des charges sur la volée de l'étage courant.....	26
Tableau II.12 : Evaluation des charges du palier des étages courant	26
Tableau II.13 : Evaluation des charges sur la volée de l'étage courant.....	27
Tableau II.14 : Evaluation des charges du palier aux autres étages	27
Tableau II.15 : Evaluation des charges des murs extérieurs.....	27
Tableau II.16 : Evaluation des charges des murs de séparations.....	27
Tableau II.17 : Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres.....	28
Tableau II.18 : .Evaluation de la descente de charge de poteau PC7	31

Liste des tableaux

Tableau II.19 : Evaluation de la descente de charge de poteau PD6.....	36
Tableau II.20 : Résultats de la descente de charge obtenue pour les deux poteaux	38
Tableau II.21 : Résultats de la Vérification à la compression simple	39
Tableau II.22 : Résultats de la vérification au flambement	40
Tableau II.23 : les dimensions adoptées	41

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaire

Tableau III.1.Les différents Types de poutrelles	48
Tableau III.2.vérification d'application de la méthode forfaitaire	48
Tableau III.3.Charges qui reviennent sur le plancher et la poutrelle et combinaisons d'actions.	49
Tableau III.4.Les sollicitations de la poutrelle type 1.....	52
Tableau III.5.Les sollicitations de la poutrelle type 2.1.....	52
Tableau III.6.Les sollicitations de la poutrelle type 2.2.....	53
Tableau III.7.Les sollicitations de la poutrelle type 3.....	53
Tableau III.8.Les sollicitations de la poutrelle type 4 étage courant	54
Tableau III.9.Verification de l'état limite de déformation	62
Tableau III.10.Les sollicitations de la poutrelle type 4 étage commercial	64
Tableau III.11. Calcul la section des armatures	65
Tableau III.12.Verification de l'état limite de déformation	72
Tableau III.13. Calcul la section des armatures	75
Tableau III.14. Résultats de ferrailage dalle sur deux appuis	78
Tableau III.15.Verification des contraintes du béton pour la dalle sur deux appuis	80

Liste des tableaux

Tableau III.16.Verification des contraintes du l'acier pour la dalle sur deux appuis.....	81
Tableau III.17.resultats de ferrailage dalle 3 appuis.....	83
Tableau III.18.Verification des contraintes du béton pour la dalle sur 3 appuis.	85
Tableau III.19.Vérification des contraintes dans l'acier pour la dalle sur 3 appuis.....	85
Tableau III.20.Résultats du ferrailage dalle 4 appuis	88
Tableau III.21.Verification des contraintes du béton pour la dalle sur 4 appuis.	90
Tableau III.22. Armatures longitudinales de poutre de chainage	93
Tableau III.23.Vérification les contraintes dans le béton	94
Tableau III.24. Ferrailage de l'ascenseur	98
Tableau III.25.Vérification de l'état limite dans le béton.....	100
Tableau III.26. Combinaisons d'action de l'acrotère	102
Tableau III.27.Calcul des sollicitations dans l'escalier	108
Tableau III.28.Calcul de ferrailage à l'ELU.....	108
Tableau III.29.calcul de sollicitation à l'ELS.....	110
Tableau III.30.Vérification les contraintes dans l'escalier	110
Tableau III.31. Vérification de l'état limite de déformation	111
Tableau III. 32. Calcul des sollicitations dans l'escalier de RDC	112
Tableau III.33. Calcul la section des armatures	113
Tableau III.34. Les vérifications AL' ELS.....	113
Tableau III. 35. Calcul des sollicitations dans la console	114
Tableau III.36. Calcul la section des armatures	114

Liste des tableaux

Tableau III.37. Les vérifications AL' ELS	114
Tableau III. 38. Calcul des sollicitations de l'escalier	115
Tableau III.39. Calcul la section des armatures	115
Tableau III.40. Les vérifications AL' ELS	115
Tableau III. 41. Calcul des sollicitations dans l'escalier	116
Tableau III.42. Calcul la section des armatures	116
Tableau III.43. Les vérifications AL' ELS	116
Tableau III. 44. Calcul des sollicitations du la poutre palière	117
Tableau III.45. Calcul la section des armatures.....	117
Tableau III.46.Vérification les contraintes	120

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités	128
Tableau IV.2.Périodes et taux de participation massique.....	131
Tableau IV.3. Vérification de l'effort normal réduit	134
Tableau IV.4. Charges verticales reprises par les portiques et voiles	135
Tableau IV5.Charges horizontales reprises par les portiques et voiles	135
Tableau VI.6. Vérification des déplacements. (Sens x-x).	136
Tableau VI.7.Vérification des déplacements. (Sens y-y).	137
Tableau IV.8. Vérification a L'effet P-.....	138
Tableau IV9. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	138

Liste des tableaux

CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux

Tableau V.1. Les différentes sollicitations dans les poteaux.....	141
Tableau V.2. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	142
Tableau V.3. Armatures longitudinales dans les poteaux	143
Tableau V.4. Armatures transversale dans les poteaux	144
Tableau V.5. Vérification du flambement pour l'ensemble des poteaux	145
Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton des poteaux	146
Tableau V.7. Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.....	147
Tableau V.8. Schéma de ferrailage des poteaux de chaque niveau.....	148
Tableau V.9. Armatures longitudinales des poutres.....	153
Tableau V.10. Vérification de la section minimale	153
Tableau V.11. Vérification des contraintes tangentielles	153
Tableau V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	154
Tableau V.13. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	155
Tableau V.14. Schéma de ferrailage des poutres	157
Tableau V.15. Moment résistant dans les poteaux	158
Tableau V.16. Moments résistant dans les poutres	160
Tableau V.17. Récapitulation du ferrailage du voile Vx1	161
Tableau V.18. Récapitulation du voile Vy1	170

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1. Sections des armatures du radier	170
--	-----

Liste des tableaux

Tableau VI.2. Vérification des contraintes	171
Tableau VI.3. Choix des armatures et revivification des contraintes	171
Tableau VI.4. Résultats de calcul des sollicitations à l'ELU et ELS dans le sens X_X ...	174
Tableau VI.5. Résultats de calcul des sollicitations à l'ELU et ELS dans le sens Y_Y ...	175
Tableau VI.6. Section de ferrailage des nervures	175
Tableau VI.7. Vérification des contraintes	176
Tableau VI.8. Choix des armatures et revivification des contraintes	176
Tableau VI.9. Schéma de ferrailage des nervures	177
Tableau VI.10. Sections de ferrailage	180
Tableau VI.11. Vérification des contraintes	181

Liste des figures

Liste des figures

CHAPITRE I : Présentation du projet

Figure I.1 : Situation et état du terrain d'assise.....	5
Figure I.2 : Diagrammes contraintes déformations du béton	9
Figure I.3 Diagramme contrainte déformation de l'acier	10

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments

Figure II.1.Coupe du plancher à corps creux	14
Figure II.2. Schéma de la disposition des poutrelles	14
Figure II.3. Dalle sur un seul appui	16
Figure II.4. Dalle sur deux appuis	16
Figure II.5. Dalle sur trois appuis.....	16
Figure II.6. Dalle sur quatre appuis.....	17
Figure II.7. Coupe verticale d'un voile.....	19
Figure II.8.Coupe transversale d'une poutrelle	19
Figure II.9.schéma de l'escalier	20
Figure II.10. Schéma de l'escalier de type 1	20
Figure II.11.Cage d'ascenseur	22
Figure II.12.Coupe de l'acrotère	23
Figure II.13.Schéma de dégression des surcharges	30
Figure II.14. La surface afférente du poteau PC7	31
Figure II.15.La surface afférente dupoteau PB6.(T inaccessible +E courant).....	34
Figure II.16.La surface afférente dupoteau PB6.(E courant+2En-sol).....	35
Figure II.17.La surface afférentedu poteau PB6. (RDC).....	36

Liste des figures

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaire

Figure III.1.Schéma statique de poutrelle	45
Figure III.2. Diagramme des moments dans les poutrelles	46
Figure III.3. Diagramme de l'effort tranchant des poutrelles	47
Figure III.4.Schéma statique de poutrelle type 4.....	50
Figure III.5.Schéma poutrelle type 1.....	52
Figure III.6.Schéma poutrelle type 2.1.....	53
Figure III.7.Schéma poutrelle type 2.2.....	54
Figure III.8.Schéma poutrelle type 3.....	54
Figure III.9.schéma de ferrailage des poutrelles	74
Figure III.10. Schéma de ferrailage de la dalle de compression	75
Figure III.11.Dalle sur un appui.	76
Figure III.12.Schéma statique	76
Figure III.13.Schéma de ferrailage de la dalle sur 1 appui.....	78
Figure III.14. Dalle sur deux appuis.....	78
Figure III.15.Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis	83
Figure III.16. Dalle sur 3 appuis.....	83
Figure III.17.Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis	88
Figure III.18.Schéma de la dalle de l'ascenseur.....	88
Figure III.19.Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis	92
Figure III.20. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage	96
Figure III.21.Schéma del'ascenseur.....	96
Figure III.22.Schémas représentant la surface d'impact	97

Liste des figures

Figure III.23. Schéma de ferrailage dalle pleine du locale machinerie	101
Figure III.24. Coupe transversale de l'acrotère	102
Figure III.25. Section à ferrailer	104
Figure III.26. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	106
Figure III.27. Schéma statique d'escalier type 1	107
Figure III.28. Les déférant coupe d'escalier	108
Figure III.29.schewan de ferrailage d'escalier du l'étage courant	113
Figure III.30. Schéma statique d'escalier En-sol2	115
Figure III.31. Schéma statique	118
Figure III.32. La section à ferrailer	119
Figure III.33. Schéma de ferrailage de la poutre palière	121
Figure III.34. Schéma statique	122
Figure III.35. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.	125

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Figure IV.1.Spectre de réponse	131
Figure: IV.2. La disposition des voiles	132
Figure IV.3. (Mode1) translation suivant l'axe y-y.....	133
Figure IV.4. (Mode2) translation suivant l'axe x-x.....	134
Figure IV.5. (Mode3) rotation suivant l'axe z-z.....	134

CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux

Figure V.1. Schéma de ferrailage du voile Vx1 aux niveaux 3, 4,5 et 6.....	162
Figure V.2. Schéma de ferrailage du voile Vy1 au niveau des Entre-sols	163

Liste des figures

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI.1. Schéma de la semelle isolée	165
Figure VI.2. Schéma de la semelle filante.....	166
Figure VI.3. Schéma d'un panneau de dalle	170
Figure VI.4. Schéma de ferrailage du radier	173
Figure VI.5. Schéma des lignes de ruptures.....	173
Figure VI.6. Schéma statique équivalent sens xx.....	174
Figure VI.7. Schéma statique équivalent sens yy	175
Figure VI.8. Répartition des contraintes sur le mur	180
Figure VI.9. Schéma de ferrailage du mur adossé	183

Introduction Générale

Introduction Générale

Le génie civil est la science qui s'occupe de l'art de la construction. Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrage de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité des usagers et la protection de l'environnement.

Tout ouvrage de génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la résistance de ses éléments structuraux et aussi la sécurité des usages pendant et après la réalisation. Pour cela nos calculs seront vérifiés selon les règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA /V2003 et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifié 99.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calcul rapide et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée en génie civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un temps réduit.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+8+deux Entre-sol à contreventement mixte (voile-portique) à usage d'habitation et commercial, en plus du calcul statique, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA /V2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS 2016.

Ce mémoire est constitué de six chapitres, dont les deux premiers chapitres consiste a la présentation du projet et les hypothèses de calcul, en plus le pré dimensionnement des éléments secondaires, dans le chapitre trois nous allons calculer et ferrailer les éléments secondaires, dans le chapitre quatre nous allons nous intéresser à la recherche d'un bon comportement dynamique par diverses la disposition des voiles de contreventement. Une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien. Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel ETABS V16. Le calcul des éléments principaux sera exposé au chapitre cinq. En dernier lieux le calcul de l'infrastructure qui fera l'objet du chapitre six.

Chapitre I
Présentation du projet

Introduction

Toute étude de construction en génie civil doit passer par étapes principales de calcul dont les quelles l'ingénieur doit avoir des connaissances préalables sur les matériaux acier, béton et doit appliquer les règlements en vigueur à fin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage.

I.1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un bâtiment **R+8 + deux ENTRE-SOL**, à usage multiples (commerces au premier Entre-sol et une surface de 152.77 m² au RDC, et une cave au deuxième Entre-sol et habitation aux autres niveaux). Le projet se trouve au lieu dit : (**L'Mizab**), localité située au niveau de la sortie sud de la ville de (**Seddouk**), à quelques dizaines de mètres de la Route Nationale N° 75.

D'après le règlement parasismique Algérien (RPA99/verssion2003) :

- Le site est classé en zone de moyenne sismicité (zone **IIa**).
- Le site est de catégorie S2, qui concerne les sols fermes.
- L'ouvrage est classé dans le groupe 2, ayant une grande importance.

I.2. Caractéristiques géométriques

- Largeur en plan : 14.55 m
- Longueur en plan : 24.80 m
- Hauteur totale du bâtiment : 34.54 m
- Hauteur de chaque entres-sols : 3.50 m
- Hauteur du RDC : 3.06 m
- Hauteur des autres étages : 3.06 m.

I.3. Données géotechnique du site

L'assiette choisie pour accueillir les immeubles d'une promotion immobilière sise au lieu dit (L'Mizab) dans la commune de (Seddouk), est caractérisée par une portance très satisfaisante.

- ✓ C'est un terrain à vocation agricole (olivaie), avec une pente abrupte essentiellement dans sa partie aval, orientée Est -Ouest, limité des côtés Ouest et Sud par des talwegs (ravine).

✓ Les sols sont dominés par des schistes argileux compacts en surface à des schistes marneux très compacts en profondeur.

✓ Des essais mécaniques pour la détermination des caractéristiques mécaniques moyennes du sol sont réalisés au moyen de la boîte de Casagrande (cisaillement rectiligne) et qui ont donné:

- Couche de (0m.60 à -3m) de profondeur : $\gamma_h \text{ moy} = 2.18 \text{ t/m}^3$ et $\phi_{\text{moy}} = 23^\circ$
Et $C_{\text{moy}} : 0.39 \text{ bar}$.

- Couche (au-delà de -3m) de profondeur : $\gamma_h \text{ moy} = 2.32 \text{ t/m}^3 - \phi_{\text{moy}} = 29^\circ$

Et $C_{\text{moy}} : 0.47 \text{ bar}$.

A cet effet, on préconise :

- La couche de sols faibles et altérés ne dépasse pas 60 cm d'épaisseur.
- Un ancrage min de 1.8m des fondations, par rapport aux futures plates formes d'assise doit être assuré.
- La contrainte admissible des sols de fondation à adopter pour toutes les assises est de $\sigma = 2.10 \text{ bars}$.



Figure I.1 : Situation et état du terrain d'assise

I.4. Caractéristiques structurales

I.4.1. Ossature et système de contreventement

Etant donné que notre bâtiment dépasse les 14 mètres de hauteur dans la zone considéré, le Règlement Parasismique Algérienne **RPA99/2003 (Art : 3.4.1.a)**, exige d'introduire des voiles pour le contreventement.

En ce qui nous concerne, on utilisera le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

I.4.2. Les planchers

Les planchers sont des aires horizontales destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage. Le rôle essentiel des plancher et d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux-voiles).

Pour notre projet, on utilise deux types de plancher :

- Plancher à corps creux avec poutrelles et une dalle de compression en béton armé.
- Plancher à dalle pleine en béton armé.

I.4.3. La maçonnerie

Les murs extérieur sont réalisés en brique creuse à double parois 10 et 15 cm séparées par une lame d'air de 05cm d'épaisseur.

Les murs intérieurs (cloison de séparation) sont en simple parois réalisés avec des briques de 10cm d'épaisseur.

I.4.4. L'acrotère

C'est un élément en béton armé contournant le bâtiment, encastré au niveau du plancher terrasse.

I.4.5. Les balcons

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

I.4.6. L'ascenseur

C'est un élément mécanique, il sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

I.4.7. Les escaliers

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

1.4.8. Etats limites**➤ Définition**

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou des ses éléments tel que la stabilité et la durabilité est strictement satisfaisante et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

- Etat limite ultime (ELU)

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. La résistance des matériaux et des aciers sont atteints, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

- Etat limite de service (ELS):

C'est la condition que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage (exploitation) normale et sa durabilité soient assurés, Le dépassement de cet état conduit au désordre de fonctionnement de l'ouvrage il existe 3 états sont :

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

1.4.9. Actions et combinaison d'actions**➤ Les actions**

On appelle actions l'ensemble des charges et déformations appliqués à une structure, On distingue :

• Les actions permanentes (G)

Ce sont des actions dont l'intensité varie très peu dans le temps, elles comportent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des cloisons, revêtement, superstructure fixes.
- Le poids des déformations imposées à la structure.

• Les actions variables (Q) :

Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent : Les charges d'exploitations, les charges climatiques, les effets thermiques.

• Les actions accidentelles (E):

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer : Les chocs, les séismes, les explosions et le feu.

1.5. Caractéristique des matériaux

Les matériaux utilisés dans la construction sont conforme aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé BAEL 91/99.

1.5.1. Le béton

Le béton est composé de ciment, de granulats et d'eau, conformes aux normes en vigueur, et éventuellement d'adjuvants (air occlus, plastifiants, antigel ...).

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés.

1.5.1.1. Résistance caractéristique

Pour notre ouvrage on utilisera un béton courant dont la résistance nominale à la compression à l'âge de 28 jours est de 25 MPa, et par conséquent :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad \text{CBA 93 (Art 2.1.1.2)}$$

1.5.1.2. Contraintes limites du béton

1. À l'ELU:

$$\text{Est notée } \sigma_{bc} \text{ tel que : } \sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{CBA 93 (Art A.4.3.4)}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \gamma_b = 1.15 \text{ pour les situation accidentelle} \\ \gamma_b = 1.5 \text{ pour les situation durable et transitoire} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \theta = 1 : \text{lorsque } T > 24h \\ \theta = 0.9 : \text{lorsque } 1h \leq T \leq 24h \\ \theta = 0.8 : \text{lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} \end{cases}$$

Le coefficient de minoration 0.85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage de béton.

2. À l'ELS

Est notée σ_{bc} tel que :

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$$

1.5.1.3. Module de déformation longitudinale du béton

✓ Le module de déformation instantané :

Pour des charges d'une durée d'application inférieur à 24 heures :

$$E_j = 1100^3 \sqrt{f_{cj}} \rightarrow E_{i28} = 32456.60 \text{ MPa}$$

✓ Le module de déformation différé :

Pour des charges de longue durée d'application :

$$E_{ij} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \rightarrow E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$$

I.5.1.4. Diagramme déformation-contrainte du béton

En distinguant (Figure I-1):

- Le diagramme [parabole-rectangle].
- Le diagramme rectangulaire simplifié qui sera étudié et utilisé dans nos calculs en raison de :
 - Sa simplicité d'emploi.
 - Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme [parabole-rectangle].

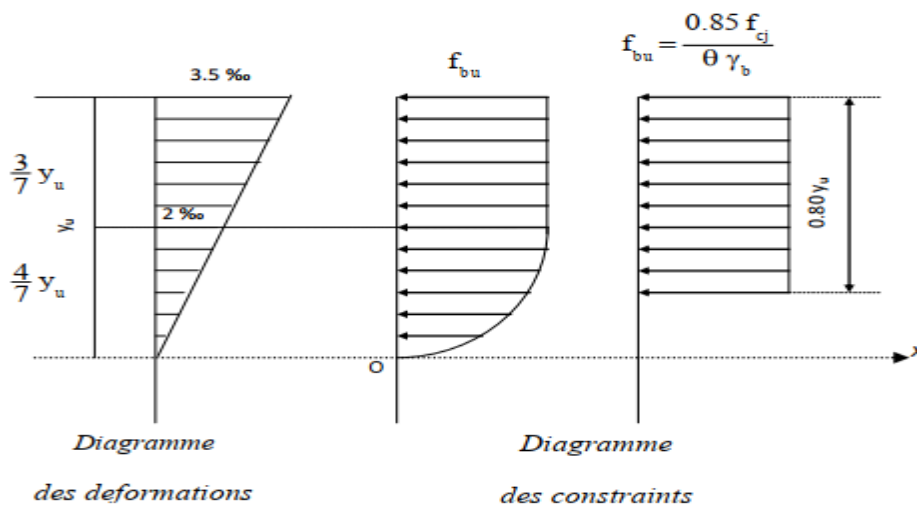


Figure I.2 : Diagrammes contraintes déformations du béton

Avec :

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à j jours :

γ_b : Coefficient de sécurité :1,5 en Situations courantes et 1.15 en Situations accidentel

f_{bu} : Contrainte de calcul

I.5.1.5. Coefficient de poisson

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinal noté « ν »

A L'ELU : $\nu = 0$ pour le calculs des sollicitations..... **BAEL,Annexe I**

A L'ELS : $\nu = 0.2$ pour le calculs des déformations. **BAEL ,Annexe I**

I.5.2. Les aciers

Le matériau acier est un alliage de Fer et de carbone en faible pourcentage d'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

I.5.2.1. Résistance caractéristique de l'acier

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e (Tableau I.1)

Tableau I.1. f_e en fonction du type d'acier

Type	Acier rond et lisse		Acier à haute adhérence		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudé à haute adhérence
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	FeE235	FeE500
f_e (MPa)	215	235	400	500	235	500

Avec :

f_e : La limite d'élasticité des aciers

Pour notre projet on va utiliser deux types de nuance d'acier.

Haute adhérence de nuance FeE400 (pour les armatures longitudinales et transversales des éléments de la structure).

Treillis soudés de nuance Fe235 (pour la dalle de compression des planchers à corps creux).

Contraintes limites de l'acier

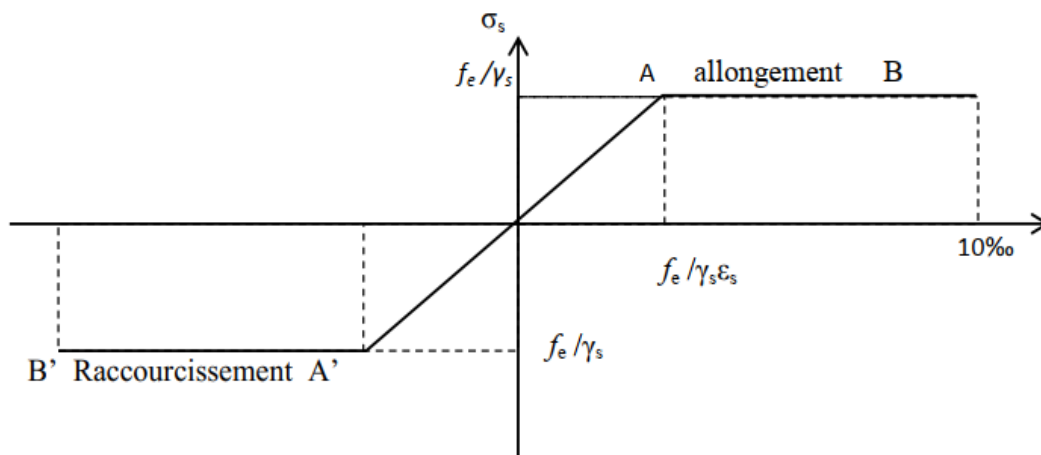


Figure I.3 Diagramme contrainte déformation de l'acier

1. À l'ÉLU :

Notée σ_{st} tel que : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ Avec :

σ_{st} : est la valeur de calcul de la contrainte de l'acier.

σ_{st} : est le coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1.15$ Pour situations normales

$\gamma_s = 1.00$ Pour situations accidentelles

2. À PELS :

Fissuration peu préjudiciable : aucune vérification n'est préconisée.

Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$

$$\eta = \begin{cases} 1.6 & \text{pour les aciers HA} \\ 1 & \text{pour les aciers rond lisses} \end{cases}$$

I.6. Règlements et normes utilisées

Notre projet est fait conformément aux règlements suivants :

- CBA 93 (Règle de conception et de calcul des structures en béton armé) ;
- BAEL 91 modifier 99 (Béton armé aux états limites) ;
- RPA99 /version 2003 (Règlement parasismique algérien) ;
- DTR BC 2.2 (Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges) ;
- DTR-BC 2.331 (Règle De calculs Des Fondations superficielles).

Conclusion

Dans le cadre des chapitres qui suivent, on adopte les caractéristiques suivantes ;

Pour le béton :

- Résistance caractéristiques $F_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- Contrainte limite à L'ELU (F_{bu}) :
 - Situation durable 14,2 Mpa
 - Situation accidentelle 18,48 Mpa
- Contrainte limite à L'ELS $\delta_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

Pour l'acier :

- Limite d'élasticité $F_e = 400 \text{ Mpa}$
- Module d'élasticité $E = 2 * 10^5 \text{ Mpa}$
- Contrainte limite à L'ELU :
 - Situation courante 348 Mpa
 - Situation accidentelle 400 Mpa.

Chapitre II
Pré-dimensionnement
des éléments

Introduction

L'objectif du Pré-dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis.

Le Pré-dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le **RPA 99 V 2003**, le **BAEL 91** et le **CBA 93**.

Les éléments structuraux doivent avoir une section minimale pour pouvoir transmettre aux fondations et sol les efforts qui leurs sont appliqués.

II.1. Pré dimensionnement des éléments

II.1.1. Planchers

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

Dans notre projet, on utilise deux types de planchers :

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

II.1.2. Planchers à corps creux

Les planchers à corps creux est le plancher le plus utilisé dans le domaine de bâtiment. Il est composé de poutrelles, de hourdis, et de dalle de compression (**figure II.1**).

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le **CBA 93**

$$h_t > \frac{L_{\max}}{2} \dots\dots\dots \text{CBA 93(Article B.6.8.4.2.4)}$$

Avec :

L_{max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$H_t = 470/22.5 = 19.55 \text{ cm} \rightarrow \text{En prend } h_t = 20\text{cm}$$

hcc = 16 cm : l'épaisseur de corps creux.

h_{ddc} = 4 cm: dalle de compression.

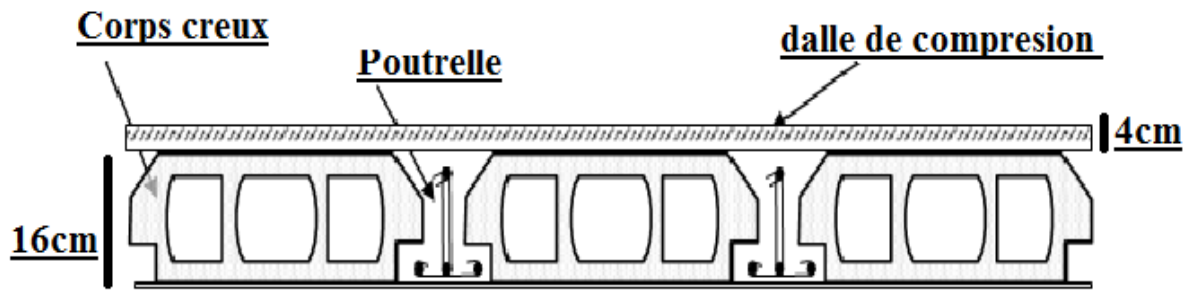


Figure II.1. Coupe du plancher à corps creux

➤ **Disposition des poutrelles**

Les poutrelles sont disposées parallèlement aux petites travées. Le schéma de disposition est présenté sur la figure suivante :

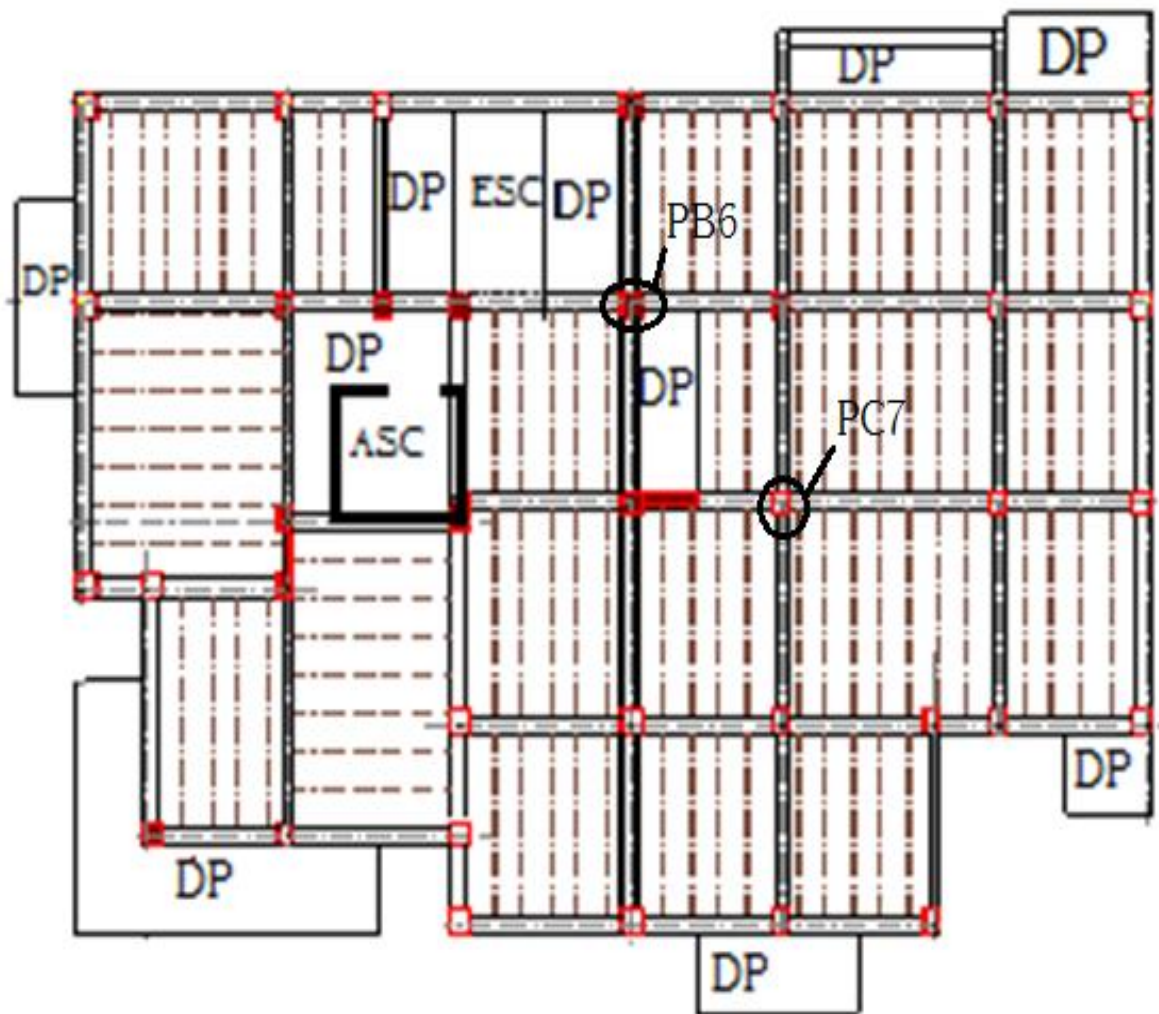


Figure II.2. Schéma de la disposition des poutrelles

II.1.3. Les planchers à dalle pleine

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulés sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis.

Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

A. Critère de coupe-feu

- $e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11\text{cm}$ Pour deux heures de coupe-feu.
- $e \geq 14\text{ cm}$ pour trois heures de coupe-feu.

B. Critère de Résistance

- $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$ pour une dalle sur quatre (4) ou deux (2) appuis □.
- $e \geq L_x/20$ pour une dalle sur un seul (1) ou deux (2) appui //.
- $L_x/45 \leq e \leq L_x/40$ pour une dalle sur trois (3) ou quatre (4) appuis

L_x : est la petite portée de la dalle la plus sollicitée.

L_y : est la grande portée de la dalle.

II.1.3.1. Types de dalles pleines

Dalle sur un seul appui :

Calcul de ρ :

$L_x = 125\text{ cm}; L_y = 150\text{ cm}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{125}{150} = 0.833 > 0.4$$

$$e \geq \frac{l_x}{20} = \frac{125}{20} = 6.25\text{ cm}$$

Donc : e = 6.25 cm

Dalle sur deux appuis :

Calcul de ρ :

$L_x = 150\text{cm}; L_y = 255\text{ cm}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{150}{255} = 0.588 > 0.4$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} = \frac{150}{35} \leq e \leq \frac{150}{30}$$

$$4.28 \leq e \leq 5$$

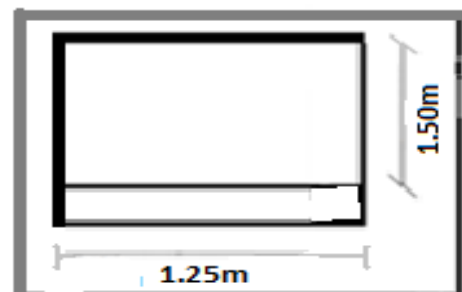


Figure II.3. Dalle sur un seul appui.

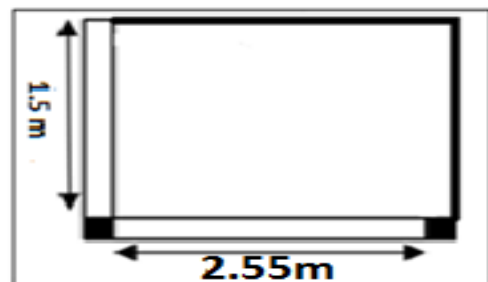


Figure II.4. Dalle sur deux appui.

Donc : on prend $e = 5$ cm

Dalle sur Trois appuis :

Calcul de ρ :

$$L_x = 190 \text{ cm}; L_y = 365 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{190}{365} = 0.52 > 0.4$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} = \frac{190}{45} \leq e \leq \frac{190}{40}$$

$$4.22 \leq e \leq 4.75$$

Donc : On prend $e = 4.5$ cm

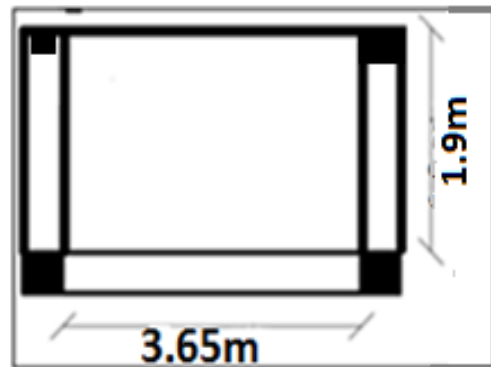


Figure II.5. Dalle sur trois appuis.

Dalle sur quatre appuis :

Calcul de ρ :

$$L_x = 175 \text{ cm}; L_y = 175 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{175}{175} = 1 > 0.4$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} = \frac{175}{45} \leq e \leq \frac{175}{40}$$

$$3.89 \leq e \leq 4.37$$

Donc : on prend $e = 4$ cm

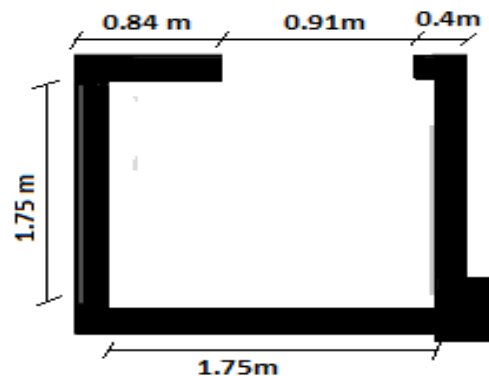


Figure II.6. Dalle sur quatre appuis

Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le Pré-dimensionnement se fera suivant la condition du coupe-feu. D'où on opte pour une épaisseur : $e = 15$ cm.

Et : $e = 20$ cm pour la dalle du l'ascenseur.

II.1.4. Les poutres

A. Poutres principales [P.P]

Ce sont les poutres susceptibles de reprendre les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

Selon le BAEL91, le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante : $\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10}$

Avec :

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

h : hauteur de la poutre.

$$L_x = 500 - 30 = 470 \text{ cm} \quad 31.3\text{cm} \leq h \leq 47 \text{ cm}$$

On prend :

$$h = 40 \text{ cm}$$

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

On opte pour une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

On vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

- $b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h/b = 40/30 = 1.33 < 4$ condition vérifiée.

B. Les poutres secondaires [P. S]

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

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

L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis de la poutre secondaire.

$$L_{\max} = 425 - 30 = 395 \text{ cm} \quad 26.33\text{cm} \leq h \leq 39.5$$

On prend :

$$h = 35 \text{ cm.}$$

$$b = 30 \text{ cm.}$$

On vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

- $b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h/b = 35/30 = 1.33 < 4$ condition vérifiée.

II.1.5. Les voiles

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur. Elle est donnée par les conditions du RPA99/2003 suivantes :

1. $e \geq \frac{he}{20}$ pour les voiles simples tel que:

he la hauteur libre d'étage

$e \geq 15\text{cm}$

$L \geq 4.e$ Avec L : la largeur du voile

- *he* : Hauteur libre d'étage.

Dans notre projet la hauteur libre de l'étage est la même dans tous les étages donc :

- *e* : Epaisseur du voile.

- L : Longueur du voile.

Pour l'étage courant $h = 3.06\text{m}$

Pour les deux Entresols $h=3.50\text{m}$

$he = 310\text{ cm}$

$e=310/20=15.5\text{ cm}$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de :

$e = 20\text{cm}$

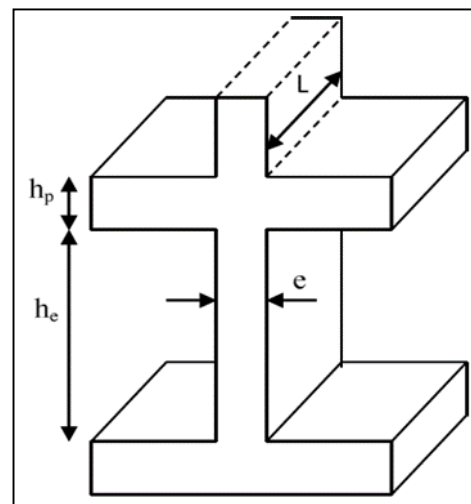


Figure II.7. Coupe verticale d'un voile

II.1.6. Les poutrelles

Ce sont des éléments en béton armé préfabriqués ou coulés sur place destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

Les poutrelles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$\frac{b-b_0}{2} \leq \min (Lx/2 ; Ly/10)$CBA93 (art A.4.1.3).

L_x : Distance entre nus des poutrelles

L_y : La longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles : $b_0 = 10\text{ cm}$.

Donc $Lx = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$

$Ly_{min} = 340 - 30 = 310 \text{ cm}$

$(b - 10)/2 \leq \min(27,5 \text{ cm} ; 31 \text{ cm})$

$b \leq 2 * 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$

Soit : **b=65cm**

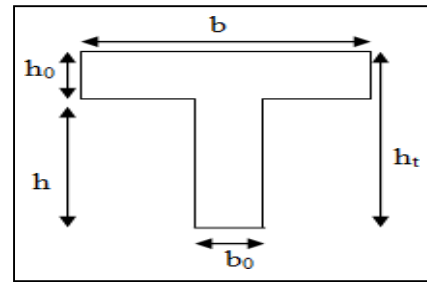


Figure II.8. Coupe transversale d'une poutrelle.

II.1.7. Les escaliers

L'escalier est un élément composé d'une succession de marches qui sert à relier les différents niveaux d'un bâtiment.

Les dimensions caractérisant un escalier sont :

- (1). e (Épaisseur du palier de repos).
- (2). L_0 (Projection horizontale de la paillasse).
- (3). g (Giron) largeur de la marche.
- (4). h (Hauteur de la contre marche).
- (5). H_0 (Hauteur de la volée).
- (6). (Inclinaison de la paillasse).

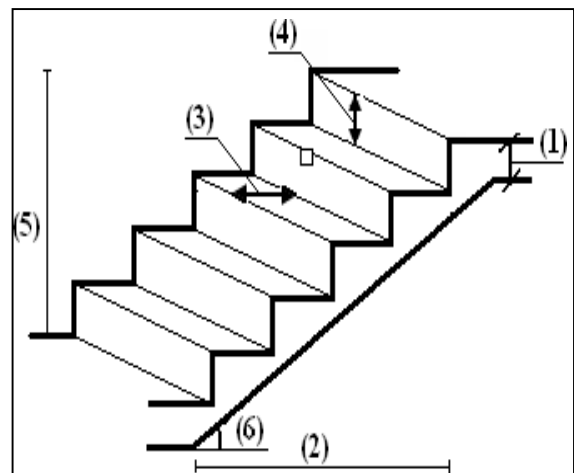


Figure II.9. Schéma de l'escalier.

➤ Dimensionnement

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

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

$$0.59m \leq g + 2xh \leq 0.64m \dots (1)$$

Où : $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{h_0}{n}$

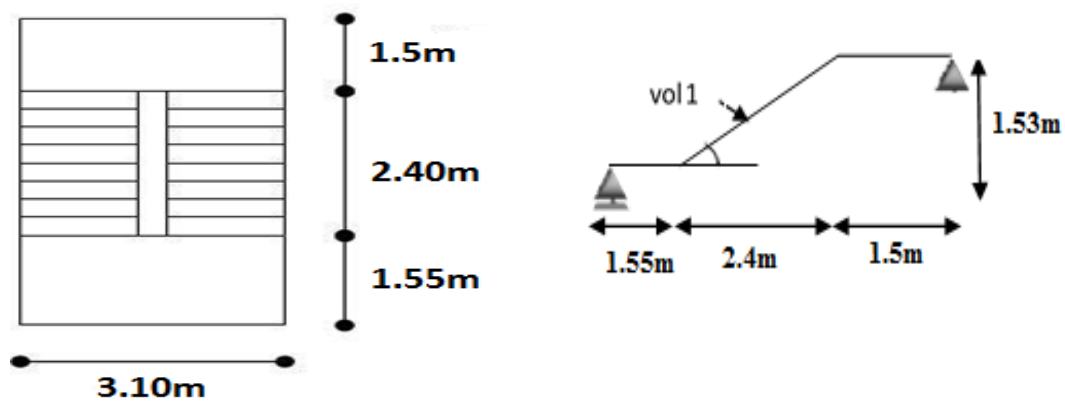


Figure II.10. Schéma de l'escalier de type 1.

Avec : n : nombre de contremarches.

➤ $n - 1$: Nombre de marches.

Calcul du nombre de marche et de contre marche :

D'après le schéma statique du type1 nous avons :

$$H_0 = 1.53\text{m} ; L_0 = 2.4\text{m}$$

En Remplaçant g et h dans (1) on trouve :

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

$$\frac{240}{n-1} + \frac{306}{n} = 64 \Rightarrow 64n^2 - 610n + 306 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : $n = 9$.

Le nombre de marche est : $n - 1 = 8$

Calcul du giron (g) et la hauteur d'une contre marche(h) :

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

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

Donc:

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

$$g = 30\text{ cm}$$

➤ **Epaisseur de la paillasse :**

L'épaisseur de la paillasse (e) est donnée par :

$$L/30 \leq e \leq L/20 \quad ;$$

$$L = L_v + L_p$$

Avec L_v : longueur de la volée

L_p : longueur des paliers (de départ et d'arrivée).

$$L_v = (2.4^2 * 1.53^2)^{1/2} = 2.84 \text{ m}$$

$$L_p = 1.55 \text{ m} \quad L = 2.84 + 1.55 = 4.39 \text{ m}$$

$$439/30 \leq e \leq 439/20$$

$$14.63 \leq e \leq 21.95$$

Pour 2 heures de coupe-feu : $e > 11\text{cm}$

On prend : $e = 16\text{cm}$.

Pour le calcul de α :

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{h_0}{l_0} = \frac{1.53}{2.4} = 0.63$$

donc $\alpha = 32.5^\circ$

La même manière qu'on calcul les autre type d'escalier .les résultats sont résumer dans ce tableau suivant :

Tableau II.1: Calcul les autres types d'escaliers

	Volée	Hauteur (h) (m)	L'angle (α) (°)	Langueur (L) (m)	Nombre de marche (n)	Epaisseur de palliase (cm)
Escalier de RDC	01	2.21	31.54	3.6	13	16
	02	1.29	31.56	2.1	8	
Entresol 01	01	1.19	33.47	1.8	7	16
	02	1.19	36.74	1.7	7	
	03	1.19	33.47	1.8	7	
Escalier de RDC	01	1.8	33.7	2.7	10	16
Entresol 02	01	1.19	33.47	1.8	7	16
	02	1.12	31.9	1.8	7	
	03	1.19	33.47	1.8	7	

II.1.8. Ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

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

L : longueur de l'ascenseur $L=175$ cm

l : largeur de l'ascenseur $l=175$ cm.

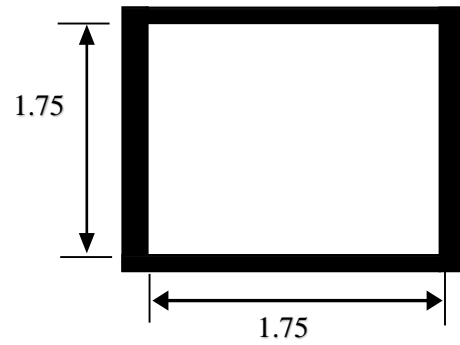


Figure II.11. Cage d'ascenseur.

II.1.9. L'acrotère

Élément structural contournant le bâtiment, l'acrotère est conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. L'acrotère, réalisé en béton armé, est assimilé à une console encastrée au dernier plancher (système isostatique), car la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal NG et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique Fp.

$$H = 94cm$$

$$S = (0.94 * 0.15) + (0.1 * 0.07) + (0.1 * 0.06)/2$$

$$S = 0.151 m^2$$

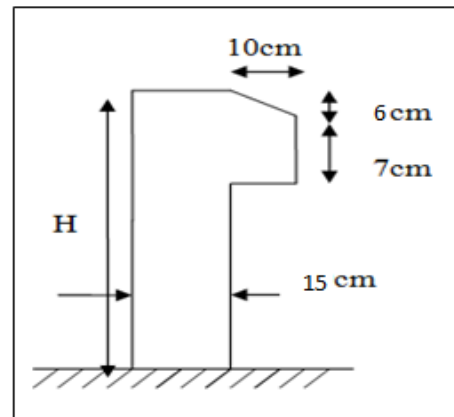


Figure II.12. Coupe de l'acrotère.

II.2. Evaluation des charges et des surcharges

II.2.1. Plancher à corps creux

➤ Plancher terrasse inaccessible à corps creux

Tableau II.2: Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux.

N°	Description	Épaisseur e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m³)	Poids surfaciques "G" (KN/m²)
1	Gravillons de protection	0.05	20	1.00
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique (liège)	0.25	0.04	0.01
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Plancher à corps creux (16+4) cm	0.20	/	2.85
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanent G				6.38
Charge d'exploitation Q				1

➤ **Plancher terrasse accessible à corps creux :**

Tableau II.3 : Evaluation des charges du plancher terrasse accessible à corps creux

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Plancher à corps creux (16+4) cm	0.20	/	2.85
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanent G				6.41
Charge d'exploitation Q				1.5

➤ **Plancher courant à corps creux (habitation)**

Tableau II.4 : Evaluation des charges du plancher courant à corps creux.

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Murs intérieures	/	/	1
5	Plancher à corps creux (16+4) cm	0.20	/	2.85
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanent G				5.21
Charge d'exploitation Q				1.5

➤ **Plancher courant à corps creux (commercial)**

Tableau II.5 : Evaluation des charges du plancher commercial à corps creux.

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Murs intérieures	/	/	1

5	Plancher à corps creux (16+4) cm	0.20	/	2.85
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanent G				5.21
Charge d'exploitation Q				5

II.2.2. Plancher courant en dalle pleine

Tableau II.6 : Evaluation des charges du plancher courant à dalle pleine.

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Murs intérieurs	/	/	1
5	Dalle pleine	0.15	25	3.75
6	Enduit de ciment	0.02	10	0.2
Charge permanent G				6.11
Charge d'exploitation Q				1.5

➤ Balcon

Tableau II.7 : Evaluation des charges du balcon.

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
Charge permanent G				5.18
Charge d'exploitation Q				3.5

➤ L'acrotère :

Tableau II.8 : Evaluation des charges de l'acrotère.

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Enduit ciment extérieur	0.015	18	0.27
2	Béton	0.15	25	3.75
3	Enduit ciment intérieure	0.015	18	0.27
Charge permanent G				4.29

➤ Bloc de la machine (terrasse inaccessible) :

Tableau II.9 : Evaluation des charges sur le bloc de la machine

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Gravillons de protection	0.05	20	1.00
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique (liège)	0.25	0.04	0.01
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Dalle pleine (20cm)	0.20	/	5
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanent G				8.53
Charge d'exploitation Q				1

➤ Plancher terrasse inaccessible en dalle pleine :

Tableau II.10 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible en dalle pleine.

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Gravillons de protection	0.05	20	1.00
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique (liège)	0.25	0.04	0.01
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Dalle pleine 15cm	0.15	/	3.75
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanent G				7.28
Charge d'exploitation Q				1

II.2.3. Les escaliers

➤ Volée :

Tableau II.11 : Evaluation des charges sur la volée de l'étage courant.

N°	Description		Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en Carrelage	Horizontal	0.02	20	0.4
		Vertical	$0.02 \cdot 0.17 / 0.3$		0.23
2	Mortier de pose	Horizontal	0.02	20	0.4
		Vertical	$0.02 \cdot 0.17 / 0.3$		0.23
3	Marche		$h/2 = 0.17/2$	22	1.87
4	Paillasse		$0.16 / \cos(\alpha)$	25	4.74
5	Enduit de ciment		$0.015 / \cos(\alpha)$	18	0.32
6	Garde de corps		/	/	0.6
Charge permanent G					8.79
Charge d'exploitation Q					2.5

➤ Palier :

Tableau II.12 : Evaluation des charges du palier des étage courant .

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.16	25	4
5	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
Charge permanent G				5.43
Charge d'exploitation Q				2.5

➤ Volée :

Tableau II.13 : Evaluation des charges sur la volée de l'étage courant.

	Charge permanent "G" (KN/m ²)	Charge d'exploitation "Q" (KN/m ²)
escalier de RDC	8.72	2.5
Escalier de entre-sol N°1	8.77	2.5
Escalier D'entrée RDC	8.94	2.5
Escalier de entre-sol N°2	8.66	2.5

➤ Palier :

Tableau II.14 : Evaluation des charges du palier aux autres étages

	Charge permanent "G" (KN/m ²)	Charge d'exploitation "Q" (KN/m ²)
Tout Les Type	5.43	2.5

II.2.4. Les murs extérieur et intérieurs

➤ Murs extérieurs

Tableau II.15 : Evaluation des charges des murs extérieurs.

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Enduit ciment extérieur	0.015	18	0.27
2	Brique creuse de 15cm	0.015	/	1.3
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse de 10cm	0.01	/	0.9
5	Enduit plâtre intérieure	0.02	10	0.2
Charge permanent G				2.67

➤ Mur de séparation :

Tableau II.16 : Evaluation des charges des murs de séparations.

N°	Description	ρ(kN/m ²)	Épaisseur "e" (m)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Enduit en platre	10	0.02	0.20
2	Brique creuse	/	0.10	0.90
3	Enduit en platre	10	0.02	0.20
Charge permanent G				1.30

II.3. Pré-dimensionnement des poteaux

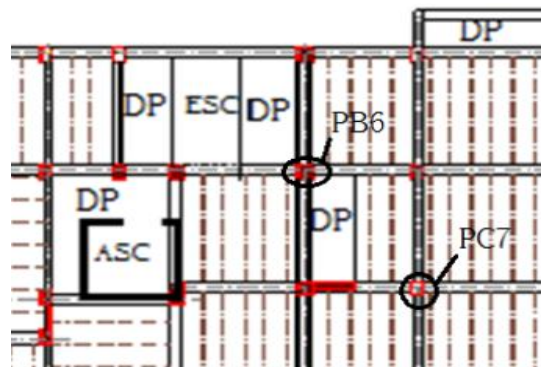
Ce sont des éléments porteurs, en béton armé, participant à la reprise des efforts sismiques et les efforts verticaux pour les acheminer vers la base. Le pré-dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- (1). Critère de résistance.
- (2). Critère de stabilité de forme (flambement).
- (3). Conditions de RPA.

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

Pour ce faire, on a sélectionné 2 poteaux qui nous semblent susceptible d'être les plus sollicités à savoir :

- ✓ P C7
- ✓ P B6



On fixera les dimensions des poteaux au préalable comme suit

Tableau II.17 : Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres.

Niveau	Dimensions (b*h) cm ²	Poids propre G(KN) {G=h*b*He *γc}
Entresol 1et 2 et RDC	45*50	Les deux entresols =19.68 RDC =17.21
Etage 1et 2ème	40*45	13.77
Etages 3et 4	40*40	12.24
Etages 5et 6	35*40	10.71
Etages 7et 8	35*35	9.37

II.4. Descente de charge

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et quia souvent la plus grande surface afférente soit le poteau **P C7** et **P B6**.

II.4.1. La loi de dégression

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit de la terrasse couvrant le bâtiment, $Q_1, Q_2 \dots Q_n$ les charges d'exploitation respectives des planchers des étages (1, 2...n) numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appuis des charges d'exploitation suivantes :

- Sous la terrasse : Q_0 .
- Sous le premier étage à partir du sommet (i=1) : $Q_0 + Q_1$.
- Sous le deuxième étage (i=2) : $Q_0 + 0.95 * (Q_1 + Q_2)$.
- Sous le troisième étage (i=3) : $Q_0 + 0.90 * (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Sous le quatrième étage (i=4) : $Q_0 + 0.90 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.
- Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + (3+n) / (2*n) * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

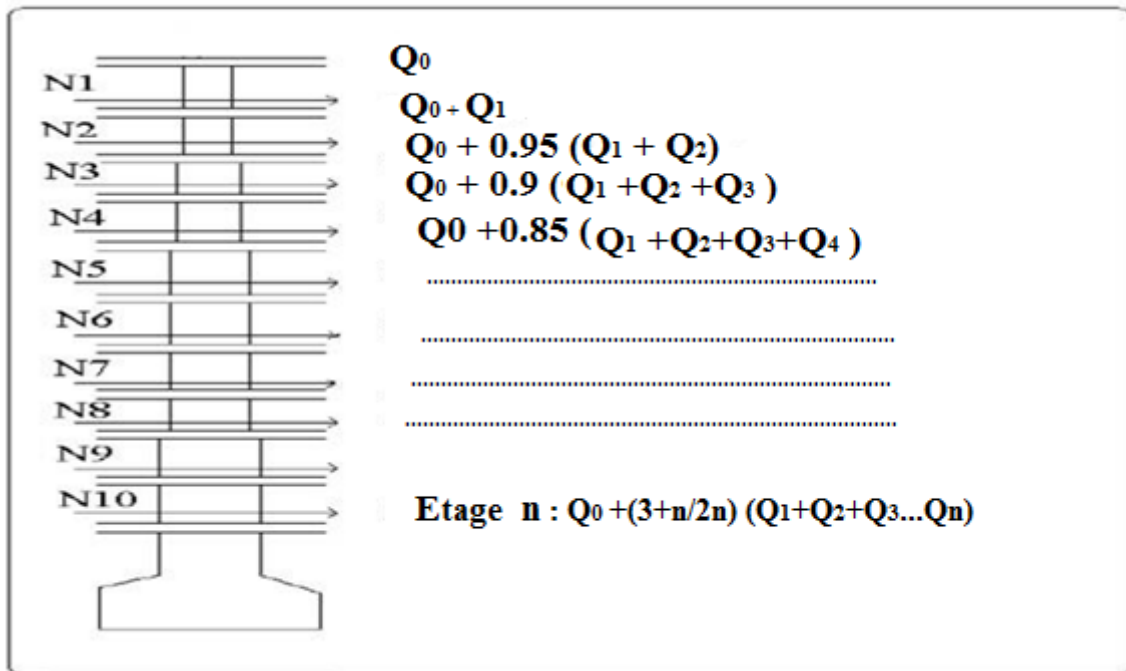


Figure II.13. Schéma de dégression des surcharges.

➤ **Calcul Pour le poteau "PC7"**

Calcul des planchers :

a) **Terrasse inaccessible et étage courant :**

Surfaces afférents:

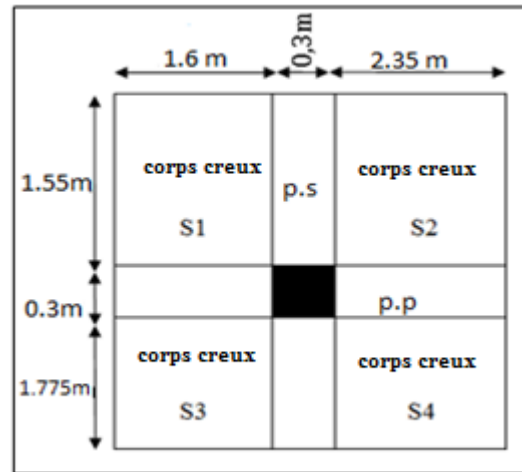
$$S1 = 1.55 * 1.6 = 2.48m^2$$

$$S2 = 2.35 * 1.55 = 3.64m^2$$

$$S3 = 1.6 * 1.775 = 2,84m^2$$

$$S4 = 2.35 * 1.775 = 4.17m^2$$

$$S_{total} = 13.13375m^2$$



Poids des planchers :

Plancher terrasse inaccessible :

$$Pt = 13.13 * 6,38 = 83.79KN.$$

Plancher étage courant (habitation):

$$pe = 13.13 * 5.21 = 68,42KN.$$

Calcul des poutres :

- **Longueur des poutres :**

$$L_{pp} = 3.95m$$

$$L_p = 3.32m$$

Poids des poutres :

$$G_p = \gamma_c * h_p * b_p * L_p$$

$$G_{pp} = 25 * 0,4 * 0,3 * 3,95 = 11.85 KN$$

$$G_{ps} = 25 * 0,4 * 0,3 * 3,325 = 9.975 KN$$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (PC7) sont représentés dans le tableau II.12.

Figure II.14. La surface afférente du poteau PC7

Tableau II.18 : Evaluation de la descente de charge de poteau PC7.

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	terrasse inaccessible	83.79	13.13
	PP (30×40) cm ²	11.85	
	PS (30×40) cm ²	9.97	
	Poteau (35×35) cm ²	9.37	
	Total	114,98	
N2	Venant de N1	114.98	19.7
	Plancher étage (habitation)	68.42	
	PP (30×40) cm ²	11.85	
	PS (30×40) cm ²	9.97	
	Poteau (35×35) cm ²	9.37	
	Total	214,59	
N3	Venant de N2	214.59	19.7
	Plancher d'étage (habitation)	68.42	
	PP (30×40) cm ²	11.85	
	PS (30×40) cm ²	9.97	
	Poteau (35×40) cm ²	10.71	
	Total	315,54	
N4	Venant de N3	315.54	19.7
	Plancher d'étage (habitation)	68.42	
	PP (30×40) cm ²	11.85	
	PS (30×40) cm ²	9.97	
	Poteau (35×40) cm ²	10.71	
	Total	416,49	
N5	Venant de N4	416.49	19.7
	Plancher d'étage (habitation)	68.42	
	PP (30×40) cm ²	11.85	
	PS (30×40) cm ²	9.97	
	Poteau (40×40) cm ²	12.24	
	Total	518,97	
N6	Venant de N5	518.97	19.7
	Plancher d'étage (habitation)	68.42	
	PP (30×45) cm ²	11.85	
	PS (30×35) cm ²	9.97	
	Poteau (40×40) cm ²	12.24	
	Total	621,45	
N7	Venant de N6	621.45	19.7
	Plancher d'étage (habitation)	68.42	
	PP (30×40) cm ²	11.85	
	PS (30×40) cm ²	9.97	
	Poteau (40×45) cm ²	13.77	
	Total	725,46	

N8	Venant de N7	725.46	19.7
	Plancher d'étage (habitation)	68.42	
	PP (30×40) cm ²	11.85	
	PS (30×40) cm ²	9.97	
	Poteau (40×45) cm ²	13.77	
	Total	829,47	
N9	Venant de N8	829.47	19.7
	Plancher d'étage (habitation)	68.42	
	PP (30×40) cm ²	11.85	
	PS (30×40) cm ²	9.97	
	Poteau (45×50) cm ²	17.21	
	Total	936,92	
N10	Venant de N9	936.92	19.7
	Plancher d'étage (habitation)	68.12	
	PP (30×40) cm ²	11.85	
	PS (30×40) cm ²	9.97	
	Poteau (45×50) cm ²	19.68	
	Total	1044,37	
N11	Venant de N9	1044.37	65.65
	Plancher d'étage (commercial)	68.42	
	PP (30×40) cm ²	11.85	
	PS (30×30) cm ²	9.97	
	Poteau (45×50) cm ²	19.68	
	Total	1156,76	
$N_s = G_t + Q_t \quad N_s = 1327,8KN$			
$N_u = 1.35G_t + 1.5 Q_t \quad N_u = 1818,19KN$			

➤ Calcul Pour le poteau "PB6"

Calcule des planchers :

A. Terrasse inaccessible

Surfaces afférents:

$$S1 = 1.55 * 0.275 = 0.42m^2$$

$$S2 = 1.6 * 1.55 = 2.48m^2$$

$$S3 = 1.55 * 0.2 = 0.31m^2$$

$$S4 = 1.55 * 1.825 = 2.82m^2$$

$$S_{total} = 6.045m^2$$

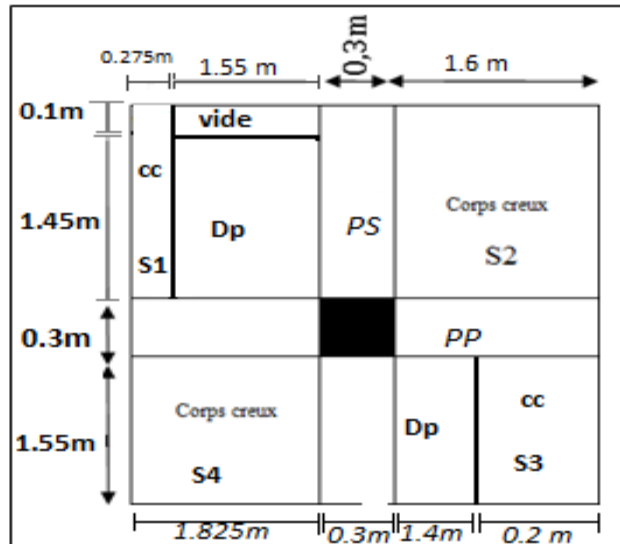


Figure II.15. La surface afférente du poteau PB6. (Terrasse inaccessible + Etage courant.

Poids des planchers :

Plancher terrasse inaccessible

$$Pt = 6.38 * 6.045 = 38.56KN.$$

Calcul les surface des plancher dalle pleine :

$$Sdp1 = 1.55 * 1.45 = 2.2475 m^2$$

$$Sdp2 = 1055 * 1.4 = 2.17 m^2$$

$$Sdp = 4.4175 m^2$$

Poids des plancher terrasse inaccessible dalle pleine :

$$G = 4.4175 * 7.28 = 32.15 kN$$

Calcul des poutres :

- Longueur des poutres :

$$L_{pp} = 3.42m$$

$$L_{ps} = 3.1m$$

Poids des poutres :

$$Gp = \gamma_c * h_p * b_p * L_p$$

$$G_{pp} = 25 \cdot 0,4 \cdot 0,3 \cdot 3,425 = 10,275 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 \cdot 0,4 \cdot 0,3 \cdot 3,1 = 9,9 \text{ KN}$$

B. Les étages courant et les deux Entresol (avec escalier) :

Surfaces afférents:

$$S_2 = 1,55 \cdot 1,6 = 2,48 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1,825 \cdot 1,55 = 2,828 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 0,2 \cdot 1,55 = 0,31 \text{ m}^2$$

$$S_{total} = 5,61875 \text{ m}^2$$

Poids des planchers :

Plancher :

$$P_p = 5,61875 \cdot 5,21 = 29,27 \text{ KN}$$

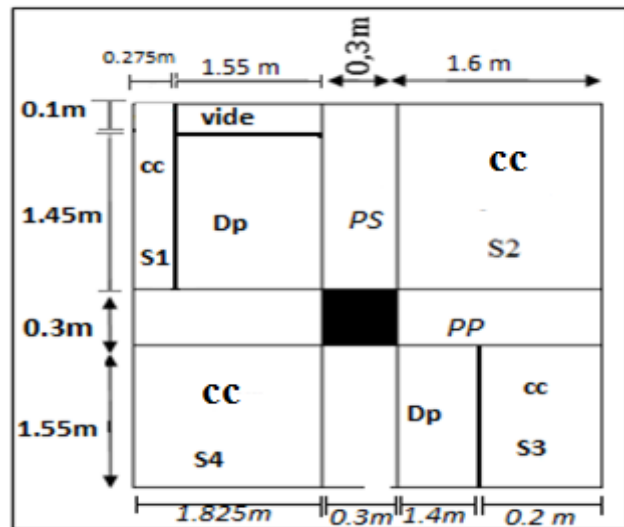


Figure II.16. La surface afférent du poteau

PB6. (Étage courant et 2 entresols)

Dalle pleine : $S = 1,4 \cdot 1,55 = 2,17 \text{ m}^2$

- Poids de plancher dalle pleine :

$$G = 2,17 \cdot 6,11 = 13,25 \text{ KN}$$

$$Q = 2,17 \cdot 1,5 = 3,255 \text{ KN}$$

- LES ESCALIER :

- La volée :

$$\alpha = 32,52^\circ$$

$$l_v = \frac{0,275}{\cos 32,52} = 0,326 \text{ m}$$

$$S_v = 1,5 \times 0,326 = 0,489 \text{ m}^2$$

Poids de la volée : $G_v = G_v \cdot S_v$

$$G_v = 8,79 \cdot 0,489 = 4,29 \text{ KN}$$

$$Qv = 2.5 * 0.489 = 1.22 \text{ KN}$$

- **Palier :**

$$Sp = 1.55 * 1.55 = 2.4025 \text{ m}^2$$

$$Gp = 2.4025 * 5.43 = 13.04 \text{ KN}$$

$$Qp = 2.4025 * 1.5 = 6 \text{ KN}$$

$$Gescalier = 17.33 \text{ KN}$$

$$Qescalier = 7.22 \text{ KN}$$

a) **Le RDC :**

Surfaces afférents:

$$S2 = 1.55 * 1.6 = 2,48 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1.825 * 1.55 = 2,828 \text{ m}^2$$

$$S4 = 0.2 * 1.55 = 0.31 \text{ m}^2$$

$$Stotal = 5.61875 \text{ m}^2$$

- **Dalle pleine :**

$$S = 1.4 * 1.55 = 2.17 \text{ m}^2$$

- **Poids de plancher dalle pleine :**

$$G = 2.17 * 6.11 = 13.25 \text{ KN}$$

$$Q = 2.17 * 1.5 = 3.255 \text{ KN}$$

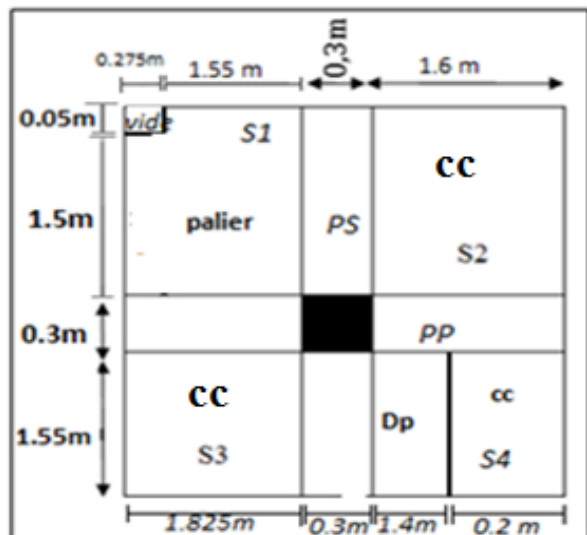


Figure II.17. La surface afférente du poteau PB6. (RDC)

L'escalier :

Surface de palier :

$$Sp = 1.65 * 2.19 = 2.62 \text{ m}^2$$

- **Poids de palier :**

$$Gesc = Gv * Sv = 15.2 \text{ KN}$$

$$Qesc = Qv * Sv = 7 \text{ KN}$$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (PD6) sont représentés dans le tableau II.13.

Tableau II.19 : Evaluation de la descente de charge de poteau PD6.

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	terrasse inaccessible	38.56	10.46
	Dalle pleine	32.15	
	PP (30×40) cm ²	10.27	
	PS (30×40) cm ²	9.3	
	Poteau (35×35) cm ²	9.37	
	Total	99.65	
N2	Venant de N1	99.65	18.9
	Plancher étage (habitation)	29.27	
	Dalle pleine	13.25	
	Escalier (v+p)	17.33	
	PP (30×40) cm ²	10.27	
	PS (30×40) cm ²	9.3	
	Poteau (35×35) cm ²	9.37	
	Total	188.44	
N3	Venant de N2	188.44	18.9
	Plancher d'étage (habitation)	29.27	
	Dalle pleine	13.25	
	Escalier (v+p)	17.33	
	PP (30×40) cm ²	10.27	
	PS (30×40) cm ²	9.3	
	Poteau (35×40) cm ²	10.71	
	Total	278.57	
N4	Venant de N3	278.57	18.9
	Plancher d'étage (habitation)	29.27	
	Dalle pleine	13.25	
	Escalier (v+p)	17.33	
	PP (30×40) cm ²	10.27	
	PS (30×40) cm ²	9.3	
	Poteau (35×40) cm ²	10.71	
	Total	368.7	
	Venant de N4	368.7	18.9
	Plancher d'étage (habitation)	29.27	
	Dalle pleine	13.25	
	Escalier (v+p)	17.33	

N 5	PP (30×40) cm ²	10.27	
	PS (30×40) cm ²	9.3	
	Poteau (40×40) cm ²	12.24	
	Total	460.36	74.72
N6	Venant de N5	460.36	
	Plancher d'étage (habitation)	29.27	
	Dalle pleine	13.25	
	Escalier (v+p)	17.33	18.9
	PP (30×40) cm ²	10.27	
	PS (30×40) cm ²	9.3	
	Poteau (40×40) cm ²	12.24	
Total	552.02	86.01	
N7	Venant de N6	552.02	
	Plancher d'étage (habitation)	29.27	
	Dalle pleine	13.25	
	Escalier (v+p)	17.33	18.9
	PP (30×40) cm ²	10.27	
	PS (30×40) cm ²	9.3	
	Poteau (40×45) cm ²	13.77	
Total	647.21	95.51	
N8	Venant de N7	647.21	
	Plancher d'étage (habitation)	29.27	
	Dalle pleine	13.25	
	Escalier (v+p)	17.33	18.9
	PP (30×40) cm ²	10.27	
	PS (30×40) cm ²	9.3	
	Poteau (40×45) cm ²	13.77	
Total	738.4	104.96	
N9	Venant de N8	738.4	
	Plancher d'étage (habitation)	29.27	
	Dalle pleine	13.25	
	Escalier (v)	15.2	18.68
	PP (30×40) cm ²	10.27	
	PS (30×40) cm ²	9.3	
	Poteau (45×50) cm ²	17.21	
Total	832.9	114.26	
	Venant de N9	832.9	
	Plancher d'étage (habitation)	29.27	18.9

N10	Dalle pleine	13.25	
	Escalier (v+p)	17.33	
	PP (30×40) cm ²	10.27	
	PS (30×40) cm ²	9.3	
	Poteau (45×50) cm ²	19.68	
	Total	932	123.71
	Venant de N9	932	
N11	Plancher d'étage (commercial)	29.27	46.17
	Dalle pleine	13.25	
	Escalier (v+p)	17.33	
	PP (30×40) cm ²	10.27	
	PS (30×40) cm ²	9.3	
	Poteau (45×50) cm ²	19.68	
	Total	1031.1	150.89
$N_s = G_t + Q_t \quad N_s = 1181.99 \text{ KN}$			
$N_u = 1.35G_t + 1.5 Q_t \quad N_u = 1618.32 \text{ KN}$			

Tableau II.20 : Résultats de la descente de charge obtenue pour les deux poteaux.

Poteau	G (KN)	Q (KN)	ELS	ELU
PB6	1031.1	150.89	1181.99	1618.32
PC7	1156.76	171.047	1327.8	1818.19

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on a trouvé que c'est le poteau (**PC7**) qui est le plus sollicité sous charges verticales.

D'après le BAEL 91 (Art B.8.1,1), l'effort normal du poteau le plus sollicité doit être majoré de **10%**.

$$Nu' = 1.1 * 1818.19 = \mathbf{2000KN}$$

$$Nu' = \mathbf{2000KN}$$

II.5. Vérification des poteaux

II.5.1. Vérification à la compression simple

Sous-sol 2

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \text{ avec } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{2000 \times 10^{-3}}{14,2} \Rightarrow B \geq 0,14 \text{ m}^2$$

Avec B : la section du poteau.

$\gamma_b = 1,5$: coefficient de sécurité du béton.

Or, pour le poteau à la base (poteau du l'entre sol 02) $B = 0,45 \times 0,5 = 0,225 \text{ m}^2$

Donc : $B = 0,225 \text{ m}^2 \geq 0,14 \text{ m}^2$ Condition vérifiée

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, on va vérifier le poteau le plussollicité de chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau II.14.

Tableau II.21 : Résultats de la Vérification à la compression simple.

Etages	Nu' (KN)	(a*b) cm ²	Comparaison (Badop ≥ Bcalc)		Observation
			Badop(m ²)	Bcalc(m ²)	
8	201.15	35*35	0.1225	0,01	Vérifiée
7	389.78	35*35	0.1225	0,02	Vérifiée
6	577.09	35*40	0.14	0,04	Vérifiée
5	776.4	35*40	0.14	0,05	Vérifiée
4	943.89	40*40	0.16	0,06	Vérifiée
3	1123.38	40*40	0.16	0,07	Vérifiée
2	1301.84	40*45	0.18	0,09	Vérifiée
1	1480.31	40*45	0.18	0,104	Vérifiée
RDC	1664.12	45*50	0.225	0,12	Vérifiée
ES1	1847.92	45*50	0.225	0,13	Vérifiée
ES2	2000	45*50	0.225	0,14	Vérifiée

II.5.2. Vérification au flambement:

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \text{ Art (B.8.4.1) [4]}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures

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

$\gamma_b = 1.5$: coefficient de sécurité de béton.

$\gamma_s = 1.15$: coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

On calcule l'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

$$B_r' = \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$Br = (a-2) \times (b-2)$, Il faut vérifier que : $Br \geq Br_{calc}$

Tableau II.22 : Résultats de la vérification au flambement.

Etages	Nu(KN)	i (m)	λ	α	$(Br \geq Br_{calc})$		Observation
					Br(m ²)	Br _{calc} (m ²)	
8	201.15	0,101	21,20	0,792	0,108	0,011	Vérifiée
7	389.78	0,101	21,20	0,792	0,108	0,022	Vérifiée
6	577.09	0,115	18,55	0,805	0,125	0,032	Vérifiée
5	776.4	0,115	18,55	0,805	0,125	0,043	Vérifiée
4	943.89	0,115	18,55	0,805	0,144	0,053	Vérifiée
3	1123.38	0,115	18,55	0,805	0,144	0,063	Vérifiée

2	1301.84	0,129	16,6	0,813	0.163	0,072	Vérifiée
1	1480.31	0,129	16,6	0,813	0,163	0,082	Vérifiée
RDC	1664.12	0,144	14,87	0,820	0.206	0,092	Vérifiée
SS1	1847.92	0,144	17,01	0,811	0,206	0,103	Vérifiée
SS2	2000	0,14	17,01	0,811	0.206	0,117	Vérifiée

Conclusion

Etant donné que le pré dimensionnement des éléments structuraux est effectué, et que toutes les exigences réglementaires sont satisfaites, on adopte les dimensions suivantes:

Tableau II.23 : Les dimensions adoptées

éléments structuraux	Dimensions adopté (cm ²)
Poutres principal	30*40
Epaisseur des voiles	20 cm
Poutres secondaires	30*35
Poteaux ES2 et ES1 et RDC	45*50
Poteaux Etage 1 et étage 2	40*45
Poteaux Etage 3 et étage 4	40*40
Poteaux Etage 5 et étage 6	35*40
Poteaux Etage 7 et étage 8	35*35

Chapitre III
Etude des éléments
secondaire

Introduction

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

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

L'objet de ce chapitre est l'étude des éléments secondaires, le calcul va concerner les éléments suivants :

- Les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine).
- Les poutres de chaînage.
- La dalle d'ascenseur.
- L'acrotère.
- Poutre brisé
- Les escaliers.
- Poutre palier

III.1. Calcul des planchers

Nous rappelons que nous avons deux types de planchers, planchers corps creux et planchers dalles pleines.

III.1.1. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis creux) qui ne sont que des éléments de remplissage, des poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression.

III.1.1.1. Poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au Cisaillement, pour cela il existe deux méthodes de calcul, la méthode Forfaitaire et la méthode de Caquot.

A. La méthode utilisée

A.1. Méthode Forfaitaire

Cette méthode proposée par Le **BAEL 91 (Art.B.6.210)** pour déterminer les moments en appui et en travée. Elle est applicable si les 4 conditions suivantes sont vérifiées:

- Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$).
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq L_i/(L_{i+1}) \leq 1.25$.
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées ($I=\text{constant}$).
- Fissuration peu nuisible (F.P.N).

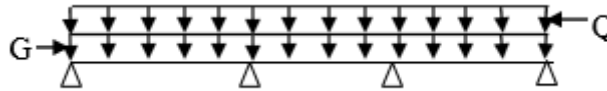


Figure III.1 : schéma statique des poutrelles

- **Exposé de la méthode**

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie Q et soit α coefficient traduisant l'importance de.

$Q/Q+G$

- **Moment sur appuis**
- ✓ **Appuis intermédiaires**

Les moments en appuis sont de l'ordre de :

- **0.6M₀** pour une poutre à deux travées.
- **0.5M₀** pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- **0.4M₀** pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- **M₀** : moment isostatique maximal dans la travée de référence à gauche ou à droite de l'appui considéré.

$$M_0 = \frac{q * l^2}{2}$$

M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée. **M_g** : moment sur l'appui de gauche de la travée considérée. **M_t** : moment en travée de la travée considérée.

l_i : portée de la travée.

✓ Appui de rive

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconisait de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à $(-0.15M_0)$.

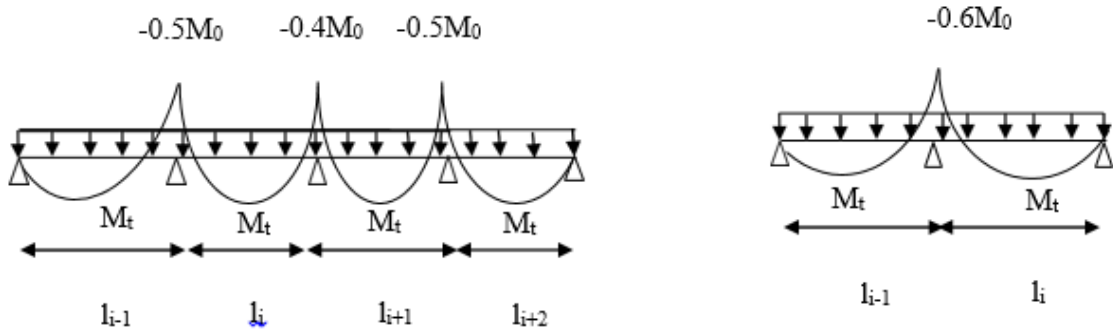


Figure III.2 . diagramme des moments sur les poutrelles

• Moments en travées

Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_g et M_d doivent vérifier

①..... $M_t + \frac{|M_g|+|M_d|}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 \times M_0 \end{array} \right.$

②..... $\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{(1.2+0.3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots \text{travée de rive} \\ M_t \geq \frac{(1+0.3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots \text{travée intermédiaire} \end{array} \right.$

• Evaluation des efforts tranchants

Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisins de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées.
- 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

Soit par la méthode Résistance des matériaux, tenant compte de la continuité.

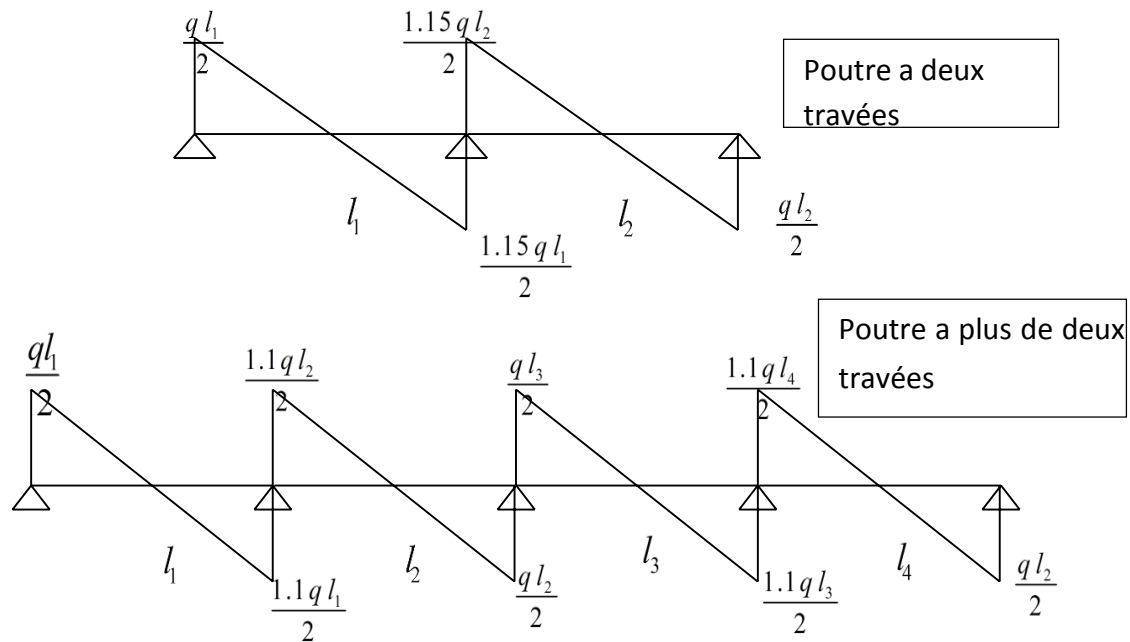


Figure III. 3 : diagramme de l'effort tranchant des poutrelles

A.2. Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91)

- **Condition d'application**

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevé

$$(Q > \min (5\text{KN/m}^2 ; 2G)).$$

- **Principe de la méthode**

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

- **Application de la méthode**

- ✓ **Moment en travée**

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

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2} (l - x); \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

✓ **Moment en appui**

$$M_i = - \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

l'_g, l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré.

q_g, q_d : Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.

$$l' = \begin{cases} 0,8l & \dots\dots\dots \text{travée intermédiaire.} \\ l & \dots\dots\dots \text{travée de rive.} \end{cases}$$

✓ **Efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM :

$$V_i = \pm \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

Avec :

M_i : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_{i+1} : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

l_i : Portée de la travée.


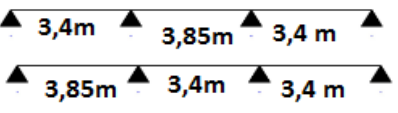

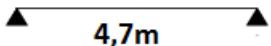
Remarque

Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de Caquot minorée, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G du plancher par $G' = 2/3 G$.

III.1.1.2. Différents types de poutrelles

On distingue quatre (4) principaux types illustrés dans le tableau III.1

Tableau III.1. Les différents Types de poutrelles.

Types	Schéma statique
1 ^{er} type Habitation Et Commercial	
2 ^{ème} type Terrasse inaccessible Et Habitation. Et Commercial	
3 ^{ème} type Tout les étages	
4 ^{ème} type Tous les étages	

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant

Tableau III.2. vérification d'application de la méthode forfaitaire.

Types de poutrelles	Conditions d'application De la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Type 1,2,3	Verifies	$Q_{max} = 5 \text{KN} / \leq \min(5 \text{KN}/\text{m}^2; 2G)$ $F. P. N$ $0,8 \leq (L_i / L_{i+1}) \leq 1,25$ $I = \text{constant}$	Méthode forfaitaire
Type 4		calcul comme une poutrelle isostatique	

Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles.

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$; $p_u = q_u * b$.

ELS : $q_s = Q + G$; $p_s = q_s * b$ avec : $b = 0.65\text{m}$

Tableau III.3. Charges qui reviennent sur le plancher et la poutrelle et combinaisons d'actions.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			qu (KN/m ²)	pu (KN/ml)	qs (KN/m ²)	ps (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.38	1	10.113	6.573	7.38	4.797
Terrasse accessible	6.41	1.5	10.903	7.087	7.91	5.141
Etage d'habitation	5.21	1.5	9.283	6.034	6.71	4.361
Etage commercial	5.21	5	14.533	9.446	10.21	6.636

On prendra comme exemple les poutrelles type03 du plancher étage courant et du type 6 terrasse inaccessible, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles sont résumés sur des tableaux.

III.1.1.3. Calcul des sollicitations dans la poutrelle Type 4 (Tous les étages)

A. Calcul des moments

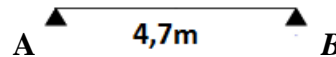


Figure III.4. Schéma statique de poutrelle type 4.

• Moment en travée

On a une seule travée à étudier

$$M_0 = \frac{p.l^2}{8}$$

• A l'ELU:

$$M_{0AB} = \frac{qu.l^2}{8} = \frac{6.034 * 4.7^2}{8} = 16.661 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(\text{étage courant})$$

$$M_{0AB} = \frac{qu.l^2}{8} = \frac{6.573 * 4.7^2}{8} = 18.149 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(\text{étage de la tresse inaccessible})$$

$$M_{0AB} = \frac{qu.l^2}{8} = \frac{7.087 * 4.7^2}{8} = 19.568 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(\text{étage de tarasse accessible})$$

$$M_0^{AB} = \frac{qu.l^2}{8} = \frac{9.446 \cdot 4.7^2}{8} = 26.082 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(\text{étage commercial})$$

- **A P'ELS**

$$M_0^{AB} = \frac{qu.l^2}{8} = \frac{4.361 \cdot 4.7^2}{8} = 12.041 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(\text{étage courant})$$

$$M_0^{AB} = \frac{qu.l^2}{8} = \frac{4.797 \cdot 4.7^2}{8} = 13.245 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(\text{étage de tarasse accessible})$$

$$M_0^{AB} = \frac{qu.l^2}{8} = \frac{5.41 \cdot 4.7^2}{8} = 14.938 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(\text{étage de la tresse inaccessible})$$

$$M_0^{AB} = \frac{qu.l^2}{8} = \frac{6.636 \cdot 4.7^2}{8} = 18.323 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(\text{étage commercial})$$

- **Moment en appuis**

- ✓ **Appuis de rive**

$$M_A = M_B = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$.

- **A P'ELU**

$$M_A = M_B = -0.15 \times 16.661 = -2.5 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (\text{Étage courant})$$

$$M_A = M_B = -0.15 \times 18.149 = -2.772 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (\text{étage de la tresse inaccessible})$$

$$M_A = M_B = -0.15 \times 19.568 = -2.935 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (\text{étage de tarasse accessible})$$

$$M_A = M_B = -0.15 \times 26.082 = -3.912 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (\text{étage commercial})$$

- **A P'ELS**

$$M_A = M_B = -0.15 \times 12.041 = -1.806 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (\text{Étage courant})$$

$$M_A = M_B = -0.15 \times 13.245 = -1.986 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (\text{étage de la tresse inaccessible})$$

$$M_A = M_B = -0.15 \times 14.938 = -2.2407 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (\text{étage de tarasse accessible})$$

$$M_A = M_B = -0.15 \times 18.323 = -2.748 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (\text{étage commercial})$$

III.1.1.4. Les efforts tranchants

• A'ELU

$$V_0 = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{6.034 \cdot 4.7}{2} = 14.18 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{Étage courant})$$

$$V_0 = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{6.573 \cdot 4.7}{2} = 15.446 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{étage de la tresse inaccessible})$$

$$V_0 = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{7.087 \cdot 4.7}{2} = 16.654 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{étage de tarasse accessible})$$

$$V_0 = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{9.446 \cdot 4.7}{2} = 22.198 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{étage commercial})$$

• A'ELS

$$V_0 = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{4.361 \cdot 4.7}{2} = 10.248 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{Étage courant})$$

$$V_0 = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{4.797 \cdot 4.7}{2} = 11.272 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{étage de la tresse inaccessible})$$

$$V_0 = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{5.141 \cdot 4.7}{2} = 12.081 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{étage de tarasse accessible})$$

$$V_0 = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{6.636 \cdot 4.7}{2} = 15.594 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{étage commercial}).$$

• Les degrés de surcharge:

$$\alpha = Q / (G + Q)$$

$$\alpha = 0.19 \dots\dots\dots (\text{Étage courant le plus sollicité})$$

$$\alpha = 0.49 \dots\dots\dots (\text{Étage commercial})$$

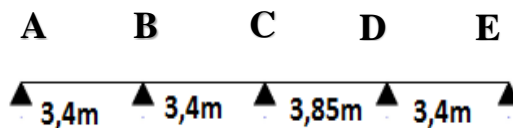


Figure III.5. Schéma poutrelle type 1

Tableau III.4. Les sollicitations de la poutrelle type 1

			ELU	ELS	Evaluation des efforts tranchants (Kn)
Evaluation des moments fléchissant (KN.m)	Appuis de rive	A	-2.047	-1.438	16
		E	-2.047	-1.438	-16
	Appuis intermédiaires	B	-8.752	-6.149	-20.004
		C	-7.002	-4.919	-18.185
		D	-6.826	-4.795	-17.666
	Moment en travées	AB	11.282	7.925	
		BC	12.2	8.571	
		CD	8.744	6.149	
		DE	12.245	8.602	

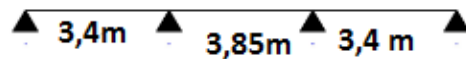


Figure III. 6. Schéma poutrelle type 2.1

Tableau III.5. Les sollicitations de la poutrelle type 2.1

			ELU	ELS	Evaluation des efforts tranchants(Kn)
Evaluation des moments fléchissant (Kn.m)	Appuis de rive	A	-2,04	-1,43	16.06
		D	-2,04	-1,43	20.004
	Appuis intermédiaires	B	-8.752	-6.149	-20.004
		C	-8.752	-6.149	-16.06
	Moment en travées	AB	11.282	7.925	
		BC	11.325	7.565	
		CD	11.382	7.925	

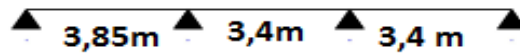


Figure III.7.Schéma poutrelle type 2.2

Tableau III.6.Les sollicitations de la poutrelle type 2.2

			ELU	ELS	Evaluation des efforts tranchants(Kn)
Evaluation des moments fléchissant (Kn.m)	Appuis de rive	A	-2,625	-1,844	16.06
		D	-2,625	-1,844	20.004
	Appuis intermédiaires	B	-8.725	-6.149	17.666
		C	-6.826	-4.795	-16.06
	Moment en travées	AB	15.701	11.03	
		BC	7.865	5.528	
		CD	12.245	8.602	



Figure III.8.Schéma poutrelle type 3

Tableau III.7.Les sollicitations de la poutrelle type 3

			ELU	ELS	Evaluation des efforts tranchants(Kn)
Evaluation des moments fléchissant	Appuis de rive	A	-2,625	-1,844	18.185
		C	-2,625	-1,844	-20.913
	Appuis intermédiaires	B	-10.502	-7.378	-16.06
	Moment en travées	AB	14.826	10.416	
		BC	10.407	7.311	

III.1.1.5. Ferrailage des poutrelles

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle « type 4 Etage courant » qui est sollicitée par :

Tableau III.8. Les sollicitations de la poutrelle type 4 étage courant

	ELU	ELS
M_t (KN.m)	19.568	14.938
M_a (KN.m)	-2.935	-2.24
V^{\max} (KN)	16.654	

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b = 65\text{cm}; b_0 = 10\text{cm}; h = 16\text{cm}; h_0 = 4\text{cm}; ht = 20\text{cm}.$$

A. Calcul à l'ELU

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

- **Ferrailage en travée**
- ✓ **Armature longitudinales**

Calcul de M_{tu} :

$$M_{tu} = b * h_0 * f_{bu} (d - h_0/2) = 0.65 * 0.04 * 14.2 * (0.18 - 0.02)$$

$$M_{tu} = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_t \text{ max} = 19.568 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_t^{\max} \rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée ; l'axe neutre passe donc par la table de compression, ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire $b * h$.

- ✓ **Calcul la section des armatures :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} * b * d^2} = \frac{0,019568}{14,2 * 0,65 * 0,18^2} = 0,0654 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

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

Ce qui donne: $A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}}$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0654}] = 0,084$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,084) = 0,1739 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{0,019568}{0,1739 \times 348} = 3,39 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3,39 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

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

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e \text{ Avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1 / 400 = 1,41 \text{ cm}$$

$AT = 3,39 \text{ cm}^2 \geq 1,41 \text{ cm}$ condition vérifiée

• **Ferraillage aux appuis**

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section ($b_0 \times h$).

✓ **Appuis**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{2,935 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,0637 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$A' = 0 ; f_{st} = f_e/\gamma_s = 400/1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,082 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,175 \text{ m} \end{cases} \quad A_a = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{2,935 \times 10^{-3}}{0,175 \times 348} = 0,48 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_t = 1\text{HA}12 = 1,13 \text{ cm}^2$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$AT \geq A_{\min} \text{ avec : } A_{\min} = 0,23bd \times f_{t28}/f_e$$

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

$$\Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2,1 / 400 = 0.21cm$$

$$AT = 0.48 cm^2 \geq 0.21cm \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

✓ **Armatures transversales**

$$\Phi_{t \leq \min} (\Phi_{l \min}, h/35, b_0/10) \qquad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$\Rightarrow \Phi_{t \leq \min} (12, 20/35, 100/10) = 5.71 \text{ mm Soit : } \Phi_t = 6 \text{ mm.}$$

On choisit un étrier avec $A_t = 2\Phi6 = 0.57cm^2$.

✓ **Espacement**

$$St \leq \min(0.9d, 40cm) = 16.2cm$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} = 59 \text{ cm} \qquad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$$St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{ij} K)} = 79 \text{ cm}$$

$\alpha=90^\circ$ flexion simple, armatures droites.

Avec $K=1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible). Soit :
 $St=15 \text{ cm.}$

B. Vérifications à ELU

• **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau_u} \text{ Avec: } \overline{\tau_u} = \min [0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$V_u = 16.654 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = \frac{16.654 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18} = 0.142 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement

✓ Vérification des armatures longitudinales (A_l) à l'effort tranchant (V_u)

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u \quad \text{Avec : } A_l = 0.478 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3.39 \text{ cm}^2 \geq 0.478 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$

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

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 16.654 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.0873 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée. Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement

✓ Vérification de la bielle

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{2 \times V_u}{a \times b_0} \end{cases} \Rightarrow \boxed{V_u \leq 0.267 a b_0 f_{c28}}$$

$$a = \min[0,9 d, \text{ largeur de l'appui} - 4\text{cm}]$$

$$\underline{\text{A.N}} : a = \min[16.2\text{cm}, 26\text{cm}] = 16.2\text{cm}.$$

$$V_u = 16.654 \text{ KN} \leq 108.1\text{KN}$$

Commentaire: La bielle est vérifiée.

C. Vérifications à l'ELS

Les vérifications à faire sont :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite de déformation.

- **Vérification à l'état limite de compression du béton:**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{BAEL91 (Art 4.5.2)}$$

✓ **En travée**

Position de l'axe neutre :

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

$$H = -192 \text{ cm} < 0$$

⇒ Calcule d'une section rectangulaire b x h :

Calcul de l'axe neutre y

$$b/2 * y^2 + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$$

$$50y^2 + 27y - 551.7 = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Après résolution de l'équation (1) : y = 4.61 cm

Calcul de I:

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

$$I = 11235.6 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{sr}}{I} * Y = \frac{14.938 * 10^{-3}}{11235.6 * 10^{-8}} * 4.61 = 6.129 \text{ Mpa}$$

Donc: $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

✓ **En appuis :**

$$M_{sr} = -2.24 \text{ KN.m} ; A = 1.13 \text{ cm}^2 ; H = 2.82 * 10^{-4} \text{ m}^3$$

.

✓ **Position de l'axe neutre :**

Le calcul se fait pour une section rectangulaire (b₀ × h)

✓ Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15A_{st}(y - d) = 0$$

$$5y^2 + 16.95y - 305.1 = 0 \dots\dots\dots (2)$$

Après résolution de l'équation (2) : y = 6.34 cm

✓ Calcul de I :

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A_{st}(d - y)^2$$

$$I = 3153.77 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{sr}}{I} * Y = \frac{2.24 * 6.3 * 10^3}{3153.77 * 10^{-8}} = 4.4746 \text{ Mpa}$$

Donc: $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

D. Vérification de l'état limite de déformation

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins de stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire **BAEL l'article (B.6.5.1) et(CBA93)**.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

M_t : Moment en travée

M₀ : Moment isostatique de cette travée

A_s : Section des armatures choisies

.

On a :

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{470} = 0.0425 \leq \frac{8.59}{15 \times 8.59} = 0.0626 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifié}$$

$$\frac{3.39}{10 \times 18} = 0.0188 \geq \frac{4.7}{400} = 0.011759 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifié}$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées donc la vérification de la flèche est nécessaire la flèche totale est définie d’après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adem} = \frac{l}{500} = \frac{470}{500} = 9.4 \text{ mm}$$

f_{gv} Et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l’ensemble des charges appliquées (G + Q).

✓ **Evaluation des moments en travée**

$q_{jser} = 0.65 \times G'$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d’exploitation.

Remarque :

Les différents moments M_{jser} , M_{gser} et M_{pser} sont calculés avec la méthode de **CAQUOT** pour les différents chargements.

✓ **Propriété de la section**

Position de l'axe neutre : $Y = 4.58 \text{ cm}$

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st} d + A_{sc} d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})} \quad v = 7.126 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - v)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (v - h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st} (d - v)^2 + 15 \times A_{sc} (v - d')^2$$

$I_0 = 10872 \text{ cm}^4$ (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (cm^4))

$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{3.39}{10 * 18} = 0.018$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

• **Calcul des déformations E_i et E_v**

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$ Module de déformation longitudinale Différée du béton.

$$E_v = 10818.865 \text{ MPa}$$

$E_i = 3 \times E_v$Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$$E_i = 32456.586 \text{ MPa}$$

✓ **Contraintes**

σ_s : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

✓ Inerties fictives (I_f) :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \quad \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \quad \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

$$\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \quad I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \quad I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \quad I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

✓ Calcul des moments

$$M_{serg} = \frac{q_g \times L^2}{8}$$

$$M_{serj} = \frac{q_j \times L^2}{8}$$

$$M_{serp} = \frac{q_p \times L^2}{8}$$

✓ Evaluation des flèches

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; \quad f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; \quad f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

Les résultants sont résumés dans ce tableau :

Tableau III.9. Vérification de l'état limite de déformation

	Terrasse inaccessible
Condition 1	condition non vérifiée
Condition 2	condition non vérifiée
Condition 3	condition vérifiée
$q_G(KN/m)$	4.166
$q_j(KN/m)$	1.852
$q_p(KN/m)$	5.141
$M_t^G(KN.m)$	8.627
$M_t^J(KN.m)$	3.834
$M_t^P(KN.m)$	10.646
$y_G(10^{-2})$	7.126
$I_0(10^{-4} m^4)$	2.0405
ρ	0.018

Δi	2.268
Δv	0.907
$Y(10^{-2})$	4.58
$I(10^{-4} \text{ m}^4)$	1.0872
$\sigma_{sg}(\text{Mpa})$	159.732
$\sigma_{sp}(\text{Mpa})$	197.115
$\sigma_{sj}(\text{Mpa})$	70.988
μ_g	0.694
μ_j	0.505
μ_p	0.782
$I_{f_{gi}} (10^{-5} \text{ m}^4)$	0.872026
$I_{f_{gv}} (10^{-5} \text{ m}^4)$	1.377507
$I_{f_{j}}(10^{-5} \text{ m}^4)$	1.046263
$I_{f_{pi}}(10^{-5} \text{ m}^4)$	0.8092767
$f_{gi}(\text{mm})$	6.733
$f_{gv}(\text{mm})$	12.427
$f_{ji}(\text{mm})$	2.517
$f_{pi}(\text{mm})$	8.953
$\Delta f(\text{mm})$	12.13
$f^{\prime}(\text{mm})$	9.4
$\Delta f < f^{\prime}$	Condition non vérifiée

Après certaine vérification on a obtenu le ferrailage suivant :

$$3\text{HA}14 + 1\text{HA}12 \dots A_s = 5.75 \text{ cm}^2$$

$$\Delta f = 8.719 \text{ mm} < f = 9.4 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.1.1.6. Calcul des sollicitations dans la poutrelle Type 4 Etage commerce

A. Ferrailage des poutrelles

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle « type 4 Etage commercial » qui est sollicitée par :

Tableau III.10. les sollicitations de la poutrelle étage commercial

	ELU	ELS
M_t (KN.m)	26.082	18.823
M_a (KN.m)	3.912	-2.748
V^{\max} (KN)	22.198	

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$b=65\text{cm}$; $b_0=10\text{cm}$; $h=16\text{cm}$; $h_0=4\text{cm}$; $h_t=20\text{cm}$.

A.1. Calcul à l'ELU

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

- **Ferrailage en travée**
- ✓ **Armature longitudinales**

Calcul de M_{tu} :

$$M_{tu} = b * h_0 * f_{bu} (d - h_0/2) = 0.65 * 0.04 * 14.2 * (0.18 - 0.02)$$

$$M_{tu} = 59.072 \text{ kn.m} ; M_t = 26.082 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_t^{\max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée; l'axe neutre passe donc par la table de compression, ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

Calcul la section des armatures :

Tableau III.11. calcul la section des armatures

	M(kn. m)	U _{bu}	α	Z	A _{cal} (cm ²)	Choix	A(cm ²) adopté
En travée	26.082	0.872	0.1142	0.1717	4.36	3HA14	4.62
En appuis	3.912	0.085	0.111	0.172	0.65	1HA10	0.79

- Les vérifications nécessaires
- ✓ Vérification de la condition de non fragilité

En travée:

$$AT \geq Amin. avec : Amin = 0.23bd \times ft28/fe$$

$$ft28 = 0.6 + 0.06fc28 = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 MPa.$$

$$\Rightarrow Amin = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2,1 / 400 = 1.41cm$$

$$AT = 4.62 cm^2 \geq 1.41cm \dots\dots\dots condition vérifiée$$

- Vérification de la condition de non fragilité
- ✓ En Appuis

$$AT \geq Amin. avec : Amin = 0.23bd \times ft28/fe$$

$$ft28 = 0.6 + 0.06fc28 = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 MPa$$

$$\Rightarrow Amin = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2,1 / 400 = 0.21cm$$

$$AT = 0.79 cm^2 \geq 0.21cm \dots\dots\dots condition vérifiée$$

- ✓ Armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min (\Phi1 min ; h/35 ; b0/10) \dots\dots\dots \mathbf{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$\Rightarrow \Phi_t \leq \min (12 ; 200/35 ; 100/10) = 5.71mm \text{ Soit : } \Phi_t = 6 mm.$$

On choisit un étrier avec $A_t = 2\Phi6 = 0.57cm^2$.

✓ **Espacement**

$$St \leq \min(0.9d, 40cm) = 16.2cm$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} = 59 \text{ cm} \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$$St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} = 79 \text{ cm}$$

$\alpha = 90^\circ$ flexion simple, armatures droites.

Avec $K = 1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

Soit : $St = 15 \text{ cm}$.

• **Vérfications à ELU**

✓ **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec: } \bar{\tau}_u = \min [0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$V_u = 22.198 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{22.198 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 1.23 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement

✓ **Vérification des armatures longitudinales (A_l) à l'effort tranchant (V_u)**

Appuis :

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u \quad \text{Avec : } A_l = 0.638 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4.62 \text{ cm}^2 \geq 0.638 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée}$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 22.198 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.45 MPa < 3.33 MPa$$

Condition vérifiée. Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement

✓ **Vérification de la bielle**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{2 \times V_u}{a \times b_0} \end{cases} \Rightarrow \boxed{V_u \leq 0.267 a b_0 f_{c28}}$$

$$a = \min[0.9 d, \text{largeur de l'appui} - 4\text{cm}]$$

$$\underline{A.N} : a = \min[16.2\text{cm}, 26\text{cm}] = 16.2\text{cm}.$$

$$V_u = 22.198\text{KN} \leq 108.1\text{KN} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée}$$

• **Vérfications à l'ELS**

Les vérifications à faire sont :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite de déformation.

✓ **Vérification à l'état limite de compression du béton**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

-En travée :

Position de l'axe neutre :

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

$$H = -450.2 \text{ cm} < 0$$

⇒ Calcule d'une section rectangulaire b x h :

Calcul de l'axe neutre y :

$$b/2 * y^2 + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$$

$$50y^2 + 28.93 y - 807.4 = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Après résolution de l'équation (1) : y = 2.668 cm

Calcul de I :

$$I = b/3 x y^3 + 15 A (d - y)^2$$

$$I = 5943.2 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Msr}{I} * Y = \frac{14.938 * 10^{-3}}{11235.6 * 10^{-8}} * 4.61 = 6.129 \text{ Mpa}$$

Donc: $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

-En appuis :

$$Msr = -2.748 \text{ KN.m} ; A = 0.79 \text{ cm}^2 ; H = 3.541 * 10^{-4} \text{ m}^3$$

Position de l'axe neutre :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire (b₀ × h)

$$\text{Calcul de y : } \frac{b_0}{2} y^2 + 15A_{sr}(y - d) = 0$$

$$5y^2 + 11.85y - 213.3 = 0 \dots\dots\dots (2)$$

Après résolution de l'équation (2) : y = 5.45 cm

Calcul de I: $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A_{st}(d - y)^2$; $I = 2406 \text{ cm}^4$.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{sr}}{I} * Y = \frac{2.748 * 5.45 * 10^3}{2406 * 10^{-8}} = 6.224 \text{ Mpa}$$

Donc: $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

- **Vérification de l'état limite de déformation**

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins de stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

M_t : Moment en travée

M₀ : Moment isostatique de cette travée

A_s : Section des armatures choisies

On a :

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{470} = 0.0425 \leq \frac{8.59}{15 \times 8.59} = 0.0626 \dots\dots\dots$$
Condition non vérifié

$$\frac{3.39}{10 \times 18} = 0.02566 \geq \frac{4.7}{400} = 0.011759 \dots\dots\dots$$
Condition non vérifié

Les deux conditions ne sont pas vérifiées donc la vérification de la flèche est nécessaire

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre inférieur à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{470}{500} = 9.4 \text{ mm}$$

f_{gv} Et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

✓ **Evaluation des moments en travée**

$q_{jser} = 0.65 \times G'$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

Remarque :

Les différents moments M_{jser} , M_{gser} et M_{pser} sont calculés avec la méthode de CAQUOT pour les différents chargements.

✓ **Propriété de la section**

Position de l'axe neutre :

$Y = 5.22 \text{ cm}$

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st} d + A_{sc} d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})} \quad v = 7.126 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + \frac{b_0 \times (h-v)^3}{3} - \frac{(b-b_0) \times (v-h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st} (d-v)^2 + 15 \times A_{sc} (v-d')^2$$

$I_0 = 10872 \text{ cm}^4$ (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (cm^4))

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho}$$
 Déformation instantanée.

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i$$
 Déformation différée.

✓ **Calcul des déformations E_i et E_v**

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$E_v = 10818.865 \text{ MPa}$$

$E_i = 3 \times E_v$Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$$E_i = 32456.586 \text{ MPa}$$

✓ **Contraintes**

σ_s : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

✓ **Inerties fictives (I_f)**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \quad \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \quad \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

$$\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \quad If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \quad If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \quad If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

✓ Calcul des moments :

$$M_{serg} = \frac{q_g \times L^2}{8}$$

$$M_{serj} = \frac{q_j \times L^2}{8}$$

$$M_{serp} = \frac{q_p \times L^2}{8}$$

✓ Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ij}} ; \quad f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ig}} ; \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ip}} ; \quad f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{gv}}$$

Les résultants sont résumés dans ce tableau :

Tableau III.12. vérification de l'état limite de déformation

	Etage commence
Condition 1	condition non vérifiée
Condition 2	condition non vérifiée
Condition 3	condition vérifiée
q _G (KN/m)	3.3865
q _j (KN/m)	1.852
q _p (KN/m)	6.6365
M _t ^G (KN.m)	7.011
M _t ^J (KN.m)	3.835
M _t ^P (KN.m)	13.742
y _G (10 ⁻²)	7.53
I ₀ (10 ⁻⁴ m ⁴)	2.2504706
ρ	0.0256
Λ _i	1.6666
Λ _v	0.6666
Y(10 ⁻²)	5.22
I(10 ⁻⁴ m ⁴)	1.5488185
σ _{sG} (Mpa)	86.776
σ _{sp} (Mpa)	170.087
σ _{sj} (Mpa)	47.466
μ _g	0.665
μ _j	0.475
μ _p	0.811

$I_{f_{gi}}$ ($10^{-5} m^4$)	1.1744055
$I_{f_{gv}}$ ($10^{-5} m^4$)	1.7156662
$I_{f_{j}}$ ($10^{-5} m^4$)	1.385795
$I_{f_{pi}}$ ($10^{-5} m^4$)	1.0529072
f_{gi} (mm)	4.063
f_{gv} (mm)	8.343
f_{ji} (mm)	1.88
f_{pi} (mm)	8.88
Δf (mm)	11.28
f' (mm)	9.4
$\Delta f < f'$	Condition non vérifiée

Après certaine vérification on a obtenue le ferrailage suivant :

$$3HA16 + 1HA10 \dots As = 6.82 \text{ cm}^2$$

$$\Delta f = 8.509 \text{ mm} < f = 9.4 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.1.1.7. Schéma de ferrailage

planchier	En travée	En appuis
Plancher terrasse inaccessible		
Plancher D'étage de commerce		

Figure III.9. Schéma de ferrailage des poutrelles

III.1.2. Étude de la dalle de compression

Selon le **BAEL 91 (B.6.8, 423)**, la dalle de compression doit être armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

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

D’après le même article cité ci-dessus, les sections des armatures sont calculées comme suit :

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 0.65 (\text{cm}^2 / \text{ml})$$

Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.325 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

D’où l’option retenue : un treillis soudé **TS Ø5 150×150**

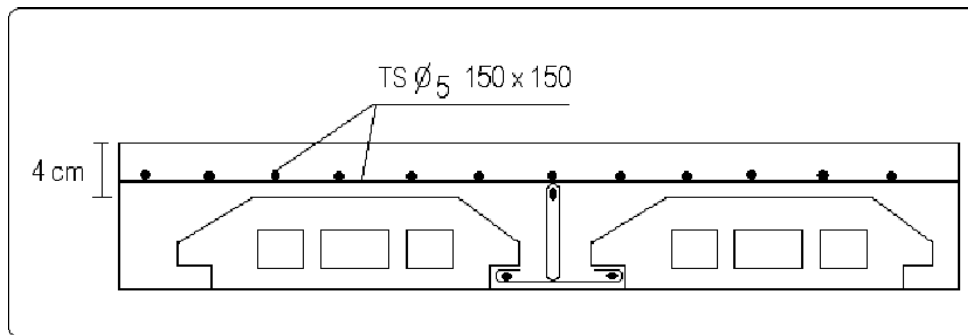


Figure III.10. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

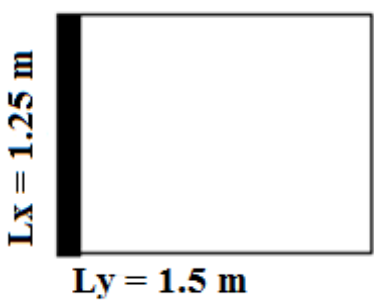
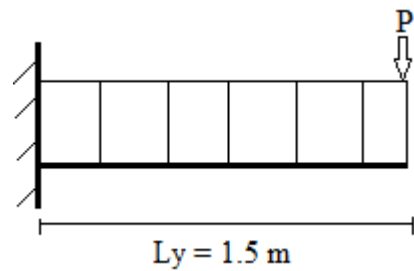
III.1.2.1. Calcul des dalles pleines

A. Dalle sur un appui

Dans l’étage courant (niveau sept) on a une seule dalle sur un appui, de dimension :

$$L_x \times L_y = (1.25 \times 1.5) \text{ m}^2.$$

La dalle sera calculée sous une charge uniforme (poids propre et surcharge d’exploitation) en plus de la charge des murs extérieurs.

 <p>$L_x = 1.25 \text{ m}$ $L_y = 1.5 \text{ m}$</p>	 <p>$L_y = 1.5 \text{ m}$</p>
<p>III .11.Dalle sur un appui.</p>	<p>Figure III.12. Schéma statique</p>

Calcul de ρ :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.83 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Dalle : $\begin{cases} G_D = 5.18 \text{KN/m}^2 \\ Q_D = 3.5 \text{KN/m}^2 \end{cases}$; Gard corps : $\begin{cases} G = 1.3 \text{KN/m}^2 \\ Q = 0.6 \text{KN/m}^2 \end{cases}$

- L'ELU
- ✓ Calcul des sollicitations

$$q_u = 1.35G_D + 1.5Q_D = 12.24 \text{KN/ml} ; p_u = 1.35G + 1.5Q = 2.65 \text{KN/ml}$$

- ✓ Calcul du moment

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \times l = 17.74 \text{KN.m}$$

- ✓ Calcul de l'effort tranchant

$$V_u = q_u \times l + p_u = 21.01 \text{KN}$$

- ✓ Ferrailage

Pour une bande de 1m à la flexion simple, pour une section (b*e) :

Tableau III.13. calcul de la section des armatures

M_u^x (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_t^x (cm ² /ml)
17.74	0.074	0.096	0.125	4.08

Le diamètre des armatures :

$$\Phi \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15mm \text{ .Soit } \Phi \leq 15mm$$

d = e-c = 13 cm, c: enrobage.

- **Vérification à l'ELU**
- ✓ **Condition de non fragilité**

On a $\begin{cases} \rho < 0.4 \\ e > 13 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow A_{tx}^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 < A_t^x$

Sens secondaire : on doit mettre des armatures de répartition A_r

$$A_r = \frac{A_t^x}{3} = 2.05 \text{ cm}^2/ml$$

- ✓ **Le choix des barres**

$$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{On recalculé à l'ELS : } \begin{cases} \beta = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_s} = 3.7 \times 10^{-3} \\ \alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} = 0.32 \\ A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}_s} = 5.39 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Donc le choix de ferrailage est : $A_{tx}=5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2/ml$.

- ✓ **Vérification de la flèche**

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées, il n'ya pas lieu de vérifier la flèche :

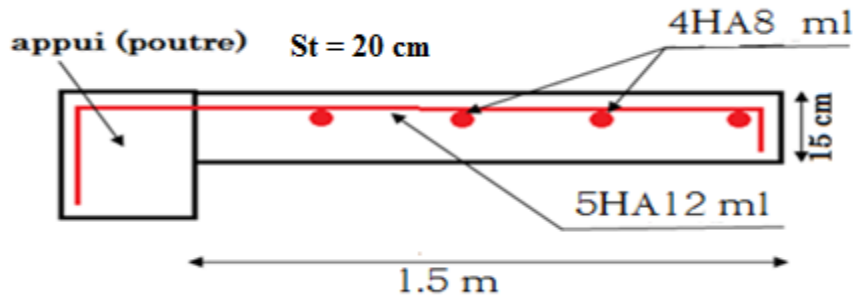
$$\frac{e}{l} = 0.1 \geq \frac{M_t}{20M_0} = 0.05 \dots\dots\dots \text{Vérfié}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0043 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots\dots\dots \text{Vérfié}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.1.3. Schéma de ferrailage

Figure III.13. schéma de ferrailage de la dalle sur 1 appui.



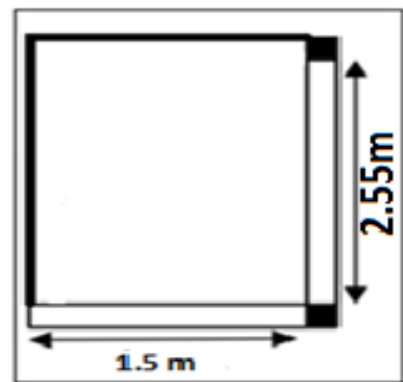
III.1.4. Panneau de la dalle sur 2 appuis

Calcul de ρ :

$$L_x = 1.50 \text{ m} ; L_y = 2.55 \text{ m}$$

$$G = 5.18 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.588 > 0.4$$



Donc la dalle travaille dans les deux sens.

Figure III.14. Dalle sur deux appuis

III.1.4.1. Moments et efforts tranchants

A. L'ELU

$$\begin{aligned} q_u &= 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ q_u &= 12.24 \text{ KN/m}^2 \end{aligned} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} U_x = 0.0851 \\ U_y = 0.2703 \end{cases}$$

$$M_x^0 = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 2.34 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 0.63 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section (b x h) m².

- Calcul des moments :

$$\text{En travée} \begin{cases} M_x^t = 0.85 * M_{ox} = 1.99 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 * M_{oy} = 0.54 \text{KN.m} \end{cases} \quad \text{En appui} \begin{cases} M_x^a = -0.3 * M_{ox} = -0.70 \text{KN.m} \\ M_y^a = -0.3 * M_{oy} = -0.19 \text{KN.m} \end{cases}$$

- Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,00199}{14,2 \times 1 \times 0,13^2} = 0,008 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

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

$$\text{Ce qui donne: } A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,008}] = 0,01$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,01) = 0,129 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{0,00199}{0,01 \times 348} = 0,44 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0,44 \text{ cm}^2$$

De la même manière on calcul le ferrailage dans les deux sens ;

Tableau III.14. Résultats de ferrailage dalle sur deux appuis

	Sens xx		Sens yy	
	En travée	En appui	En travée	En appui
Mu (KN. m)	1.99	0.7	0.54	0.19
μ bu	0.008	0.002	0.0022	0.0007
A	0.01	0.0025	0.0028	8.75*10 ⁻⁴
Z(m)	0.1294	0.1298	0.1298	0.109
Acal(cm²)	0.44	0.15	0.12	0.043
A min (cm²)	1.45	1.45	1.2	1.2
Aopt (cm²/ ml)	3HA10 .As=2.36	3HA8 .As=1.51	3HA10 .As=2.36	3HA10 .As=2.36
St (cm)	30	30	30	30

- Les vérifications nécessaires
- ✓ Vérification de la condition de non fragilité

Pour $e \geq 12$, $\rho \geq 0.4$, $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$\begin{cases} e = 15\text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{cases} \Rightarrow A_{\min}^{\text{tx}} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = 1.44\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_{y\min} = 0.0008 * b * e = 1.2 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_t$ condition non vérifiée donc on ferraille avec A_{\min}

- ✓ Vérification des espacements

$S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ vérifiée (sens principale).

$S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ vérifiée (sens secondaire).

- ✓ Vérification des diamètres des barres

$$\phi_t = 10 \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} \Rightarrow \phi_t \leq 15\text{mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- ✓ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

$\rho = 0.588 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens:

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 6.12\text{KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 7.11\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{7.11 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.05469\text{MPa} < 1.25\text{MPa}$$

Il n'y a donc pas de rupture par cisaillement.

B. A L'ELS

$$q_s = 5.18 + 3.5 = 8.68 \text{ KN/ml.}$$

$$\begin{cases} U_x = 0.0897 \\ U_y = 0.4462 \end{cases} \dots\dots\dots \text{BAEL (annexe 1)}$$

$$M_x^0 = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 1.75 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 0.7816 \text{ KN.m}$$

• **En travée**

$$M_{tser}^x = 0.85 \times M_x^0 = 1.4875 \text{ KN.m}$$

$$M_{tser}^y = 0.85 \times M_y^0 = 0.6644 \text{ KN.m}$$

• **En appuis**

$$M_{xser}^a = 0.3 M_x^0 = 0.53 \text{ KN.m.}$$

$$M_{yser}^a = 0.3 M_y^0 = 0.234 \text{ KN.m.}$$

✓ **La vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

Tableau III.15. Vérification des contraintes du béton pour la dalle sur deux appuis

En travée					
Sens	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (Mπα)	σ̄ _{bc} (Mπα)	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
X	2.7	4411.6	0.9	15	Vérifié
Y	2.7	4411.6	0.47	15	Vérifié
En appuis					
X	2.2	2996.8	0.38	15	Vérifié
Y	2.2	2996.8	0.12	15	Vérifié

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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

✓ La vérification de la contrainte dans l'acier :

Tableau III.16. Vérification des contraintes dans l'acier pour la dalle sur deux appuis

En travée					
Sens	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{st} (Mpa)	σ̄ _{st} (Mpa)	σ _{st} < σ̄ _{st}
X	2.7	4411.6	51.83	201.63	Vérifié
Y	2.7	4411.6	23.26	201.63	Vérifié
En appuis					
X	2.2	2996.8	28.65	201.63	Vérifié
Y	2.2	2996.8	12.65	201.63	Vérifié

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} \text{ avec : } \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

III.1.4.2. État limite de déformation

Sens xx

$$\frac{h}{l} = 0.1 \geq \frac{1}{16} \text{ vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.042 \text{ vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.0018 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \text{ Vérifiée}$$

Sens yy

$$\frac{h}{l} = 0.05 \geq \frac{1}{16} \text{ vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.043 \text{ vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.0018 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \text{ Vérifiée}$$

III.1.4.3. Schéma de ferrailage

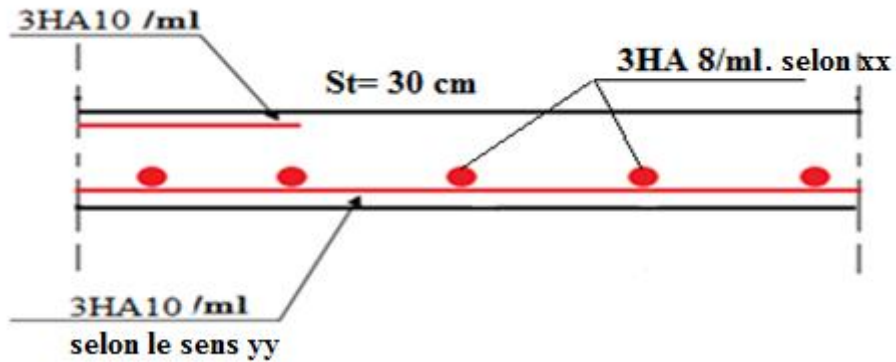


Figure III.15. Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis

III.1.5. Panneau de la dalle sur 3 appuis (Balcon)

Calcul de ρ :

$$Lx = 3.65 \text{ m} ; Ly = 1.9 \text{ m}$$

$$G = 7.28 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.52 > 0.4$$

$$Lx > ly / 2 = 1.825\text{m}$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens.

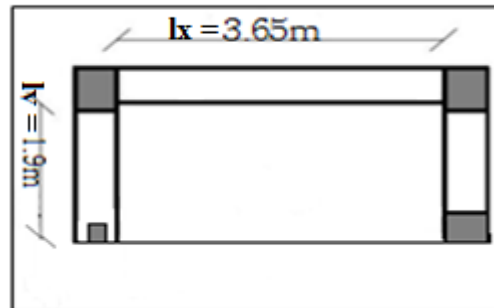


Figure III.16. Dalle sur trois appuis

III.1.5.1. Calcul des sollicitations

A. A l'ELU

$$qu = 1.35 \times 7.28 + 1.5 \times 1 = 11.33 \text{ KN/ml} ; qs = 7.28 + 1 = 8.28$$

$$\begin{cases} Mox = qu \cdot lx^3 / 24 = 22.95 \text{ KN.m} \\ Moy = qu \cdot ly^2 / 8 \cdot (lx - ly / 2) + qu \cdot ly^3 / 48 = 12.89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• En travée

$$M_{tser}^x = 0.85 \times M_x^0 = 19.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{tser}^y = 0.85 \times M_y^0 = 10.95 \text{ KN.m}$$

- En appuis

$$M_{xser}^a = 0.3M_x^0 = 6.88KN.m. ; M_{yser}^a = 0.3M_y^0 = 3.86KN.m.$$

Tableau III.17. Résultats de ferrailage dalle 3 appuis

En travée								
Sens	Mu (KN.M)	μ bu	A	Z (m)	Acal (cm ²)	A min(cm ²)	Aopt (cm ²)	St (cm)
X	19.5	0.081	0.106	0.124	4.5	1.48	5.65=5HA12	20
Y	10.95	0.045	0.058	0.127	2.48	1.2	3,14=4HA10	25
En appui								
X	6.88	0.003	0,036	0,128	1.54	1.48	2,01=4HA8	25
Y	3.86	0.016	0.02	0.129	0.86	1.2	2,01=4HA8	25

Avec :

$$St_x = 100 / 5 = 20 \text{ cm} . \quad St_y = 100 / 4 = 25 \text{ cm}$$

III.1.6. Les vérifications nécessaires

- ✓ Vérification de la condition de non fragilité

Pour $e \geq 12$, $\rho \geq 0.4$, fe E400 $\Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$\begin{cases} e = 15cm \\ \rho > 0.4 \end{cases} \Rightarrow A_{min}^{tx} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = 1.48cm^2 / ml.$$

$$A_{ymin} = 0.0008 * b * e = 1.2cm^2 / ml$$

$A_{min} > A_t$ condition non vérifiée donc on ferraille avec A_{min}

- ✓ Vérification des espacements

$St \leq \min (3e, 33cm) = 33cm$ vérifiée (sens principale).

$St \leq \min (4e, 45cm) = 45cm$ vérifiée (sens secondaire).

- ✓ Vérification des diamètres des barres

$$\phi_t = 10 \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} \Rightarrow \phi_t \leq 15mm \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

✓ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

$\rho = 0.588 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens:

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 7.17 \text{KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 16.41 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{16.41 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.126 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa}$$

Il n'y a donc pas de rupture par cisaillement.

B. A P'ELS

$$qs = 7.28 + 1 = 8.28 \text{KN/ml}$$

$$M_{ox} = q_u \cdot l_x^3 / 24 = 16.77 \text{KN.m}$$

$$M_{oy} = q_u \cdot l_y^2 / 8 \cdot (l_x - l_y \div 2) + q_u \cdot l_y^3 / 48 = 9.42 \text{KN.m}$$

• En travée

$$M_{tser}^x = 0.85 \times M_x^0 = 14.25 \text{KN.m}$$

$$M_{tser}^y = 0.85 \times M_y^0 = 8 \text{KN.m}$$

• En appuis

$$M_{xser}^a = 0.3 M_x^0 = 5.03 \text{KN.m}$$

$$M_{yser}^a = 0.3 M_x^0 = 2.83 \text{KN.m} \dots$$

Il n'y a donc pas de rupture par cisaillement.

✓ La vérification de la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec: } \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa.$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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

Tableau III.18. Vérification des contraintes du béton pour la dalle sur 3 appuis.

En travée					
Sens	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
X	3.9	8995.4	6.17	15	Vérifié
Y	3	4239	5.66	15	Vérifié
En appuis					
X	2.5	3844.8	2.27	15	Vérifié
Y	2.5	3844.8	1.84	15	Vérifié

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots (I)$$

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} \text{ avec: } \bar{\sigma}_{st} = 201.63MPa.$$

Tableau III.19. Vérification des contraintes dans l'acier pour la dalle sur 3 appuis.

En travée					
Sens	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{st} (Mpa)	σ̄ _{st} (Mpa)	σ _{st} < σ̄ _{st}
X	3.9	8995.4	216.23	201.63	Non vérifié
Y	3	4239	283	201.63	Non vérifié
En appuis					
X	2.5	3844.8	206	201.63	Non vérifié
Y	2.5	3844.8	115.9	201.63	Vérifié

Les conditions de la contrainte dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on va redimensionner les sections des aciers.

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \Leftrightarrow \text{On recalculé à l'ELS : } \begin{cases} \beta = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_s} \\ \alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \\ A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}_s} \end{cases}$$

• **En travée :**

Selon x : $\beta = 4.18 \times 10^{-3}$; Selon y : $\beta = 2.34 \times 10^{-3}$

$$\alpha = 0.22 \quad \alpha = 0.3$$

$$A_{ser} = 3.29 \text{ cm}^2 \quad A_{ser} = 6.04 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA10=3.93 cm² soit : 4HA14=6.16 cm²

• **En appui :**

Selon les deux sens : $\beta = 1.47 \times 10^{-3}$; $\alpha = 0.18$

$$A_{ser} = 2.04 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit : 4HA10=3.14 cm}^2$$

III.1.7. État limite de déformation

• **En travée**

Selon x

$$\frac{e}{l} = 0.0789 \geq \frac{M_t}{20M_0} = 0.042 \dots\dots\dots \text{Vérfié}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0047 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérfié}$$

Selon y

$$\frac{e}{l} = 0.04 = \frac{M_t}{20M_0} = 0.04 \dots\dots\dots \text{Vérfié}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.003 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérfié}$$

- En appui :

Selon les deux sens

$$\frac{e}{l} = 0.0789 \geq \frac{M_t}{20M_0} = 0.0147 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0024 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

Les conditions sont vérifiées, donc ce n'est pas nécessaire de vérifier la flèche

III.1.8. Schéma de ferrailage

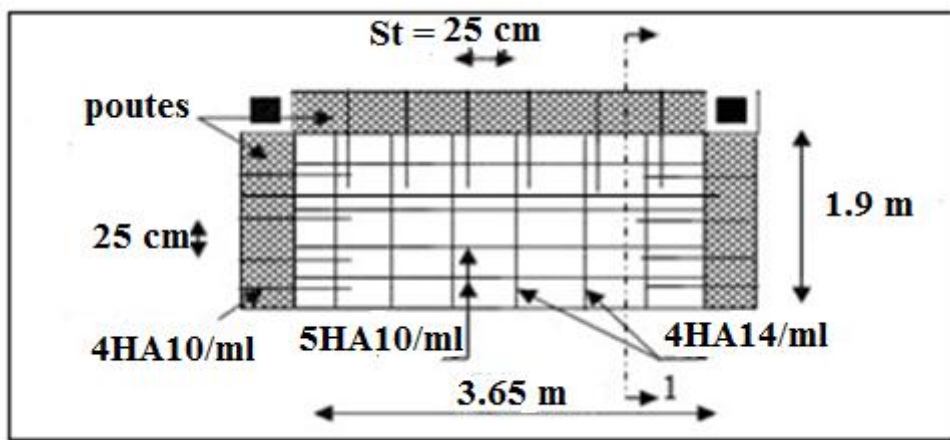


Figure III.17. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.

III.1.9. Panneau de la dalle sur 4 appuis : dalle de l'ascenseur.

$L_x = 1.75 \text{ m} ; L_y = 1.75 \text{ m} G = 8.53 \text{ KN/m}^2$

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

$\rho = 1 > 0.4$

Donc la dalle travaille dans les deux sens.

III.1.9.1. Calcul des sollicitations

- A PELU

$e = 20 \text{ cm} , d = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$

$q_u = (1.35 \times 8.53 + 1.5 \times 1) = 13.01 \text{ KN.m}$

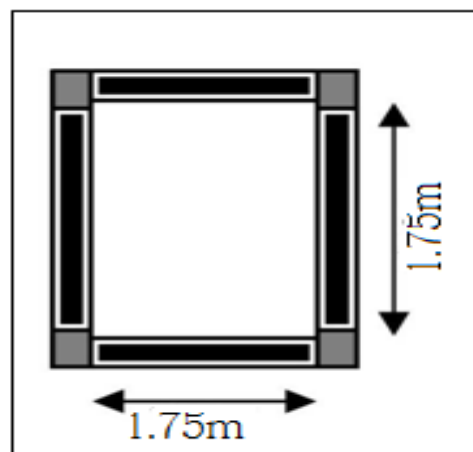


Figure III.18. schéma de la dalle de l'ascenseur

Talque { $U_x=0.036$; $U_y=1$ **BAEL (annexes 1)**

$$M_x^0 = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 1.43 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 1.43 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section (b x h) m².

- **Calcul des moments**

- ✓ **En travée**

$$M_{tx} = M_{ty} = 0.75 M_o = 1.07 \text{ kn.m}$$

- ✓ **En appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.3 M_o = -0.71 \text{ kn.m}$$

III.1.9.2. Ferrailage

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.20. Résultats du ferrailage dalle 4 appuis.

En travée								
Sens	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	Acal (cm ²)	A min (cm ²)	Aopt (cm ² /ml)	St (cm)
X	1.07	0.0023	0.003	0.179	0.17	1.6	2,36=3HA10	30
Y	1.07	0.0023	0.003	0.179	0.17	1.6	2,36=3HA10	30
En appui								
X	0.71	0.0015	0,002	0,179	0,11	1.6	2,36=3HA10	30
Y	0.71	0.0015	0.002	0.179	0.11	1.6	2,36=3HA10	30

Tel que :

St = 1ml / 3 = 33 cm, on prend un espacement de 30 cm

III.1.9.3. Les vérifications nécessaires

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

Pour $e \geq 12$, $\rho \geq 0.4$, fe E400 $\Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$\begin{cases} e = 20 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{cases} \Rightarrow A_{\min}^{tx} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_{y\min} = 0.0008 \cdot b \cdot e = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{\min} > A_t$ condition non vérifiée donc on ferraille avec A_{\min}

✓ **Vérification des espacements**

$S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ vérifiée (sens principale).

$S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ vérifiée (sens secondaire).

Vérification des diamètres des barres

$$\phi_t = 10 \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} \Rightarrow \phi_t \leq 20\text{mm} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

$\rho = 0.588 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens:

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 7.59\text{KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 7.59\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{7.59 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.042\text{MPa} < 1.25\text{MPa}$$

Il n'y a donc pas de rupture par cisaillement.

• **A l'ELS**

$$q_s = 8.53 + 1 = 9.53 \text{ KN/ml.}$$

$$\begin{cases} U_x = 0.0441 \\ U_y = 1 \end{cases} \dots\dots\dots \text{BAEL (annexe 1)}$$

$$M_x^0 = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 1.287\text{KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 0.1287\text{KN.m}$$

✓ **En travée**

$$M_{tser}^x = 0.75 \times M_x^0 = 0.965 KN.m$$

$$M_{tser}^y = 0.75 \times M_y^0 = 0.965 KN.m$$

✓ **En appuis**

$$M_{xser}^a = -0.3M_x^0 = -0.429 KN.m.$$

$$M_{yser}^a = -0.3M_x^0 = -0.429 KN.m.$$

✓ **Vérification des contraintes :**

-La vérification de la contrainte dans le béton :

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), seule la vérification de la contrainte de compression dans le béton est nécessaire.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa.$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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

Tableau III.21. Vérification des contraintes du béton pour la dalle sur 4 appuis.

En travée					
Sens	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
X	3.2	11083.56	0.27	15	Vérifié
Y	3.2	11083.56	0.27	15	Vérifié
En appuis					
X	3.2	11083.56	0.18	15	Vérifié
Y	3.2	11083.56	0.18	15	Vérifié

-État limite d'ouverture des fissures

La FPN \Rightarrow aucune vérification à faire.

-État limite de déformation

III.1.9.4. État limite de déformation

On a $\rho = 1$ donc : $\Delta f_{xx} = \Delta f_{yy}$

Selon les deux sens :

$$\frac{h}{l} = 1.14285 \geq \frac{1}{16} \dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_{t.SER}}{10 \times M_0} = 0.0375 \dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.0013 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots\dots \text{Vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche selon x.

III.1.9.5. Schéma de ferrailage

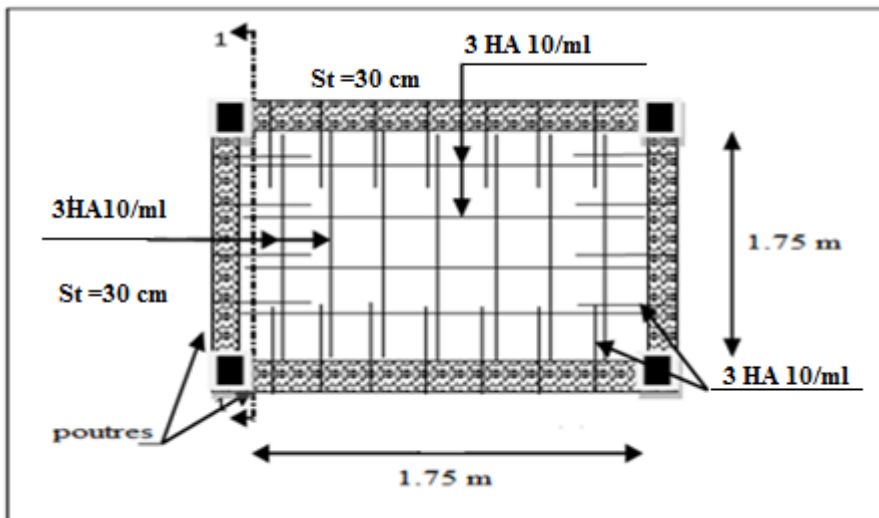


Figure III.19. Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.

III.2. Calcul de la poutre de chaînages

Définition

➤ Le chaînage horizontal

Les poutres de chaînage sont des poutres en béton armé horizontales ceinturant les façades à chaque étage au niveau du plancher, cela les aide à rester solidaires de la structure, elles servent de porte à faux.

➤ Dimensionnement

D'après le **RPA99 (Art 9.3.3)**, la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté

La portée de la poutre de chaînage la plus sollicitées est

$$h \geq 15 \text{ cm}$$

$$h \geq \frac{2}{3} * 30 = 20 \text{ cm Avec (30 cm est l'épaisseur du mur),}$$

$L_{\max} = 5 \text{ m}$ Selon la condition de la flèche :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \text{ Selon le..... } \mathbf{BAEL91}$$

$$31.33 \text{ cm} \leq h \leq 47$$

➤ Exigences du RPA 99/2003

$$h \geq 30 \text{ cm} ; b \geq 20 \text{ cm} ; \frac{h}{b} < 4$$

Soit : $h = 30 \text{ cm}, b = 30 \text{ cm} ;$

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (30×30).

III.2.1. Calcul des sollicitations

• Poids propre :

$$PP = 25 * 0.3 * 0.3 = 2.25 \text{ KN/m}$$

• Poids du plancher à corps creux :

$$q_{cc} = P_{\text{plancher}} (l_g/2 + l_d/2) \text{ Avec :}$$

$$l_g = 0 ; l_d = 80 \text{ cm} ; G = 6.11 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

Charge d'exploitation sur la poutre : $Q_0 = Q \times b = 0.45 \text{ KN/m}$

Donc, la charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

$$ELU : q_u = (1,35G_{cc} + 1,5Q) \times l_d/2 + 1,35 G_p + 1,5Q_0 = 7.911 \text{ KN/m}$$

$$ELS : q_s = (G + Q) \times l_d/2 + G_p + Q_0 = 5.744 \text{ KN/m}$$

$$\text{Moments isostatiques : } M_u = q_u \times \frac{L_{max}^2}{8} = 21.84 \text{ KN.m}$$

$$M_s = q_s \times \frac{L_{max}^2}{8} = 15.86 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments en travée : } M_{tu} = 0.85 M_u = 18.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts} = 0.85 M_s = 13.481 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments en appui : } M_a = -0.4 M \rightarrow M_{au} = -8.73 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.4 M \rightarrow M_{as} = -6.34 \text{ KN.m}$$

III.2.2. Le ferrailage à l'ELU

III.2.2.1. Armatures longitudinales

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau.III.37.

Tableau III.22. Armatures longitudinales de poutre de chaînage

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{opt} (cm ²)
Entravée	21.84	0.043	0.05	0.273	1.9	1.01	3HA10=2.36
En appui	8.73	0.02	0.02	0.277	0.9	1.01	3HA10=2.36

III.2.3. Les vérifications nécessaires

✓ Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1)

$$V_u = q_u \times \frac{l_x}{2} = 18.59 \text{ KN} \quad \tau_u = q_u \times \frac{V_u}{b * d} = 0.22 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \min(0,2fc_{28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

- **Calcul des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_t^{max} \right] \leq 8.57 \text{ mm,BAEL91 (Art. III.3.b)}$$

Soit un cadre $\phi 8$ plus une épingle ; $\phi 8 \Rightarrow A_t = 3 \times \phi 8 = 1.5 \text{ cm}^2$

- **Les espacements**

$$S_t \leq \min(0.9 * d; 40 \text{ cm}) = 25.2 \text{ cm} \quad \text{DTR BC-2 .4 (Art. A.5.1.2.2.)}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 b} = 112 \text{ cm} ; S_t \leq \frac{0.9 \cdot f_e \cdot A_t}{b(\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = -389.01 < 0$$

Donc on prend $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Vérfications à l'ELS**

- ✓ **Vérfication de la contrainte dans le béton**

Les résultats obtenus sont résumés dans les deux tableaux qui suivent :

Tableau III.23. Vérfication les contraintes dans le béton.

Position	Mser(KN.m)	I(cm ⁴)	Y(cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	13.48	18517.24	3.72	2.7	15
En appui	6.34	9295.44	2.62	1.7	15

III.2.4. Évaluation de la flèche

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérfication de la flèche devient nécessaire **CBA 93 (Article B.6.5.1)**:

$$\frac{h}{l} = 0.06 \geq \frac{M_t}{20M_0} = 0.042 \text{ Vérifié}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.002 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \text{ Vérifié}$$

III.2.5. Schéma de ferrailage

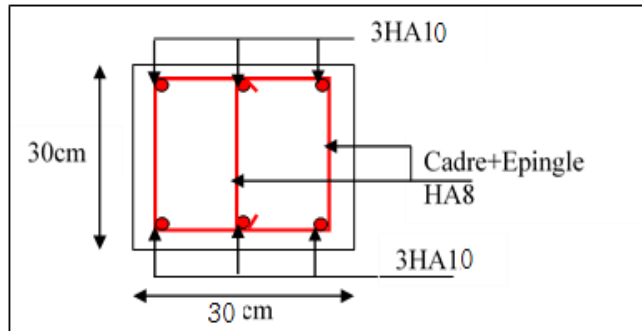


Figure III.20. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

III.3. Etude de l'ascenseur

Définition

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des Chargements vers les différents niveaux de la construction. il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 06 personnes ses caractéristiques sont les suivantes :

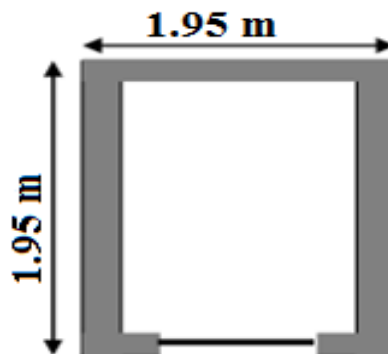


Figure III.21. Schéma de l'ascenseur.

L : Longueur de l'ascenseur = 192 cm.

l : Largeur de l'ascenseur = 192 cm

F_c : charge due à la cuvette = 145 kN

P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN. D_m :

Charge due à la salle des machines= 43KN.

-La charge nominale est de 500kg.

-La vitesse $V = 0.63m/s$.

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- Dalle de salle machine (locale).
- 2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

$$P = P_m + D_m + 5 = 15 + 43 + 5 = 63 \text{ KN}$$

III.3.1. Etude de la dalle d'ascenseur

La dalle du local des machines doit être dimensionnée pour reprendre des charges importantes.

On a $l_x = 1.95 \text{ m}$ et $l_y = 1.95 \text{ m}$ donc une surface $S = 3.4 \text{ m}^2$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}; \text{ Soit } e = 20 \text{ cm.}$$

- **Evaluation des charges et surcharges**

$$G_1 = 25 \times 0.2 = 5 \text{ KN/m}^2 \text{ Poids de la dalle en béton armé.}$$

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y'.

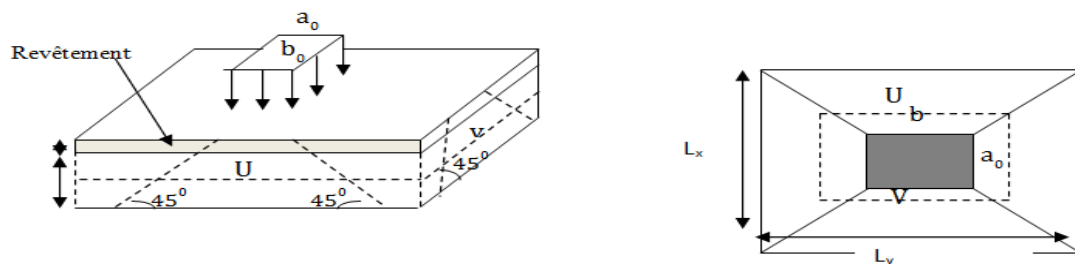


Figure III.22. Schéma représentant la surface d'impacte.

$$\text{On a : } V = 1m/s; \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

On a un revêtement en béton d'épaisseur : $h_1 = 5cm \Rightarrow \xi = 0.75$.

$$\text{Donc : } \begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 0.75 \times 5 = 107.5cm. \\ v = 80 + 15 + 2 \times 0.75 \times 5 = 107.5cm. \end{cases}$$

• **Calcul des sollicitations**

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_{y1} = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \text{ Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 63 \Rightarrow P_u = 85.05KN$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} ; \frac{u}{l_x} ; \frac{v}{l_y} ; \rho = 1 ; \frac{u}{l_x} = \frac{107.5}{195} = 0,5512 ; \frac{v}{l_y} = \frac{107.5}{195} = 0,5512$$

En utilisant l'abaque de **Pigeaud** on obtient :

$$M_1 = 0.076 ; M_2 = 0.076$$

✓ **Evaluation des moments M_{x1} et M_{x2} du système de levage**

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 85.05 \times 0.076 = 6.4638KN.m \\ M_{y1} = 85.05 \times 0.076 = 6.4538KN.m \end{cases}$$

✓ **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle**

$$q_u = 1.35 \times 5 + 1.5 \times 1 = 8.25 \text{ kn/ml} ; \text{ avec } \begin{cases} U_x = 0.036 \\ U_y = 1 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.129KNm$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.129KNm$$

✓ **Superposition des moments**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.59KNm \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.59KNm \end{cases}$$

En travée : $M_t^x = 0.85 * 7.59 = 6.451 \text{ kn.m}$; $M_t^y = 0.85 \times 7.59 = 6.451 \text{ kn.m}$

En appuis : $M_a^x = M_a^y = -0.4 \times 7.59 = 3.036 - \text{kn.m}$

III.3.2. Ferrailage

Le ferrailage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de :

$h=20\text{cm}(d_x = d_y =18\text{cm})$

Tableau III.24. Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous charge concentrée

Sens	Mt (kn.m)	Ma (kn.m)	At (cm ² /ml)	Aa (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)
x-x	6.45	3.03	1.037	0.48	1.6
y-y	6.45	3.03	1.037	0.48	1.6

III.3.3. Choix des barres

En travée

$A_t^x = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $A_t^y = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

En appui

$A_a^x = A_a^y = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

III.3.4. Vérification à l'ELU

✓ **Vérification au poinçonnement**

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

P_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Épaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen.

$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (105 + 105)$

$U_c = 420\text{cm}$.

$P_u = 139.45\text{KN}$; $\gamma_b = 1.5$

Après calcul on constate que $P_u = 97.6 \text{ kn} < 645\text{kn}$

✓ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 * f_c 28 = 1.25 \text{MPa}$$

On a $u = v$; $V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 30.26 \text{KN}$ alors, $\tau_u = 0.168 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{MPa} \dots$ Vérifiée

✓ Diamètre maximum des barres :

$$Q_{\max} \leq \frac{h}{2} = 2 \text{cm} \rightarrow Q_{\max} = 10 \text{mm} < 20 \text{mm}$$

Les espacements :

sens xx :

$$S_t \leq \min(3e ; 33 \text{cm}) \rightarrow S_t \leq 33 \text{cm} \rightarrow \text{soit : } S_t = 25 \text{cm}$$

sens yy :

$$S_t \leq \min(4e ; 45 \text{cm}) \rightarrow S_t \leq 45 \text{cm} \rightarrow \text{soit : } S_t = 25 \text{cm}$$

III.3.5. Vérification à l'ELS

Les moments engendrés par le système de levage : $q_{ser} = g = 63 \text{kn}$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + \nu \times M_2) = 9.935 \text{KNm.} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + \nu \times M_1) = 9.935 \text{KNm.} \end{cases}$$

Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 5 + 1 = 6 \text{kn} ; \text{ Avec : } \begin{cases} U_x = 0.441 \\ U_y = 1 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.006 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.006 \text{KNm}$$

$$\text{Superposition des moments : } \begin{cases} M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 10.94 \text{KNm} \\ M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 10.94 \text{KNm} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} \text{Les moments en travées et en appuis : } & \begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_{0x} = 9.3 \text{KNm} \\ M_{ty} = 0.85 * M_{0y} = 9.3 \text{KNm} \end{cases} \\ & M_{ax} = M_{ay} = -0.4 * M_{0x} = -4.376 \text{KNm} \end{aligned}$$

✓ Vérification des contraintes

Tableau III.25. Vérification de l'état limite de compression du béton

	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	3.03	11321	2.48	15	Vérifiée
En appui	2.21	2996.80	3.41	15	Vérifiée

III.3.6. Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} = 0.10256 \geq \frac{1}{16} \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_{t.SER}}{20 \times M_0} = 0.0425 \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.0017 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \text{Vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.3.7. Schéma de ferrailage

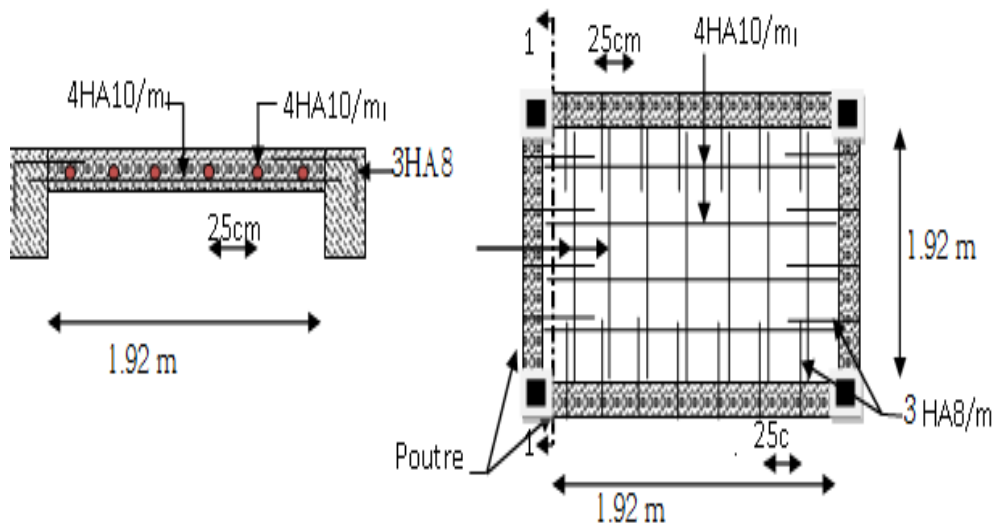


Figure III.23. Schéma de ferrailage dalle pleine du locale machinerie

III.4. Etude de l'acrotère

Pour notre cas on a deux types d'acrotères, l'un sur le plancher terrasse accessible et l'autre sur le plancher terrasse inaccessible.

Le calcul sera mené pour l'acrotère de la terrasse accessible (le cas le plus défavorable).

Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

- Sons poids propre.
- Une charge d'exploitation horizontale égale à 1.5 kN/ml due à la main courante.
- Une force horizontale F_p .

L'acrotère sera étudié en flexion composée pour une bande de 1m de longueur, et puisque il est exposé aux intempéries, la fissuration et préjudiciable.

Les dimensions de l'acrotère sont les suivantes :

$$S = (0.1 \times 0.07) + \frac{0.06 \times 0.1}{2} + (0.07 \times 0.1)$$

$$S = 0.151m^2$$

III.4.1. Evaluation des charges

La charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN}$

Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.151 = 3.21 \text{ KN}$

Poids d'enduit de ciment :

$$G_2 = 18 \times 0.015 \times 0.6 = 0.162 \text{ KN}$$

$$W_p = G_1 + G_2 = 4.099 \text{ kN (poids total).}$$

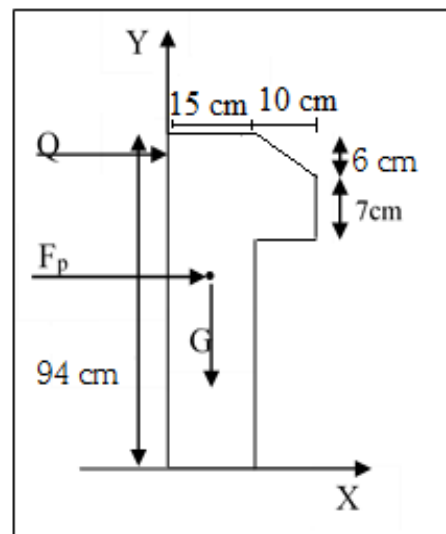


Figure III.24.1 Coupe transversal de l'acrotère

La force sismique: $F_p = 4.A.C_p.W_p$RPA99 (Art 6.2.3)

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, pour la zone et le groupe d'usages appropriés.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8

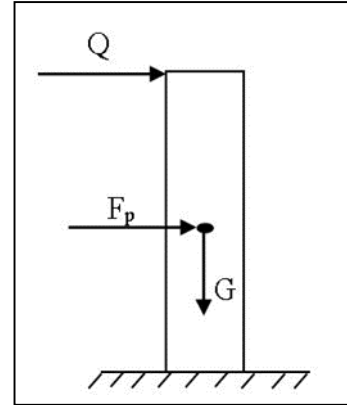
W_p : poids de l'élément considéré.

$$\text{Pour notre cas : } \begin{cases} A = 0.15 \\ C_p = 0.8 \\ W_p = 4.05 \text{ kn} \end{cases}$$

Donc $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 4.099 \Rightarrow F_p = 1.96 \text{ KN}$

Le centre de gravité de la section G ($X_g ; Y_g$)

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} = 8.9 \text{ cm} ; Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} = 51.15 \text{ cm}$$



III.4.2. Calcul des sollicitations

Figure III.24.2 : les sollicitation sur l'acrotère

L'acrotère est sollicité par :

$N_G = 4.099 \text{ KN} ; M_G = 0 \text{ KN.m}$

$N_Q = 0 \text{ KN} ; M_Q = Q \times h = 1 \times 0.94 = 0.94 \text{ KN.m}$

$N_{FP} = 0 \text{ KN} ; M_{FP} = F_p \times Y_g = 1.96 \times 0.5115 = 1 \text{ KN.m}$

- **Les combinaisons d'actions**

Tableau III.26. Combinaisons d'action de l'acrotère

	ELU acc	ELU fond	ELS
Combinaisons des charges	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N(KN)	4.099	5.53	4.099
M(KN.m)	1.94	1.41	0.94

III.4.3. Calcul de l'excentricité à l'ELU

$$\text{On a : } \begin{cases} e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.41}{5.53} = 0.25m \\ \frac{H}{6} = \frac{0.94}{6} = 0.15 \text{ m} \end{cases}$$

$e_0 > \frac{H}{6}$, La section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple pour une section rectangulaire $b \times h$.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 tel que $e = e_0 + e_a + e_2$ BAEL99 (art A.4.4)

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$e_a = \max (2cm ; \frac{h}{250}) = 2cm$. Avec, h : hauteur de l'acrotère.

$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$, avec $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$ tel que $M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0$.

\emptyset : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement pris égale à 2

l_f : Longueur de flambement qui est égale à $2 \times l_0$

h_0 : La hauteur de la section qui est égale à 10 cm

Donc : $e_2 = \frac{3 \times 1.88 \times (2 + 0)}{0.15 \times 10^4} = 0.014$ m

$e = e_0 + e_a + e_2 = 0.25 + 0.02 + 0.014$

$e = 0.284$ m.

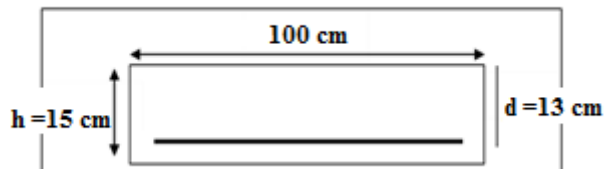


Figure III.25. La section à ferrailer

III.4.4. Ferrailage de la section

$f_{bu} = 14.2$ Mpa

$f_{st} = 348$ MPa

$N_u = 5.53$ KN

$M_u = N_u \times e = 1.55$ kn.m

$e_0 > \frac{H}{6}$, La section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple pour une section rectangulaire $b \times h$.

$$M_f = M_u + N_u \times (d - \frac{h}{2}) = 1.55 + 5.53 \times (0.13 - \frac{0.15}{2}) \Rightarrow M_f = 1.85 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d \times f_{bu}} = 0.0077 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0096; z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.129 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_f}{f_{st} \times z} \Rightarrow A_t = \frac{1.85 \times 10^{-3}}{348 \times 0.129} \Rightarrow A_t = 1.41 \text{ cm}^2$$

Donc, la section à la flexion composée sera : $A_s = A_t - \frac{N_u}{f_{st}} = 1.33 \text{ cm}^2$

III.4.5. Vérification à l'ELU

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{min} \Rightarrow$ On ferraille avec A_s et on adopte 4HA8 = 2.01 cm²/ml.

✓ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2. \text{ On ferraille avec } 3 \text{ } \varnothing 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement**

Armatures principales : $St \leq (100/4 = 25 \text{ cm}) \dots \dots \dots$ On adopte $St = 25 \text{ cm}$.

Armature de répartition : $St \leq (100/3 = 33 \text{ cm}) \dots \dots \dots$ On adopte $St = 30 \text{ cm}$.

✓ **Vérification au cisaillement**

$$\overline{\tau}_U = \min(0.15 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = F_p + Q = 1.96 + 1 = 2.96 \text{ kn}$$

$$\tau_U = \frac{V_u}{b.d} = \frac{2.96 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.022 \text{ MPa}$$

$\tau_U < \overline{\tau}_U \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

III.4.6. Vérification à l'ELS

$$N_{ser} = 4.099 \text{ kn}; M_{ser} = 0.94 \text{ kn.m}; d = 0.13 \text{ m}$$

✓ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu t} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

III.4.7. Calcul de l'excentricité

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + (d - y) = 0.28 \text{ m}; \quad e_G > \frac{h}{2} = \frac{0.15}{2} = 0.075 \text{ m}$$

$$y_{ser} = y_c + c; c = d - e_G = -0.15 \text{ m} \quad (c < 0 \text{ et } y_c > 0);$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0; \text{ Avec : } \begin{cases} p = -3C^2 + 90 \frac{A}{b} (d - C) = -0.06 \text{ m}^2 \\ q = -2C^3 - 90 \frac{A}{b} (d - C)^2 = 0.0081 \text{ m}^3 \end{cases}$$

$$\Delta = \frac{4p^3}{27} + q^2; \Delta < 0, \text{ l'équation admet trois solutions}$$

$$y_{c1} = a \cos \frac{\varphi}{3}; \quad y_{c2} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120\right); \quad y_{c3} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

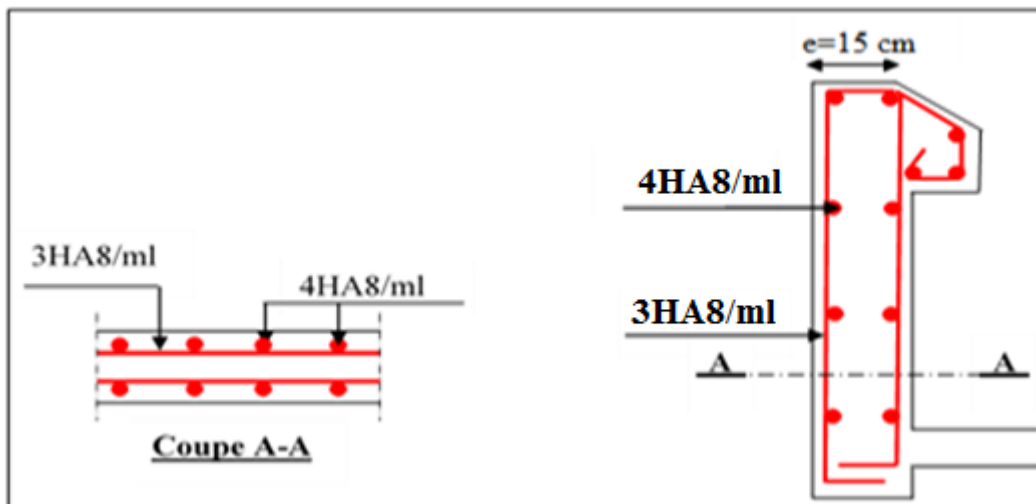
$$y_{c1} = 29 \text{ cm}; \quad y_{c1} = -20.3 \text{ cm}; \quad y_{c1} = 0.0891 \text{ cm}$$

$$0 \leq y_c + c \leq h = 15 \text{ cm}$$

Alors $y_c = 20.3 \text{ cm}$

III.4.8. Schéma de ferrailage

Figure III.26. Schéma de ferrailage de l'acrotère



III.5. Etude des escaliers

Les escaliers sont calculés à la flexion simple en considérant la section à ferrailler comme une section rectangulaire de largeur 1m et de hauteur h.

III.5.1. Calcul de l'escalier Type 1 (étages courants)

- **Les chargements :**

On a ; Palier : $G_p = 5.43 \text{ KN/m}^2$; Volée : $G_v = 8.49 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

- **Combinaison de charges:**

- ✓ **Volée**

ELU: $qu = (1.35G + 1.5Q) * 1$;

$qu = 15.616 \text{ KN/m}$

ELS: $qu = (G + Q) * 1 = 11.29 \text{ KN/m}$

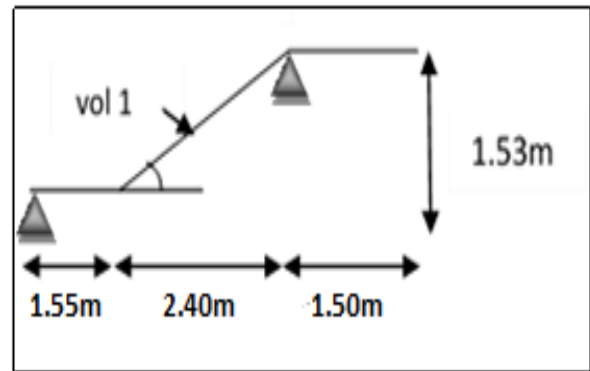


Figure III.27. Schéma statique d'escalier type 01

- ✓ **Palier**

ELU: $qu = (1.35G + 1.5Q) = 11.08 \text{ KN/m}$

ELS: $qu = (G + Q) = 07.93 \text{ KN/m}$

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

III.5.1.1. Calcul a EL

$\Sigma F/x = 0 \rightarrow RA + RB = 7.2 + 33.79 + 37.47$

$RA + RB = 78.46 \text{ KN}$

$\Sigma M/A = 0 \rightarrow RA = 39.19 \text{ kN} ; RB = 39.27 \text{ KN}$

A. Calcul des sollicitations

• **Effort tranchant**

$$0 \leq x \leq 1.55m$$

$$T_Y(x) = -35.6 + 11.08 x \dots\dots\dots (A)$$

$$1.55 \leq x \leq 3.95 m$$

$$T_Y(x) = -42.61 + 15.61 x \dots\dots\dots (B)$$

$$0 \leq x \leq 1.5 m$$

$$.T_Y(x) = -35.67 + 11.08 x \dots\dots\dots (C)$$

Moment fléchissant:

$$0 \leq x \leq 1.55m$$

$$M(x) = 35.6 x - 5.54 x^2 \dots\dots\dots (A)$$

$$1.55 \leq x \leq 3.95 m$$

$$.M(x) = -7.8 x^2 + 42.6x - 5.45 \dots\dots\dots (B)$$

$$0 \leq x \leq 1.5m$$

$$M_y(x) = 35.67x - 5.54x^2 \dots\dots\dots (C)$$

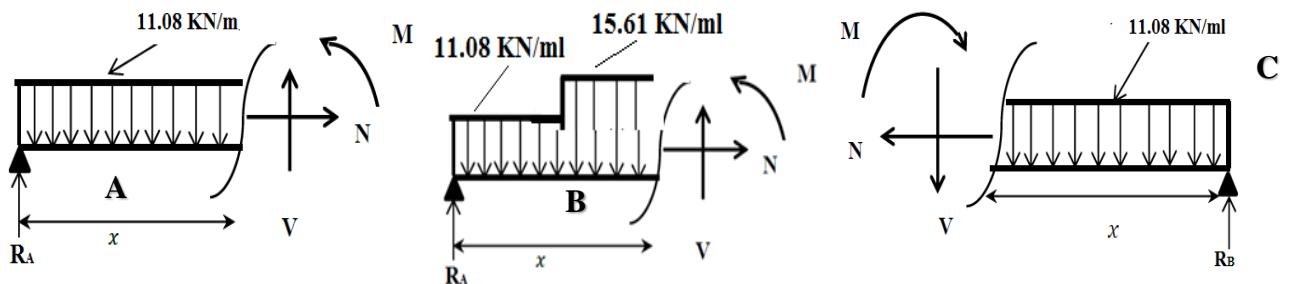


Figure III.28. Les défiantes coupes d'escalier

Le moment max à (x₀) :

$$T(x_0) = 0 \Rightarrow x_0 = 3.22m ; M(3.22) = 57.41KN.m$$

$$M_{max} = 57.41KN.m$$

$$M^t = 0.75 * M_{\max} = 43.05 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{En travée.}$$

$$M^a = 0.5 * M_{\max} = 28.705 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{En appui .}$$

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau III.16.

Tableau III.27. Calcul des sollicitations dans l'escalier.

Etats limites	M0 (KN.m)	Ma ^{max} (KN.m)	Mt ^{max} (KN.m)	Vu (KN)
ELU	57.41	28.705	43.05	39.27
ELS	42.51	21.255	31.88	29.55

B. Le ferrailage

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section (b × e).

Le tableau suivant représente le calcul de ferrailage à la flexion simple.

Les caractéristiques géométriques de la section sont :

$$S = (b * h) \text{ avec } (b=100\text{cm}, h=16\text{cm}).$$

$$FPN, e = 16\text{cm} , d = 14\text{cm} , b = 1\text{ml} , Mt = 43.05\text{KN.m} ; Ma = -28.705 \text{ KN.m}$$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III.28. Calcul de ferrailage à l'ELU

Position	M (KN.m)	u _{bu}	α	Z(cm)	A cal (cm ² /ml)	A min (cm ² /ml)	A opt (cm ² /ml)
En travée	43.05	0.154	0.021	12.8	8.4	1.69	6HA14=9.24
En appuis	28.7	0.103	0.136	13.2	5.43	1.69	5HA12=5.65

Selon l'article **E.8. 2.41 du BAEL91** lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égale à.

- **En travée**

$$A \text{ (répartition)} \geq \frac{A}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA10=2.36cm², espace: $\frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$

- **En appuis**

$$A \text{ (répartition)} \geq \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA10=2.36cm², espace: $\frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$

On prend un espacement de 30 cm

- **Espacement des barres**

Armatures longitudinales : $S_t \leq \min(3e; 33) \text{ cm} = 30 \text{ cm}$

Armatures transversales : $S_t \leq \min(4e; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$

Soit : $S_t = 30 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ condition vérifiée.

III.5.1.2. Vérification à l'ELU

- ✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{39.27 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.16} = 0.245 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.245 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.39 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- ✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > \left(v_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(39.27 \cdot 10^{-3} - \frac{43.05 \cdot 10^{-6}}{0.9 \cdot 14} \right) \cdot \frac{1.15}{400} = 1.12 \text{ cm}^2$$

III.5.1.3. Vérification à l'ELS:

Tableau III.29. Calcul de sollicitation à l'ELS :

Sollicitation	R _A (kn)	R _b (kn)	M ₀ (KN)	M _t max (KN)	M _a max (KN)
ELS	28.93	29.55	42.51	31.88	21.255

État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M}{I} \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 F_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

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

Tableau III.30. Vérification les contraintes dans l'escalier.

Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Condition vérifiée
En travée	31.88	28547.68	4.42	4.93	15	
En Appui	21.25	18459.95	3.73	4.29	15	

III.5.1.4. Vérification de l'état limite de déformation:

$$\frac{h}{l} = \frac{16}{545} = 0.0293 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l} = 0.0293 < \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{31.88}{10 \cdot 42.5} = 0.075$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} = 0.0048 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, la flèche doit donc être calculée conformément au **CBA93** et au **BAEL91**.

Pour une portée supérieure à 5 m, la flèche admissible est :

Tableau III.31. vérification de l'état limite de déformation

	Etage commence
Condition 1	<i>condition non vérifiée</i>
Condition 2	<i>condition non vérifiée</i>
Condition 3	<i>condition vérifiée</i>
$M_t^G(KN.m)$	24.4185
$M_t^J(KN.m)$	18.2801
$M_t^P(KN.m)$	32.3082
$I_0(10^{-4} m^4)$	2.193229
ρ	0,0066
Ev (Mpa)	10818.865
Ei(Mpa)	32456.586
λi	3,181818182
λv	1,272727273
Y(10^{-2})	4.995
I($10^{-4} m^4$)	1.53933
$\sigma_{SG}(Mpa)$	214.24897
$\sigma_{sp}(Mpa)$	283.4735
$\sigma_{sj}(Mpa)$	160.3906
μ_g	0.52618
μ_j	0.41982
μ_p	0.61653
$I_{fgi}(10^{-5} m^4)$	0.89804
$I_{fgv}(10^{-5} m^4)$	1.43832
$I_{fj}(10^{-5} m^4)$	1.02814
$I_{fpi}(10^{-5} m^4)$	0.81087
fgi(mm)	2.488366
fgv(mm)	4.660941
fji(mm)	1.627103

f_{pi} (mm)	3.646304
Δf (mm)	4.1917763
f' (mm)	5.455
$\Delta f < f'$	Condition vérifiée

Soit 6HA14 → $A_s = 9.24$

$\Delta f < f'$ la condition est vérifiée

III.5.1.5. Schéma de ferrailage

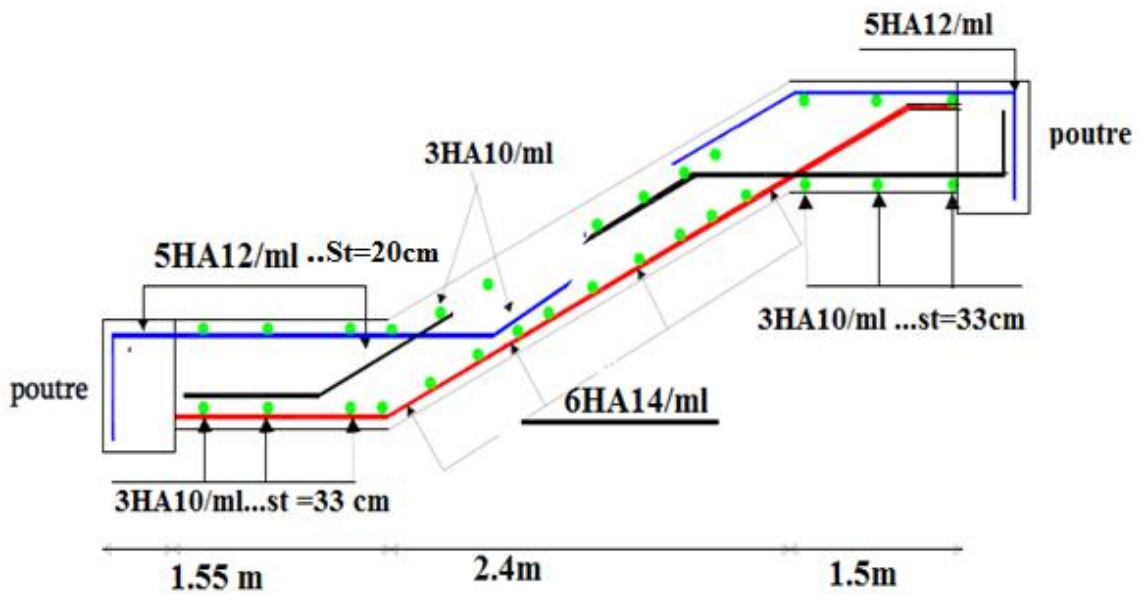


Figure III.29. Schéma de ferrailage d'escalier du l'étage courant

III.5.2. Calcule pour les autre type d'escalier

III.5.2.1. Escalier de RDC

A. Calcul les sollicitations

Tableau III.32. Calcul les sollicitations dans l'escalier de RDC

	ELU	ELS
q_v (kn/m)	15.52	11.22
q_p (kn/m)	11.08	7.93
RA(KN)	29.6	21.29
RB(KN)	34.13	24.65
$M0^{max}$ (kn.m)	37.54	27.09
Mt(kn.m)	31.94	23.02
Ma(kn.m)	18.77	10.83

V^{\max} (KN)	34.13	31.09
-----------------	-------	-------

B. Ferrailage

Tableau III.33. calcul la section des armatures

	En traver	En appuis
A (trouver cm^2)	6.98	3.99
A' (cm^2)	00	00
A(choiser cm^2)	7.70	4.52
Le choix des barre	5HA14	4HA12
A min (cm^2)	1.69	1.69
Ar(cm^2)	0.785	0.5
Choix de Ar	3HA8	2HA8
Ar(choiser cm^2)	1.51	1.01

C. Les vérifications nécessaire

Tableau III.34. vérification à l'ELS

Condition de non fragilité	$A=7.7\text{cm}^2$	$A_{\min} = 1.69\text{cm}^2$	Condition vérifiée
Condition de non fragilité	ζ_u (Mpa)=0.2438	ζ'_u (Mpa)=3.33	Pas de rupture par cisaillement
Vérification des contraintes	σ_{bc} (Mpa)=11.157	σ'_{bc} (Mpa)=15	Condition vérifiée
Etat limite d'ouverture des fissures	σ_{st} (Mpa)=566.932	σ'_{st} (Mpa)=0	Aucune vérification à faire
Etat limite de déformation	La première condition ne pas vérifier	La deuxième condition est vérifiée	La troisième condition est vérifiée

III.5.2.2. Escalier de Entre-sol 02

Le calcul se fait en deux parties :

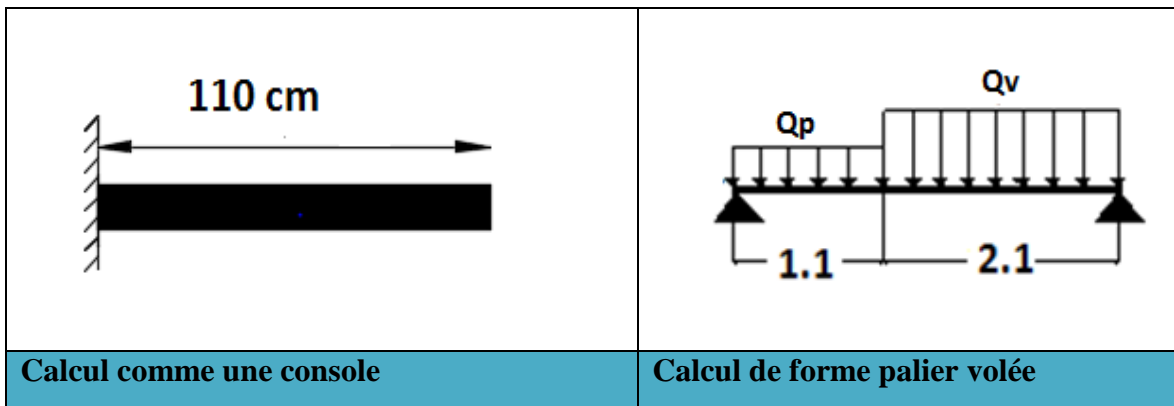


Figure III.30. Schéma statique d'escalier entre sol 02

A. Calcul de la console

Tableau III.35. calcul les sollicitations dans la console

	ELU	ELS
Qu(kn/m ²)	15.44	11.16
Pu (KN /m)	3.60	2.67
Vu(KN)	20.58	14.94
Mu(kn.m)	1.33	9.68

B. Ferrailage

Tableau III.36. calcul de la section des armatures

A (trouver cm ²)	2.80
A(choiser cm ²)	3.14
Le choix des barre	4HA10
A min (cm ²)	1.69
Ar(cm ²)	1.33

C. Les vérifications nécessaires

Tableau III.37. vérification à l'ELS

Condition de non fragilité	A=3.14cm ²	Amin =1.69cm ²	Condition vérifiée
Condition de non fragilité	ζu (Mpa)=0.15	ζ'u (Mpa)=3.33	Pas de rupture par cisaillement
Vérification des contraintes	σbc (Mpa)=4.26	σ'bc (Mpa)=15	Condition vérifiée
Etat limite d'ouverture des fissures	σst (Mpa)=188.95	σ'st (Mpa)= 201.63	Condition vérifiée

Etat limite de déformation	La première condition est vérifiée	La deuxième condition est vérifiée	La troisième condition est vérifiée
----------------------------	------------------------------------	------------------------------------	-------------------------------------

III.5.2.3. Calcule de palier volée

A. Calcul des sollicitations

Tableau III.38. calcul des sollicitations de l'escalier

	ELU	ELS
RA(KN)	18.55	13.29
RB(KN)	21.70	15.63
Vu(KN)	21.70	19.71
Mt(kn.m)	13.20	9.47
Ma(kn.m)	7.76	4.46

B. Ferrailage

Tableau III.39. calcul de la section des armatures

	En travée	En appuis
A (trouver cm ²)	2.77	1.62
A(choiser cm ²)	3.14	2.36
Le choix des barre	4HA10	3HA10
A min (cm ²)	1.69	1.69
Ar(cm ²)	0.78	0.50

C. Les vérifications nécessaires

Tableau III.40. Vérification à l'ELS

Condition de non fragilité	A= 3.14cm ²	Amin =1.69cm ²	Condition vérifiée
Condition de non fragilité	ζ_u (Mpa)=0..155	ζ'_u (Mpa)=3.33	Pas de rupture par cisaillement
Vérification des contraintes	σ_{bc} (Mpa)=2.59	σ'_{bc} (Mpa)=15	Condition vérifiée
Etat limite d'ouverture des fissures	σ_{st} (Mpa)=169.05	σ'_{st} (Mpa)=0	Aucune vérification à faire
Etat limite de déformation	La première condition ne pas vérifiée	La deuxième condition est vérifiée	La troisième condition est vérifiée

III.5.2.4. Escalier entrée de RDC

A. Calcul des sollicitations

Tableau III.41. calcul des sollicitations de l'escalier

	ELU	ELS
RA(KN)	26.28	18.85
RB(KN)	31.31	22.57
Vu(KN)	31.31	28.47
Mt(kn.m)	26.49	19.04
Ma(kn.m)	15.58	8.96

B. Ferrailage

Tableau III.42. calcul de la section des armatures

	En travé	En appuis
A (trouver cm ²)	5.73	3.29
A(choisir cm ²)	6.16	4.52
Le choix des barre	4HA14	4HA12
A min (cm ²)	1.69	1.69
Ar(cm ²)	0.78	0.50

C. Les vérifications nécessaire

Tableau III.43. vérification à l'ELS

Condition de non fragilité	$A=7.7\text{cm}^2$	$A_{\min} = 1.69\text{cm}^2$	Condition vérifiée
Condition de non fragilité	ζ_u (Mpa)=0.223	ζ'_u (Mpa)=3.325	Pas de rupture par cisaillement
Vérification des contraintes	σ_{bc} (Mpa)=9.23	σ'_{bc} (Mpa)=15	Condition vérifiée
Etat limite d'ouverture des fissures	σ_{st} (Mpa)=468.91	σ'_{st} (Mpa)=0	Aucune vérification à faire
Etat limite de déformation	La première condition ne pas vérifiée	La deuxième condition est vérifiée	La troisième condition est vérifiée

III.6. Etude de la poutre palière

- Dimensionnement

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 22.66 \text{ cm} < h < 34 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \text{ RPA99/2003 (Art: 7.5.1)}$$

On prend: h = 30 cm; b = 30 cm.

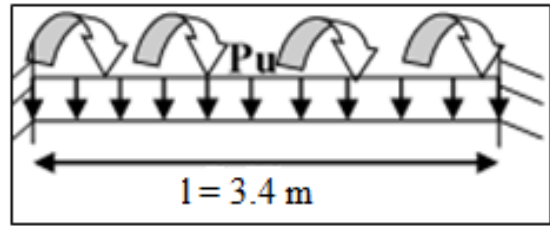


Figure III.31. schéma statique

- Les charges sur la poutre

g₀ : poids propre de la poutre ; avec g₀ = 25 × 0.3 × 0.3 = 2.25 kn/ml

III.6.1.1. Les sollicitations de la poutre palière

L'ensemble des sollicitations sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau III.44. calcul des sollicitations de la poutre palière

ELU	ELS
R _B = 39.27 KN/ml	R _B = 29.55 KN/ml
g ₀ = 2.25 KN/ml	g ₀ = 2.25 KN/ml
P _u = 1.35 g ₀ + R _B	P _s = g ₀ + R _B
P _u = 42.3 KN/ml	P _s = 31.8 KN/ml
M _a = (P _u *L ²)/24 = -20.37 KN.m	M _a = (P _s *L ²)/24 = -15.32 KN.m
M _t = -P _u *L ² / 12 = 40.75 KN.m	M _t = -P _s *L ² / 12 = 30.63 KN.m
V _u = (P _u *L)/2 = 71.91 KN	

III.6.1.2. Calcul de la section d'armature à la flexion simple

Tableau III.45. calcul de la section d'armature

	M (kn.m)	b _u	α	Z (m)	A _{flexion} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
En appuis	20.37	0.061	0.078	0.271	2.16	1.01
En travée	40.75	0.122	0.163	0.262	4.47	1.01

III.6.1.3. Les vérifications nécessaires

- **Armatures transversales à la flexion simple**

$$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / f_e \Leftrightarrow A_t \geq 0.3 \times 0.3 \times 0.1 / 400 = 0.225 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

Avec, $S_t = 10 \text{ cm}$ **RPA99 (Art 7.5.2.2)**

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.85 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Espacement des armatures longitudinales :**

- Armatures longitudinales : $S_l = 10 \text{ cm} \leq \min(0.9d \times 40 \text{ cm}) = 25.2 \text{ cm}$

III.6.1.4. Calcul de la section d'armature à la torsion

Le moment dans la pailleasse M_a (au niveau de l'appui), engendre une torsion dans la poutre palière.

$$M_{tor} = 10.18 \text{ kn.m/ml} ; M_{tor}^{max} = M_{tor} \times \frac{L}{2} = 17.31 \text{ kn.m}$$

Pour une section pleine, on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section. **BAEL (Art A.5.4.22)**

U : Périmètre de la section de la poutre palière.

Ω : Air du contour tracé à mi hauteur.

e : Épaisseur de la paroi.

$$e = \phi / 6 = b / 6 = 5 \text{ cm} .$$

$$\Omega = [b - e] \times [h - e] = 625 \text{ cm}^2$$

$$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 100 \text{ cm}$$

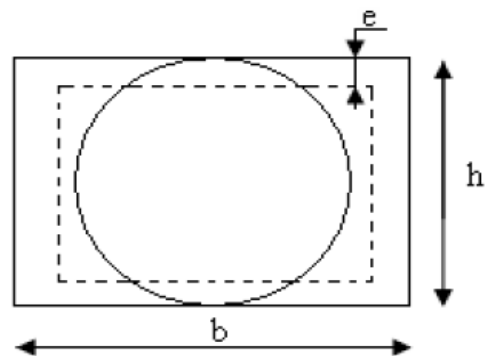


Figure III.32. la section à ferrailer

- **Armatures longitudinales en torsion**

$$A_{long}^{tors} = \frac{M_{tor}^{max} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{17.31 \times 10^{-3} \times 1 \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 348} = 4.57 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales en torsion**

$$A_t^{tors} = \frac{M_{tor}^{max} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

Si on fixe S_t à 10 cm ; $A_t^{tors} = \frac{17.31 \times 10^{-3} \times 0.1 \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 348} = 0.45 \text{ cm}^2$

Section d'armatures longitudinales globale

- ✓ **En appuis**

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{long}^{tors}}{2} = 2.16 + \frac{4.57}{2} = 4.44 \text{ cm}^2$$

- ✓ **En travée :**

$$A_i^t = A_a + \frac{A_{torsion}}{2} = 4.47 + \frac{4.57}{2} = 6.75 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

Avec : $\tau_u = \sqrt{\tau_{tors}^2 + \tau_u^2}$ or $\tau_u = 0.85 \text{ MPa}$

$$\tau_{tors} = \frac{M_{TOR}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{17.31 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 2.77 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 2.89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$

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

- **Choix des armatures**

Pour A^a on choisit 6HA10 = 4.71 cm²

Pour A_i^t on choisit 6HA12 = 6.79 cm²

Pour A_{trans} on choisit cadre+ étrier $\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Exigence du RPA

$$A_{min} = 0.5\% b \times h = 4.5 \text{ cm}^2 < A = A_t + A_a = 11.5 \text{ cm}^2 \text{ RPA (Art 7.5.2.1)}$$

III.6.1.5. Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes

Tableau III.46. Vérification des contraintes

Mser (kn)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
15.32	13.85	177237.6	6.55	15

III.6.1.6. Evaluation de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.088 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.033 \dots \dots \dots \text{vérifier} \\ \frac{A_t}{b \times d} = 0.0053 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifier} \end{array} \right.$$

Donc, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.6.1.7. Schéma de ferrailage

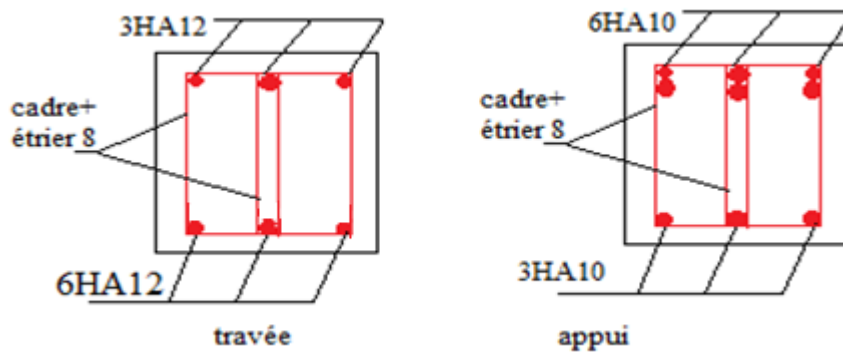


Figure III.33. Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.7. Etude de la poutre brisée

Cette poutre se calcul en flexion et en torsion.

- **Le pré dimensionnement**

$$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10}$$

$$33.33cm \leq h \leq 50cm$$

On prend : $\begin{cases} h = 40cm \\ b = 30cm \end{cases}$

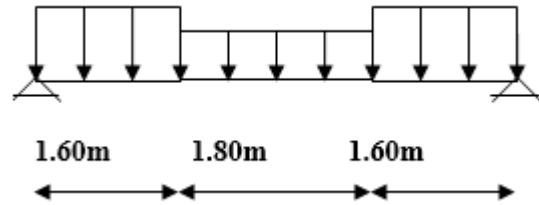


Figure III.34. Schéma statique.

- **Vérification des conditions du RPA99/2003**

Selon les recommandations du RPA99 addenda 2003, on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} h \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ h/b \leq 4 \end{cases} \text{ Sachant que } \rightarrow \begin{cases} b : \text{largeur de la poutre} \\ h : \text{hauteur de la poutre} \end{cases}$$

Les trois conditions sont satisfaites.

III.7.1.1. Calcul à la flexion simple

La poutre est soumise à son :

Poids propre : $g_0 = \gamma \times S = 25 \times 0.3 \times 0.4 = 3KN/ml$

Poids de la paillasse inclinée : $g_1 = 0.3 \times 0.4 \times \frac{25}{\cos 29.53^\circ} = 3.45KN/ml$

La charge transmise de l’escalier : $R_B = 21.7 KN/ml$

A. L’ELU

A.1. Calcul des sollicitations

En utilisant la méthode RDM, on trouve les sollicitations suivantes :

$RA = 16.47 KN ; RB = 16.47 KN ; M0 = 24.97KN.m$

$$\begin{cases} M_t = 0.85M_0 = 21.22 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.4M_0 = 9.98 \text{ KN.m} \\ V_{\max} = 16.47 \text{ KN} \end{cases}$$

A.2.Ferraillage

En travée: $\mu_{bu} = 0.034$, $\alpha = 0.043$, $z = 0.373 \text{ m}$, $A_t = 1.63 \text{ cm}^2$

En appuis: $\mu_{bu} = 0.016$, $\alpha = 0.02$, $z = 0.376 \text{ m}$, $A_a = 0.76 \text{ cm}^2$

III.7.1.2. Les vérifications nécessaires

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.5\% \times b \times h = 6 \text{ cm}^2.$$

- Calcul à la torsion Art (A.5.4) [4]

$$A_T = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

Avec : M_T : moment de torsion.

$$M_T = 6.21 \text{ KN.m} = M_a^B.$$

ϕ : Diamètre de la petite dimension (b = 30cm.)

$$e = \frac{1}{6} \times \phi = \frac{1}{6} \times b = 5 \text{ cm}.$$

Ω : Section creuse à mi-épaisseur.

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = 875 \text{ cm}^2.$$

U : Périmètre de Ω .

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 120 \text{ cm}.$$

$$D'ou; A_T = 1.22 \text{ cm}^2.$$

-Pour les armatures longitudinales : flexion + torsion

En travée : $A_t = A_T + \frac{A_l}{2} = 2.03 \text{ cm}^2$; En appui : $A_a = A_T + \frac{A_l}{2} = 1.6 \text{ cm}^2$.

soit $A_t = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$ soit $A_a : 3\text{HA} 10 = 2.36 \text{ cm}^2$

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0.144 \text{ MPa.}$$

$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} = 0.39 \text{ MPa.}$$

$$\tau_T = \sqrt{\tau_u^2 + \tau_T^2} = 0.42 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u}.$$

- **Calcul des armatures transversales**

Soit : $S_t = 15 \text{ cm.}$

- **Flexion simple**

$$A_{tran} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = 0.45 \text{ cm}^2.$$

$$A_{tran} \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = -0.68 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{valeur négligeable.}$$

- **Torsion**

$$A_{tran}^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2.$$

$$A_{tran} = \frac{M_T \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 0.084 \text{ cm}^2.$$

$$D'ou : A_{Tran} = A_{tran}^{F.\max} + A_{tran}^{T.\max} = 0.76 \text{ cm}^2.$$

Le choix : $A_{Tran} = 4\text{T}8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

A.2. L'ELS

- **Calcul des sollicitations**

$RA = 13.29 \text{ KN}$, $RB = 15.63 \text{ KN}$.

$$M_0^{ser} = 11.15 KN.m.$$

$$\begin{cases} M_t^{ser} = 0.85 \times M_0^{ser} = 9.47 KN.m. \\ M_a^{ser} = 0.4 \times M_0^{ser} = 4.46 KN.m. \end{cases}$$

- Les vérifications nécessaires :
- Vérification de l'état limite de compression

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \quad \sigma_{bc} = 15 MPa.$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 3.2 cm.$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 6586 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.49 MPa < 15 MPa \dots\dots\dots C'est vérifiée.$$

- Vérification de l'état limite de déformation

$$\begin{cases} \frac{h}{l} = \frac{40}{400} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots c'est vérifié. \\ \frac{h}{l} = 0.1 > \frac{M_t^{ser}}{10 \times M_0} = \frac{9.47}{10 \times 11.15} = 0.082 \dots\dots\dots c'est vérifié. \\ \frac{A}{b \times d} = \frac{2.7}{30 \times 38} = 0.0024 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots c'est vérifié. \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc on n'a pas à vérifier la flèche.

III.7.1.3. Schéma de ferrailage de la poutre brisée

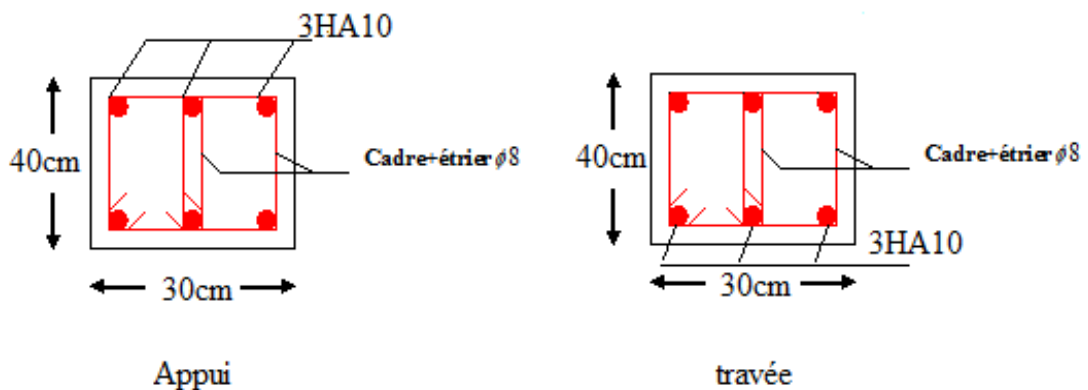


Figure III.35. Schéma de ferrailage de la poutre brisée

Chapitre IV
Etude dynamique

Introduction

L'objectif d'une étude dynamique est d'assurer une bonne résistance vis-à-vis actions sismiques, afin de limiter les dommages causées tout en respectant les aspects de la construction qui sont : L'économie, La résistance, L'aspect architectural.

Pour cela nous nous servons du logiciel **ETABS 2016**.

IV.1. Le choix de la méthode de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul des forcessismiques peut être mené suivant deux principales méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode dynamique.

IV.1.1. La Méthode statique équivalente

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

IV.1.2. La Méthode dynamique

Qui regroupe :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

La hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieure à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99 Art 4.1.2**).

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.2. La présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectrale est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures. Dans cette méthode, on recherche 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 vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante: $V_{dyn} \geq 0.8 V_{st}$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de $(0.8 V_{st}/V_{dyn})$.

Avec, V_{dyn} : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modal).

$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R}$: L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

W : Poids total de la structure.

R : Coefficient de comportement de la structure.

Q : Facteur de qualité.

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

Groupe d'usage (2) A=0.15

Zone sismique (IIa)

Dans le cas de notre projet, on adopte un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : **R = 5**.

$Q = 1 + \sum Pq \dots \dots \dots$ **RPA99/2003 (Formule 4.4)**

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non. Les valeurs à retenir sont dans le tableau IV.1 (le calcule ce fait dans les deux sens).

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités

“ Critère q ”	Observé	Pq /xx	Observé	Pq /yy
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	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc : $Q_x = 1.20$ $Q_y = 1.20$

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta * W_{Qi} \dots \text{RPA99(formule4.5)}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Le poids de la structure est : **W= 39081,5051 KN**

$$D = 2.5\eta, \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2$$

$$D = 2.5\eta(T_2/T) \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \quad \text{RPA99(formule4.2)}$$

$$D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}(3.0/T)^{2/3} \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99(formule4.3)}$$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre structure, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 10\% \quad \text{d'où } \eta = 0.76$$

On a un site meuble S2 : T1 = 0.15 s et T2 = 0.40 s **RPA99/2003(tableau4.7)**

A. Le calcul de la période fondamentale de la structure

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc :

$$T = CT h^{3/4}$$

$$T = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

H = 34.54 m : Hauteur total du bâtiment

CT = 0,05 : Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (**Tableau 4.6 du RPA99/2003**)

L : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$L_x = 24.80\text{m} \quad L_y = 14.55\text{m}$$

$$T_x = \min(0.62, 0.71) = 0.62\text{s}$$

Donc,

$$T_y = \min(0.815, 0.71) = 0.71\text{s}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$T_x = 1.3 \times 0.62 \Rightarrow T_x = 0.806 \text{ s}$$

$$T_y = 1.3 \times 0.71 \Rightarrow T_y = 0.923 \text{ s}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} \text{ donc : } D_x = 1.419 \text{ et } D_y = 1.300$$

B. La force sismique totale à la base de la structure est

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R} \dots\dots\dots \text{RPA99(Art4.2.3)}$$

$V_X=1996.73 \text{ KN}$

$V_Y=1828.40 \text{ KN}$

C. Le spectre de réponse de calcul

Pour la méthode dynamique modale spectrale, les forces sismiques sont représentées par spectre de réponse de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 2.5 * A * (1 + \frac{T}{T_1} (2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1)) \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 * \eta * (1.25 A) * (\frac{Q}{R}) \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 * \eta * (1.25 A) * (\frac{Q}{R}) * (\frac{T_2}{T_1})^{(2/3)} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 * \eta * (1.25 A) * (\frac{Q}{R}) * (\frac{T_2}{3})^{(2/3)} (\frac{3}{T})^{(5/3)} \dots\dots\dots T > 3 \end{cases}$$

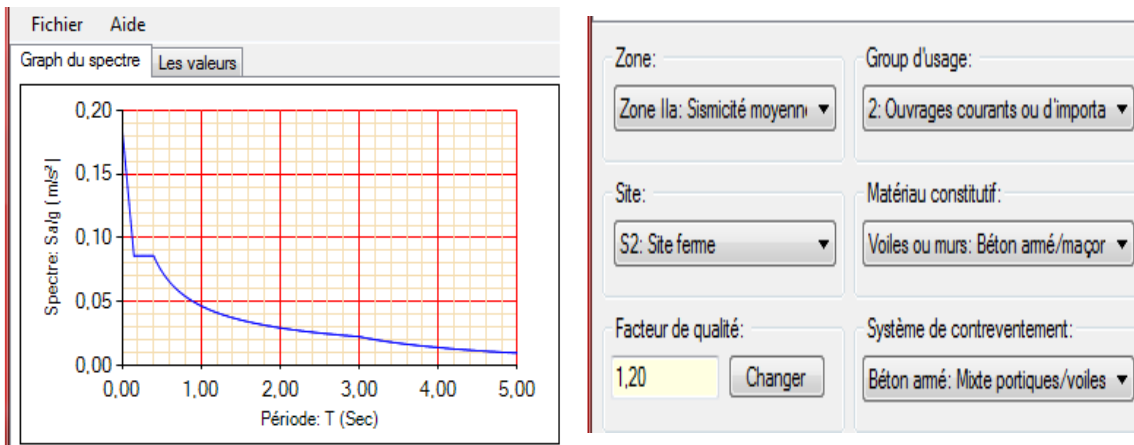


Figure IV.1. Spectre de réponse.

IV.3. Interprétation des résultats des Résultats obtenus

Pour l’application de la méthode dynamique modale spectrale, on a utilisé un logiciel d’analyse par éléments fini dénommé ETAPS 2016.

Après la modélisation de notre structure, nous avons obtenus les résultats suivants :

IV.3.1. La disposition des voiles de contreventement :

La forme architecturale et la présence de commerces dans notre structure a compliqué le choix de disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti, soit à un mauvais comportement de la structure, soit au non vérification de l’interaction voiles- portiques. Après plusieurs essais, on a retenu la disposition représentée en figure IV.2.

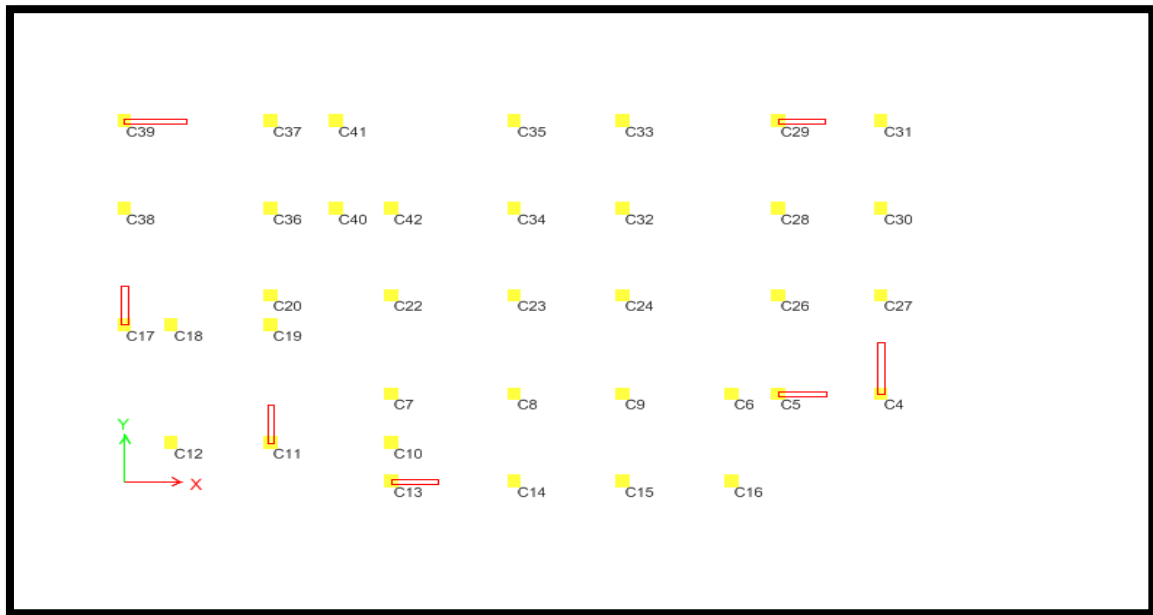


Figure: IV.2. La disposition des voiles

IV.3.2. Les périodes de vibration et le taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau IV.2 donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.2. Périodes et taux de participation massique.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Période Sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,979	0,0029	0,7116	0	0,0029	0,7116
Modal	2	0,869	0,7109	0,0042	0	0,7138	0,7158
Modal	3	0,79	0,0045	0,0008	0	0,7182	0,7166
Modal	4	0,326	0,0007	0,1294	0	0,7189	0,846
Modal	5	0,292	0,1236	0,0005	0	0,8425	0,8465
Modal	6	0,259	0,0057	0,00000194	0	0,8482	0,8465
Modal	7	0,184	0,000008177	0,0518	0	0,8482	0,8983
Modal	8	0,166	0,0453	0,0012	0	0,8935	0,8995
Modal	9	0,143	0,01	0,003	0	0,9035	0,9025
Modal	10	0,123	0,0005	0,0244	0	0,9039	0,9269
Modal	11	0,111	0,0245	0,0068	0	0,9284	0,9337
Modal	12	0,096	0,0095	0,0088	0	0,9379	0,9425

mode 1 : translation : selon y : $T_Y = 0,979$ s

mode 2 : translation : selon x : $T_X = 0,869$ s

On constate que la participation massique modale atteint 90% de la masse totale du bâtiment lorsqu'on prend 9 modes selon x et y

La période numérique obtenue par le logiciel (ETABS 2016) dans le mode 02 selon (x-x) inférieurs à celles calculées après majoration de 30% (RPA99/2003 Art 4.2.4) par contre la le mode 01 selon (y-y) période numérique est supérieur à celles calculées après majoration de 30% ,après tous les essai de disposition des voiles on as obtenu que il faut rigidifié d'avenage la structure jusque se que cette condition soit vérifié , par conséquence le créatrice économique serai pas vérifié .

Période majorées de 30% $T_x = 0.806 \text{ s} > T_x = 0.869 \text{ (numérique)}$

$T_y = 0,923 \text{ s} < T_y = 0.979 \text{ (numérique)}$

- *Comportement de la structure :*

Le premier mode représente une translation suivant y-y



Figure IV.3. (Mode1) translation suivant l'axe y-y.

Le deuxième mode représente une translation suivant x-x



Figure IV.4. (Mode2) translation suivant l'axe x-x.

Le troisième mode représente une rotation suivant l'axe z-z



Figure IV.5. (Mode3) rotation suivant l'axe z-z.

IV.4. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

IV.4.1. Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié, afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

La formule utilisée est la suivante : $u = N_d / (B \cdot f_c \cdot 28) \leq 0.3$ **RPA99 (Article 7.4.3.1)**

Tableau IV.3. Vérification de l'effort normal réduit.

	La section adoptée (cm ²)			N _d (KN)	U	Observation
	b (m)	h (m)	aire (m ²)			
ES2	0.5	0.55	0,275	1950.58	0,284	<i>vérifiée</i>
ES1	0,5	0,5	0,25	1750,56	0.280	<i>vérifiée</i>
RDC	0,45	0,5	0,225	1537,06	0,273	<i>vérifiée</i>
1	0,4	0,45	0.180	1309,39	0,291	<i>vérifiée</i>
2	0,4	0,45	0.180	1092,18	0,243	<i>vérifiée</i>
3	0,4	0,4	0.160	886,95	0,222	<i>vérifiée</i>
4	0,4	0,4	0.160	706,72	0,177	<i>vérifiée</i>
5	0,35	0,4	0.140	549,13	0,157	<i>vérifiée</i>
6	0,35	0,4	0.140	451,80	0,129	<i>vérifiée</i>
7	0,35	0,35	0.1225	366,60	0,120	<i>vérifiée</i>
8	0,35	0,35	0.1225	185,22	0,060	<i>vérifiée</i>

- L'effort normal réduit est vérifié à tous les niveaux

Justification de l'interaction voiles-portiques :

Le **RPA99/2003 (Art3.4. a)** exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- **Sous charges verticales**

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

- **Sous charges horizontales**

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4. Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques	voiles
	KN	KN	%	%
E-SOL2	33363.65	5910.305	84.96	15.04
E-SOL1	25802.55	5526.27	82.36	17.63
RDC	25675.11	5088.914	83.45	16.54
1^{er} Niveau	22565.06	4866.376	82.25	17.74
2^{ème} Niveau	19475.05	4300.033	81.91	18.08
3^{ème} Niveau	16442.93	3748.528	81.43	18.56
4^{ème} Niveau	13497.74	3084.333	81.4	18.60
5^{ème} Niveau	10567.84	2432.382	81.29	18.71
6^{ème} Niveau	7772.25	1682.847	82.20	17.8
7^{ème} Niveau	4945.00	1097.41	81.83	18.16

On remarque que l'interaction sous charge verticale est vérifiée pour tous les niveaux

Tableau IV5.Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.

Niveau	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	portique	voiles	Portiques	Voiles
	KN	KN	%	%	KN	KN	%	%
E-SOL2	955.01	1301.6	42,32	57,68	1252.44	970.75	56,34	43,66
E-SOL1	808.44	785.33	50,73	49,27	1209.82	462.48	72,35	27,65
RDC	1032.67	586.4	63,78	36,22	1129.12	418.41	72,96	27,04
1	897.77	646.15	58,15	41,85	947.81	485.71	66,12	33,88
2	947.5	463.2	67,17	32,83	1026.71	368.47	73,59	26,41
3	830.86	447.1	65,01	34,99	808.68	386.62	67,65	32,35
4	812.37	312.76	72,20	27,80	797.99	329.42	70,78	29,22
5	579,3	380.17	60,38	39,62	649.53	285.91	69,44	30,56
6	544,02	275.47	66,39	33,61	600.72	235.77	71,81	28,19

On remarque que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux

- **Vérification des déplacements**

Selon le **RPA99 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta K - \delta K-1$$

Avec : $\delta K = R \times \delta eK$

δK : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

δeK : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R=5)

Tableau VI.6. Vérification des déplacements. (Sens x-x).

Dans le sens X-X							
Niveau x	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	$(\%)\Delta_k/h_k$	Observation
SS2	0,0187	0,0935	0	0,0935	350,0	0,0267	Vérifiée
SS1	0,255	1,275	0,0935	1,181	350,0	0,337	Vérifiée
RDC	0,442	2,21	1,275	0,935	306,0	0,305	Vérifiée
1	0,6533	3,266	2,21	1,056	306,0	0,345	vérifiée
2	0,8657	4,328	3,266	1,062	306,0	0,347	vérifiée
3	1,069	5,345	4,328	1,017	306,0	0,332	vérifiée
4	1,2594	6,297	5,345	0,952	306,0	0,311	vérifiée
5	1,4367	7,183	6,297	0,886	306,0	0,29	vérifiée
6	1,5949	7,974	7,183	0,791	306,0	0,258	vérifiée
7	1,7257	8,628	7,974	0,654	306,0	0,213	vérifiée
8	1,8403	9,201	8,628	0,573	306,0	0,187	vérifiée

Tableau VI.7. Vérification des déplacements. (Sens y-y).

Dans le sens Y-Y							
Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	Observation
SS2	0.094	0,470	0	0,47	350.0	0,154	<i>vérifiée</i>
SS1	0,284	1,420	0,470	0,95	350.0	0,310	<i>vérifiée</i>
RDC	0.493	2,465	1,420	1,05	306.0	0,342	<i>vérifiée</i>
1	0.733	3,665	2,465	1,20	306,0	0,392	<i>vérifiée</i>
2	0.987	4.935	3,665	1.27	306,0	0.415	<i>vérifiée</i>
3	1.238	6.19	4.935	1.25	306,0	0.408	<i>vérifiée</i>
4	1.472	7.36	6.19	1.17	306,0	0.441	<i>vérifiée</i>
5	1.683	8.415	7.36	1.05	306,0	0.49	<i>vérifiée</i>
6	1,866	9.33	8.415	0.91	306,0	0.297	<i>vérifiée</i>
7	2.022	10.11	9.33	0.78	306,0	0.254	<i>vérifiée</i>
8	2.154	10.77	10.11	0.66	306,0	0.215	<i>vérifiée</i>

Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

Les effets du deuxième ordre (ou effet P- Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{PK}{\Delta K \times hk} \Delta K \leq 0.10$$

PK: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$PK = \sum n (Wgi + \beta \cdot Wqi)$$

VK: effort tranchant d'étage au niveau "k"

ΔK : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

hk: hauteur de l'étage "k".

Si $0.1 \leq \theta_K \leq 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1-\theta_k)$.

Si $\theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Tableau IV.8. Vérification a L'effet P- Δ

Niv	hk	Pk(KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta k(m)$	Vk(KN)	θ_k	$\Delta k(m)$	Vk(KN)	θ_k
ES2	3,50	39081,5051	0,00093	2040,342	0.00511	0,0047	1904,199	0.0275
ES1	3,50	34610,7498	0,01181	1969,8626	0.0592	0,0095	1834,654	0.0512
RDC	3.06	30403,6779	0,00935	1879,9169	0.0504	0,0105	1747,073	0.0597
1	3,06	26875,2027	0,01056	1773,9447	0.0522	0,0120	1644,783	0.064
2	3,06	23243,2403	0,01062	1634,4156	0.0493	0,0127	1513,725	0.0637
3	3,06	19640,89	0,01017	1477,1017	0.0441	0,0125	1370,307	0.0585
4	3,06	16125,1687	0,00952	1304,0405	0.0384	0,0117	1214,046	0.0507
5	3,06	12579,8352	0,00886	1106,9127	0.0329	0,0105	1035,946	0.0416
6	3,06	9177,7701	0,00791	882,75	0.0268	0,0091	832,798	0.0327
7	3,06	5753,4597	0,00654	616,8335	0.0199	0,0078	589,403	0.0248
8	3,06	2777,6747	0,00393	345,717	0.0103	0,0066	335,833	0.0178

On remarque que la condition $\theta \leq 0.10$ est satisfaite, donc l'effet P- Δ n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2^o ordre peuvent être négligés .

- **Vérification de la résultante des forces sismiques**

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau IV9 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

	$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st} (KN)$	Observation
Sens X-X	2040,3422	1597,3846	vérifiée
Sens Y-Y	1904,1995	1462.7193	vérifiée

Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le **RPA99/2003**, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Les nouvelles dimensions des poteaux :

Poteaux ES2	50*55 cm ²
Poteaux et ES1et	50*50 cm ²
RDC	45*50cm ²
Poteaux Etage 1et étage 2	40*45 cm ²
Poteaux Etage 3 et étage 4	40*40 cm ²
Poteaux Etage 5 et étage 6	35*40 cm ²
Poteaux Etage 7 et étage 8	35*35 cm ²

Chapitre V
Etude des éléments
structuraux

Introduction

Dans ce chapitre nous allons présenter les dimensions retenus et le ferrailage des éléments structuraux de notre bloc. Les différentes sollicitations qui seront utilisées pour le ferrailage sont tirées de l'analyse sismique de la structure réalisée par le logiciel « étabs ».

V.1. Etude des poteaux

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant, ils sont donc calculés à la flexion composée. Les efforts normaux (N) et les moments fléchissant (M) sont donnés par les combinaisons les plus défavorables introduites dans etabs comme suit :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

Les sollicitations à considérer sont : $N_{max} \rightarrow M_{corr}$; $N_{min} \rightarrow M_{corr}$; $M_{max} \rightarrow N_{corr}$

Tableau V.1 : Les différentes sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	
	N (kn)	M (kn.m)	N (kn)	M (kn.m)	M (kn.m)	N (kn)
E/ sol 2	-2165,39	-7,7073	549,85	15,19	126,34	-779,06
E/ sol 1	-1875,094	-18,021	189,32	11,49	155,37	-498,56
RDC	-1717,680	-47,4996	84,71	8,45	-117,21	-1029,65
1er et 2ème	-1473,660	-9,466	34,20	30,93	-115,71	-821,02
3ème et 4ème	-1094,598	-9,7248	39,49	4,05	-107,52	-695,07
5ème et 6ème	-722,7644	-7,7844	59,47	2,40	-80,49	-437,03
7ème et 8ème	-466,28	15,31	75,74	-10,14	-63,07	-203,65

- **Recommandation du RPA 99/ version 2003**

a). Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

$A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).

$A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).

A_{max} = 6% de la section de béton (en zone de recouvrement).

ϕ_{min} = 12 mm (Diamètre minimale utilisée pour les barres longitudinales).

La longueur minimale de recouvrement (l_{min}) est de 40ϕ en zone IIa.

L'espacement (S_t) entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm. (en zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = 2h ; h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 concernant notre ouvrage sont apportées dans le tableau ci-après :

Tableau V.2. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau (cm ²)	Amin (cm ²)	Amax (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Entre sol 2	55×50	22	110	165
Entre sol 1	50×50	20	100	150
RDC	45×50	18	90	135
1er et 2ème étages	40×45	14.4	72	108
3ème et 4ème étage	40×40	12.8	64	96
5ème et 6ème étage	40×35	11.2	56	84
7ème et 8ème étage	35×35	9.8	49	73.5

b). Les armatures transversales

Les armatures transversales dans les poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Un Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique « λ_g » dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_t^{min}; 15 \text{ cm})$ (en zone IIa).

Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_t^{min}$ (en zone IIa).

La quantité d'armature transversale minimale $A_t/t.b_1$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \text{si } \lambda_g \geq 5; A_t/t.b_1 = 0.3\% \\ \text{si } \lambda_g \leq 3; A_t/t.b_1 = 0.8\% \\ \text{si } 3 \leq \lambda_g \leq 5; \text{interpoler entre les valeurs précédentes} \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimums.

V.1.1. Calcul du ferrailage

- Ferrailage longitudinale

Tableau V.3. Armatures longitudinales dans les poteaux

Niveau	Section (cm2)	Acal (cm2)	Amin RPA (cm2)	Aadoptée (cm2)
Entre sol 2	55×50	8.2	22	16HA14 = 24.63
Entre sol 1	50×50	6.5	20	16HA14 = 24.63
RDC	45*50	3.8	18	16HA12=18.10
1er et 2ème étages	40*45	3.4	14.4	4HA14+8HA12=15.21
3ème et 4ème étage	40*40	3.2	12.8	12HA12=13.57
5ème et 6ème étage	35*40	3	11.2	12HA12=13.57
7ème et 8ème étage	35*35	2.8	9.8	12HA12=13.57

- Ferraillage transversale

Tableau V.4. Armatures transversale dans les poteaux

Niveau	B (cm ²)	ϕ_l^{min} (cm)	l_f (cm)	$g\lambda$	V_u (kn)	l_r (cm)	St zone nodale	St zone courante (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	A_t^{min} (cm ²)	A_t^{adtp} (cm ²)
E/ sol 2	55×50	1.4	245	4.9	95.49	70	10	15	2.44	2.4	6HA8 = 3.02
E/ sol 1	50×50	1.4	245	4.9	157.03	70	10	15	4.41	2.4	6HA10 = 4.71
RDC	50×45	1.4	214	4.76	124.16	60	10	15	3.49	2.43	6HA10 = 4.71
1+2	45×40	1.2	214	5.35	124.14	50	10	15	2.58	1.8	4HA10 = 3.14
3+4	40×40	1.2	214	5.35	117.01	50	10	15	2.74	1.8	4HA10 = 3.14
5+6	40×35	1.2	214	6.12	91.42	50	10	15	2.14	1.57	4HA10 = 3.14
7+8	35×35	1.2	214	6.12	72.99	50	10	15	1.95	1.57	4HA10 = 3.14

Conformément au CBA93 (Art A.7.1.3), le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

- Vérifications

- ✓ Vérification au flambement (effort normal ultime)

Selon le CBA99 (Art B.8.2.1.), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le poteau du Entre-sol 1 avec $l_0 = 3.50$ m

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

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

α : Coefficient fonction de l'élanement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots Si \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots Si \lambda > 50 \end{cases}$$

$l_f = 0.7l_0 = 0.7 \times 3.50 = 2.45 \text{ m}$ (Longueur de flambement).

$i = \frac{b}{\sqrt{12}} = 0.144 \text{ m}$ (Rayon de giration).

$\lambda = 17.01 \rightarrow \alpha = 0.738$

$B_r = (50 - 2) \times (50 - 2) = 2304 \text{ cm}^2$ (Section réduite)

$N_u = 3.78 \text{ MN}$

$N_d = 2.15 \text{ MN} < N_u = 3.78 \text{ MN} \rightarrow \text{pas de risque de flambement}$

Le tableau suivant résume les résultats de calcul pour l'ensemble des poteaux

Tableau V.5. Vérification du flambement pour l'ensemble des poteaux

Niveau	Section (cm2)	l_0 (m)	l_f (m)	λ	α	A_s (cm2)	B_r (cm2)	N_u (MN)	N_d (MN)	observ
Entre sol 2	55x50	3.50	2.45	17	0.81	24.63	2544	4.51	2.16	Vérifiée
Entre sol 1	50x50	3.50	2.45	17	0.81	24.63	2304	5.12	1.87	vérifiée
RDC	50x45	3.06	2.14	16.6	0.81	18.47	2064	4.46	1.72	vérifiée
1er et 2ème étages	40x45	3.06	2.14	18.6	0.81	15.21	1634	3.55	1.47	vérifiée
3ème et 4ème étage	40x40	3.06	2.14	18.6	0.81	13.57	1444	3.14	1.09	vérifiée
5ème et 6ème étage	35x40	3.06	2.14	21.2	0.8	13.57	1254	2.79	0.72	vérifiée
7ème et 8ème étage	35x35	3.06	2.14	21.2	0.8	13.57	1089	2.48	0.24	vérifiée

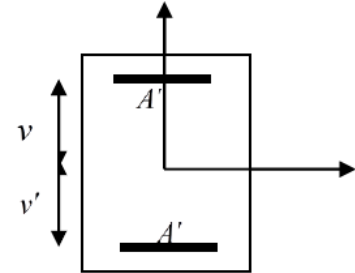
D'après les résultats obtenus, il n'y a pas de risque de flambement.

✓ Vérification des contraintes

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau :

$$\begin{cases} \sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{b2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v' \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S}$$



$$V' = h - V$$

$$S = b \times h + 15 \times (A + A'), \text{ (Section homogène).}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s' \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V.6. : Vérification des contraintes dans le béton des poteaux

Niveau	B (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{gg} ' (m ⁴)	N _{ser} (kn)	M _{serG} (kn.m)	σ _{b1} (MPa)	σ _{b2} (MPa)
Entre sol 2	55×50	53	24.63	27.5	27.5	0.009	1572,32	5,33	5.88	5.55
Entre sol 1	50×50	47	24.63	25	25	0.007	1365,86	12,60	5.9	3.7
RDC	50×45	47	18.47	25	25	0.006	1253,26	34,34	7	4.1
1+2	45×40	42	15.21	22.5	22.5	0.004	1073,45	34,34	8.8	3.1
3+4	40×40	37	13.57	20	20	0.0027	797,52	6,98	5.5	4.46
5+6	40×35	37	13.57	20	20	0.0024	526,88	5,58	4.2	3.3
7+8	35×35	32	13.57	17.5	17.5	0.0016	340,22	11,13	3.99	1.5

On voit bien que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

✓ **Vérification aux sollicitations tangentes**

D'après le RPA99/2003 (Art 7.4.3.2) la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la

valeur limite suivante : $\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$ Tel que : $\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$ avec : $\rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous:

Tableau V.7 : Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux

Niveau	B (cm2)	l_f (cm)	$g\lambda$	$d\rho$	d (cm)	Vu (kn)	τ_{bu} (MPA)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPA)	observation
En /sol 2	55×50	2.45	4.9	0.04	52	95.49	0.36	1	Vérifiée
En/sol 1	50×50	2.45	4.9	0.04	47	157.03	0.66	1	Vérifiée
RDC	50×45	2.14	4.76	0.04	47	124,16	0.58	1	Vérifiée
1+2	45×40	2.14	5.35	0.075	42	124,14	0.73	1.875	Vérifiée
3+4	40×40	2.14	5.35	0.075	37	117.01	0.79	1.875	Vérifiée
5+6	40×35	2.14	6.12	0.075	37	91,42	0.70	1.875	Vérifiée
7+8	35×35	2.14	6.12	0.075	32	72.99	0.65	1.875	Vérifiée

• **Dispositions constructives**

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Longueur des crochets : $L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$

Longueur de recouvrement : $L_r \geq 40 \times \phi$

$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$; On adopte $L_r = 60 \text{ cm}$

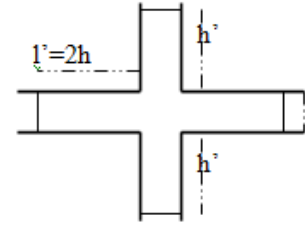
$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 4.8 \text{ cm}$; On adopte $L_r = 50 \text{ cm}$

• **Détermination de la zone nodale**

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

La longueur à prendre pour chaque barre est donnée comme suit :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60 \text{ cm}\right), l' = 2h$$



h : Hauteur de la poutre principale ($h = 45 \text{ cm}$)

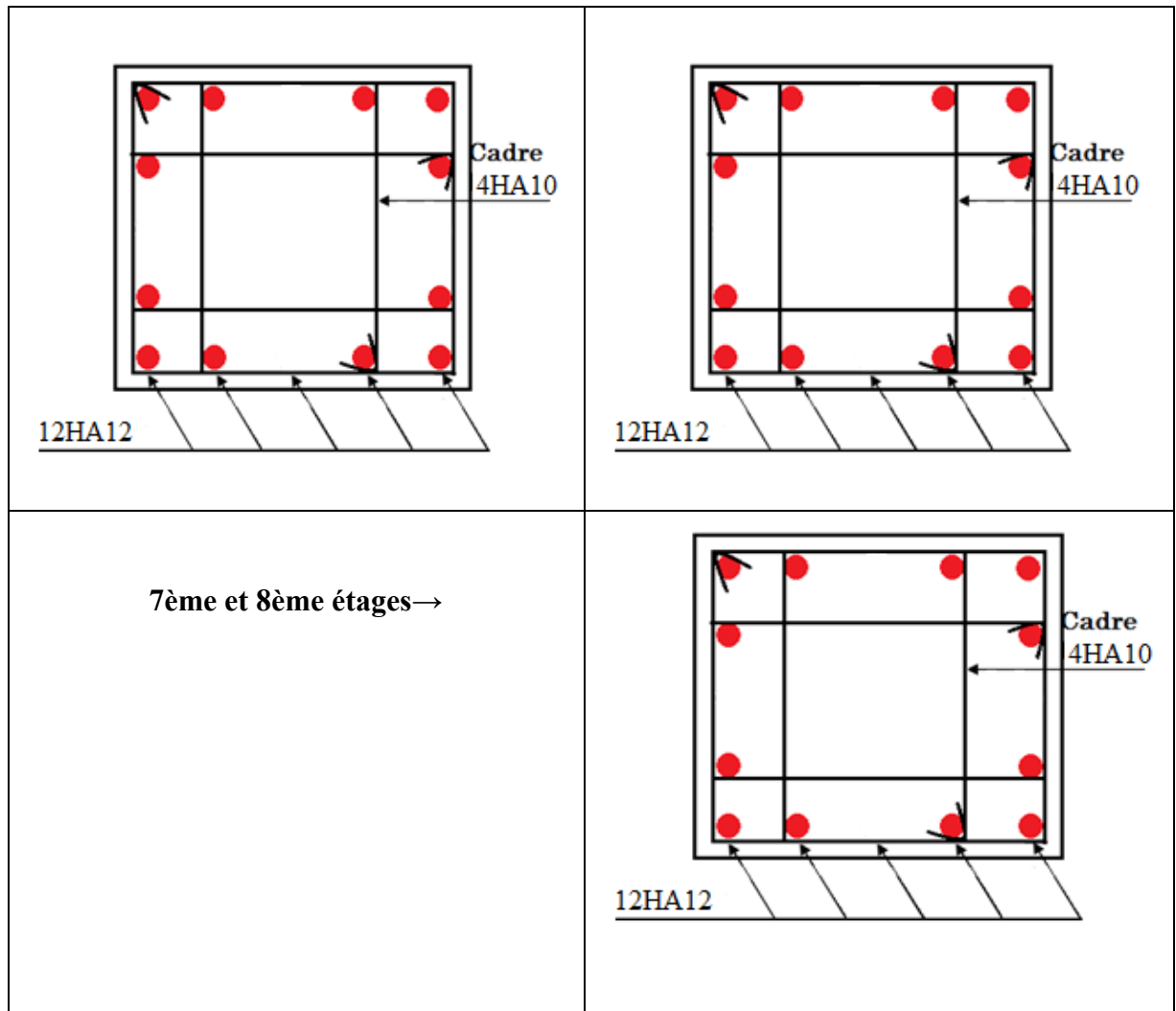
h_e : Hauteur de chaque niveau

Tous les niveaux $\begin{cases} h' = 60 \text{ cm} \\ l' = 90 \text{ cm} \end{cases}$

- Schéma de ferrailage des poteaux

Tableau V.8. Schéma de ferrailage des poteaux de chaque niveau

Entre sol 2	Entre sol 1
<p>Cadre 6HA8 16HA14</p>	<p>Cadre 6HA10 16HA14</p>
RDC	1er et 2ème étages
<p>Cadre 6HA10 16HA12</p>	<p>8SHA12 Cadre 4HA10 4HA14</p>
3ème et 4ème étages	5ème et 6ème étages



V.2. Étude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Comme la fissuration est jugée peu nuisible, le ferrailage se fera à l'ELU et les contraintes seront vérifiées à l'ELS.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

- **Recommandations du RPA99/ version2003**

a). Les armatures longitudinales (art 7.5.2.1) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre. $A_l^{min} = 0.5\% b * h$.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% de la section de la poutre en zone courante.

6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.

La longueur minimale des recouvrements est de : 40ϕ En zone IIa.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

b). Les armatures transversales (Art 7.5.2.2) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% S_t \times h$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$S \leq \min(H/4; 12\phi_l)$ zone nodale (zone II).

$S \leq \min H/2$ zone courante (zone II).

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

- **Calcul du ferrailage**

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.9. Armatures longitudinales des poutres

Plancher	Type de poutre	Section (cm ²)	Loca	M (kn.m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadpt (cm ²)	Choix des barres
entre sols 02	PX	30*45	appuis	-102.07	6.43	6.75	6.88	3HA14+2HA12
			travée	115.09	7.30		8.01	3HA14+3HA12
	PY	30*45	appuis	-113.23	7.18	6.75	8.01	3HA14+3HA12
			travée	110.76	7.01		8.01	3HA14+3HA12
sentre sol 01	PX	30*45	appuis	-126.59	8.09	6.75	9.11	3HA16+2HA14
			travée	151.15	9.82		10.65	3HA16+3HA14
	PY	30*45	appuis	-147.08	9.53	6.75	10.65	3HA16+3HA14
			travée	143.1	9.25		10.65	3HA16+3HA14
RDC	PX	30*45	appuis	-134.71	8.66	6.75	9.11	3HA16+2HA14
			travée	161.77	10.59		10.65	3HA16+3HA14
	PY	30*45	appuis	-156.22	10.19	6.75	10.65	3HA16+3HA14
			travée	149.56	9.71		10.65	3HA16+3HA14
Niveau 01 AU 06	PX	30*45	appuis	-131.86	8.46	6.75	9.11	3HA16+2HA14
			travée	155.58	10.14		10.65	3HA16+3HA14
	PY	30*45	appuis	-155.55	10.14	6.75	10.65	3HA16+3HA14
			travée	136.82	8.81		9.11	3HA16+2HA14
Niveau 07 et 08	PX	30*45	appuis	-92.28	5.78	6.75	6.79	HA612
			travée	63.05	3.88		6.79	HA612
	PY	30*45	appuis	-82.73	5.15	6.75	6.79	HA612
			travée	50.95	3.11		6.79	HA612

- Vérification des armatures selon le RPA99/2003

- ✓ Armatures longitudinales

a-Pourcentage maximum des armatures longitudinales

poutre principale $\left\{ \begin{array}{l} \text{en zone courante: } A_{\max} = 4\%b \cdot d = 54 \text{ cm}^2 > A_{\text{adpt}} \dots \text{vérifier} \\ \text{en zone de recouvrement: } A_{\max} = 6\%b \cdot d = 81 \text{ cm}^2 > A_{\text{adpt}} \dots \text{vérifier} \end{array} \right.$

poutre secondaire $\left\{ \begin{array}{l} \text{en zone courante: } A_{\max} = 4\%b \cdot h = 54 \text{ cm}^2 > A_{\text{adpt}} \dots \text{vérifier} \\ \text{en zone de recouvrement: } A_{\max} = 6\%b \cdot h = 81 \text{ cm}^2 > A_{\text{adpt}} \dots \text{vérifier} \end{array} \right.$

b-Les longueurs de recouvrement

$$L_r > 40\phi_l$$

$\emptyset = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$; On adopte $L_r = 70 \text{ cm}$

$\emptyset = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$; On adopte $L_r = 60 \text{ cm}$

$\emptyset = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$; On adopte $L_r = 50 \text{ cm}$

c- Les armatures transversales

-Calcul de \emptyset_t :

Le diamètre des armatures transversales est donnée par :

$$\emptyset \leq \min(\emptyset_{l \text{ min}}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10})$$

Poutre principale: $\emptyset \leq \min(12; 12.85; 30)$ soit $\emptyset \leq 12 \text{ mm}$

Donc on adopte un cadre et un étrier de HA8 d'où $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

Poutre principale: $\emptyset \leq \min(12; 12.85; 30)$ soit $\emptyset \leq 12 \text{ mm}$

Donc on adopte un cadre et un étrier de HA8 d'où $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

-Calcul des espacements des armatures transversales Selon le RPA99/2003 :

Zone nodale : $S_t \leq \min(h/4; 12\emptyset_{l \text{ min}})$ (Art 7.5.2.2)

On adopte un espacement de $S_t = 10 \text{ cm}$ pour toutes les poutres.

Zone courante : $S_t \leq h/2$ (Art 7.5.2.2)

Pour toutes les poutres on adopte un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

-Vérification des sections d'armatures transversales

$A_{t \text{ min}} = 2.01 \text{ cm}^2 > 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$

- Vérification à l'ELU
- ✓ Vérification de la condition de non fragilité

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

Tableau V.10 : Vérification de la section minimale

Poutres	Amin (cm ²)	Aadpt (cm ²)	Observation
Principales	1.52	2.01	Vérifiée
Secondaires	1.52	2.01	Vérifiée

✓ Vérification des contraintes tangentielles

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b*d} \leq \bar{\tau} = \min(0,13 \times f_{c28}; 5MPa) = 3,33MPa$

Tableau V.11. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	Vu (kn)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principales	184	1.364	3.33	Vérifiée
Secondaires	150	1.111	3.33	Vérifiée

✓ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Appuis de rives : $A_l \geq \frac{V \times \gamma_s}{f_e}$

Appuis intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V - \frac{Ma}{0.9.d})$

Tableau V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	Al (cm ²)	Vu (kn)	Ma (kn.m)	Alrive (cm ²)	Alint (cm ²)	Observation
Principales	9.11	184	133.84	4.6	0	Vérifiée
Secondaires	10.65	150	156.63	3.75	0	Vérifiée

• Vérification à l'ELS

✓ Etat limite de compression du béton

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

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A(d-y)^2; \frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

Tableau V.13. Vérification de l'état limite de compression du béton

Type de poutre	Section	Localisation	Mser (kn.m)	Y (cm)	I (cm4)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Principale	30*45	Appui	60.0	13.9	108343.94	7.69	Vérifiée
		Travée	43.48	14.77	121309.15	5.29	Vérifiée
Secondaire	30*45	Appui	56.3	13.83	107275.444	7.25	Vérifiée
		Travée	32.07	13.83	107275.444	4.13	Vérifiée

✓ Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

Selon le BAEL99, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

Poutre principale :

$$\frac{h}{l} = 0.095 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.0515 \dots\dots \text{vérifiée} ; \frac{A_t}{b \times d} = 0.0084 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{30.19 \cdot 4.7^2}{8} = 83.36 \text{ KN.m}$$

Poutre secondaire :

$$\frac{h}{l} = 0.1139 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.0291 \dots \text{vérifiée} ; \frac{A_t}{b \times d} = 0.0072 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots\dots \text{vérifiée}$$

Avec $q_s = 56.26 \text{ KN /m}$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

• Schéma de ferrailage des poutres

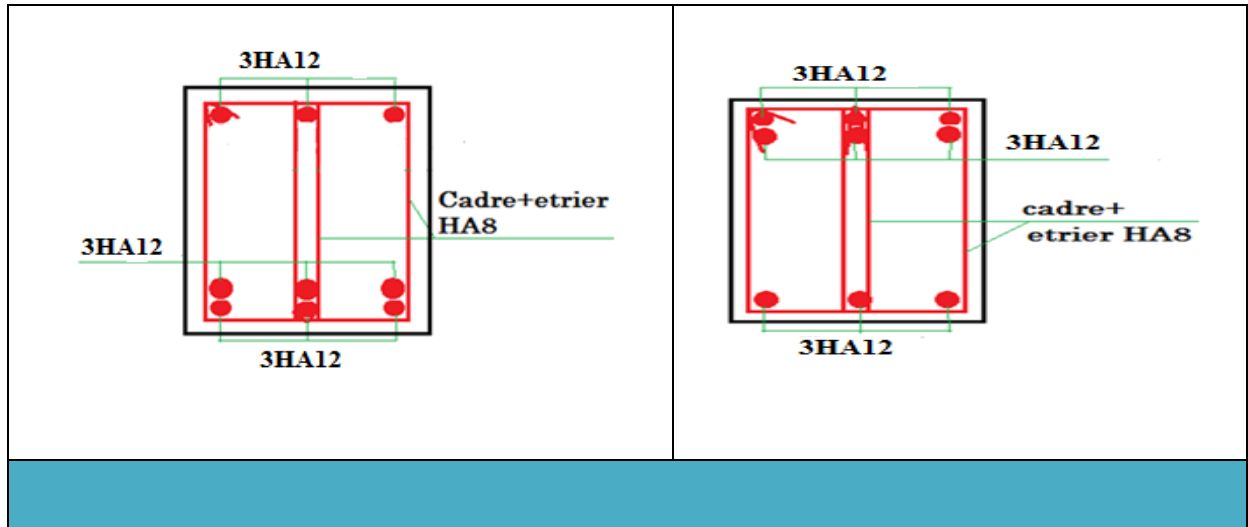
Remarque

Selon le RPA99 (Art 7.5.2.1), les poutres secondaires (dans notre cas, celles du plancher étage courant, terrasse accessible et inaccessible) doivent avoir des armatures symétriques.

Tableau V.14 : Schéma de ferrailage des poutres

Poutres principales	
Travée	Appui
Entre sol 02	
Entre-sol 01 AU 6^{ème} Etage	
07^{ème} étage au 8^{ème} étage	

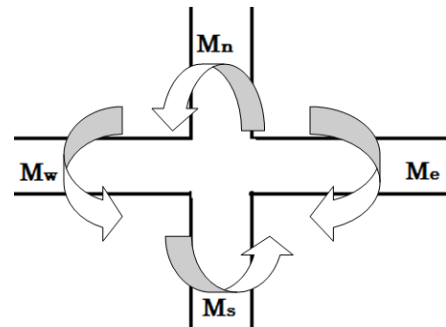
Poutres secondaire	
Travée	Appui
EN-SOL 02	
Entre-sol 01 ET RDC	
Etage 01 au 6 éme etage	
Etage 7et 8	



V.2.1. Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99/2003 (Art 7.6.2) exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$



- **Détermination du moment résistant**

Le moment résistant (MR) d'une section dépend essentiellement :

Des dimensions de la section du béton, de la contrainte limite élastique des aciers et de la quantité d'armature dans la section.

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s \quad Z = 0.85h; \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

V.3. Les poteaux

Tableau V.15. Moment résistant dans les poteaux

Niveau	Section(cm)	Z(m)	σ_s (mpa)	As(cm ²)	Mr(kn.m)
ES 2	50*55	0.495	348	22.00	379
ES 1	50*50	0.45	348	20	313.2
RDC	45*50	0.45	348	18	281.88
1+2	40*45	0.405	348	14.4	202.9

3+4	40*45	0.405	348	12.8	180.4
5+6	35*35	0.315	348	11.2	122.77
7+8	35*35	0.315	348	9.8	107.42

✓ Les poutres

Tableau V.16. Moments résistant dans les poutres

Niveau	Poutre principale (30*45)				Poutre secondaire (30*45)			
	Z (m)	As (cm ²)	Me = Mw (kn.m)	1.25 (Me + Mw) (kn.m)	Z (m)	As (cm ²)	Me = Mw (kn.m)	1.25 (Me + Mw) (kn.m)
ES2	0.38	8.01	105.92	264.8	0.38	8.01	105.92	264.81
ES1	0.38	10.65	140.83	352.07	0.38	10.65	140.83	352.07
RDC	0.38	10.65	140.83	352.07	0.38	10.65	140.83	352.07
1 ^{ère} au 6 ^{ème}	0.38	10.65	140.83	352.07	0.38	10.65	140.83	352.07
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	0.38	6.79	89.8	224.5	0.38	6.79	89.8	224.5

V.4. Les voiles

D'après les résultats obtenus, la vérification des zones nodales est justifiée donc les rotules plastiques se formeront dans les poutres.

Le RPA99/2003 (Art 3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou quatorze mètres de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles travaillent comme des consoles encastrées à la base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q±E
- 0.8G±E

- **Recommandation du RPA99/2003**

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

a. armatures verticales

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elle sont disposée en deux nappes parallèles aux faces du voile. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0.2 \times L_t \times e$.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $St < e$ (e : épaisseur de voile).

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b. armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_t$, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle par m². Elles doivent être placées à l'extérieur.

c. règle communes (armatures verticales et horizontales) :

Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{min} = 0.15\% e. h \dots \dots \dots$ dans la section du voile. RPA99 (Art 7.7.4.3)

$A_{min} = 0.10\% e. h \dots \dots \dots$ dans la zone courante.

$$\emptyset_l \leq \frac{1}{10} \times e \text{ (exception faite pour les zones d'about).}$$

L'espacement

$$:S_t \leq \min(11.5e; 30 \text{ cm}) \text{ (pour les armatures verticales et horizontale)}$$

V.4.1. Calcul du ferrailage

Les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux ci-dessous avec :

$$A_v^{min}/voile = 0.15\% \times b \times L_t : \text{Section d'armatures verticale minimales dans le voile.}$$

$$A_v^{cal}/face : \text{Section d'armature verticale calculée pour une seule face du voile.}$$

$$A_v^{adpt}/face : \text{Section d'armature verticale adoptée pour une seule face du voile.}$$

$$N^{br}/face : \text{Nombre de barres adoptées par face.}$$

$$A_h^{min} = 0.15\% \times b \times t : \text{Section d'armatures horizontale minimales dans le voile.}$$

$$A_h^{cal} : \text{Section d'armature horizontale calculée pour une seule face du voile.}$$

$$A_h^{adpt} : \text{Section d'armature horizontale adoptée pour une seule face du voile.}$$

Tableau V.17. Récapitulation du ferrailage du voile Vx1

Niveau	Entre sol 1 et 2,	CDR+1+2	3+4+5+6
L (cm)	150	150	150
e (cm)	20	20	20
M (kn.m)	33.69	61.33	76.46
N (kn)	-1506.89	-1223.67	-786.08
Section	Section entièrement tendue	Section entièrement tendue	Section entièrement tendue
V (kn)	212.64	169.72	117.62
$\tau = 1.4 V/e.d$ (MPa)	1.066	0,87	0.6
$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$ (MPa)	5.00	5.00	5.00
Avcal (cm2)	22.63	19.35	13.49
Avmin (cm2)	4.5	4.5	4.5
Avadpt (cm2)	24.13	20.11	13.85
Nbr/face	12HA16	10HA16	9HA14
Ahcal (cm2)	1.33	1.09	0.75
Ahmin (cm2)	4.5	4.5	4.5
Ahadpt (cm2)	7.85	7.85	7.85
N^{br}	10HA10	10HA10	10HA10

- Exemple de schéma de ferrailage du voile Vx1 dans les étages 3,4 ,5 et 6 :

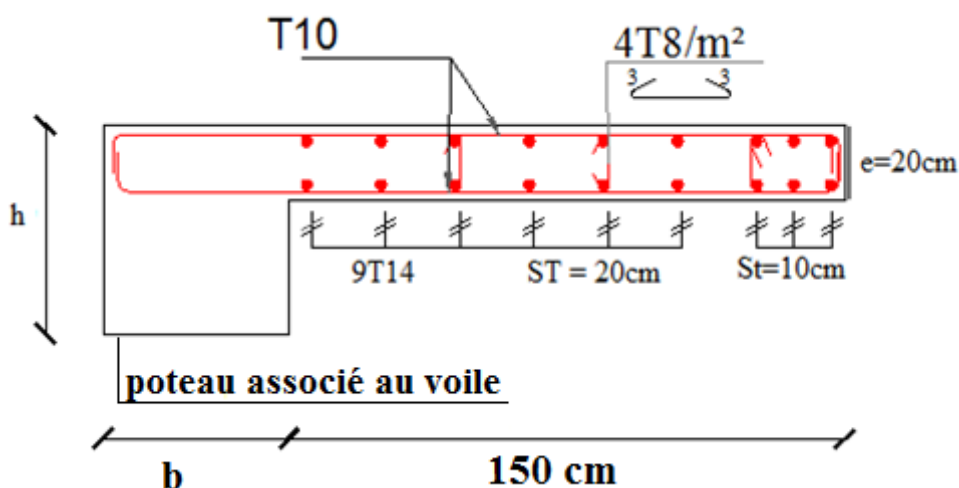


Figure V.1. Schéma de ferrailage du voile Vx1 au niveau 3,4,5 et 6 .

Tableau V.18. Récapitulation du voile Vy1

Niveau	Entre sol 1 et 2,	RDC+1+2	3+4+5+6
L (cm)	200	200	200
e (cm)	20	20	20
M (kn.m)	-229.00	-31.1	-25.56
N (kn)	-1398.09	-995.00	-529.93
Section	Section entièrement tendue	Section entièrement tendue	Section entièrement tendue
V (kn)	397.87	212.54	114.73
$\tau = 1.4 V / e . d$ (MPa)	1.42	8.08	0.42
$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$ (MPa)	5.00	5.00	5.00
Av cal (cm ²)	21	14.95	8.09
Av min (cm ²)	6	6	6
Av adpt (cm ²)	24.13	15.39	11.31
Nbr/face	12HA16	10HA14	HA1012
Ah cal (cm ²)	-1.27	1.01	0.53
Ah min (cm ²)	6	6	6
Ah adpt (cm ²)	7.85	7.85	7.85
N ^{br}	10HA10	10HA10	10HA10

- Exemple de schéma de ferrailage du voile Vy1 dans les entre sol :

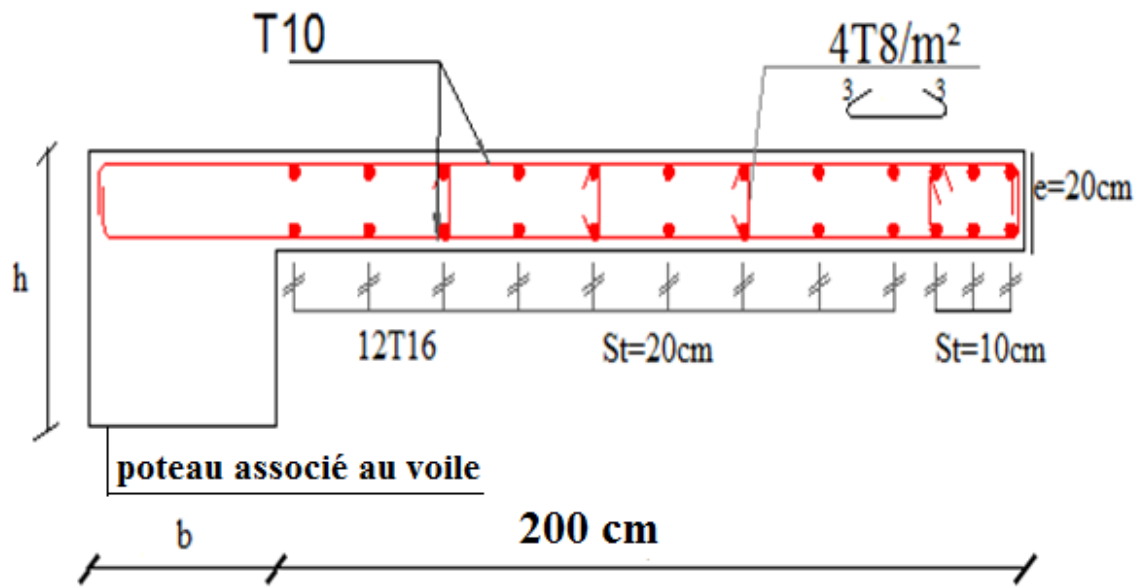


Figure V.2. Schéma de ferrailage du voile Vy1 au niveau des entre-sol

Chapitre VI
Etude de l'infrastructure

Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.1. Choix de type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivant :

- La capacité portante du sol ;
- Les charges transmises au sol ;
- La distance entre axe des poteaux ;
- La profondeur du bon sol.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est $\sigma = 2.1 \text{ bar}$ à une profondeur de $h=1.8 \text{ m}$. D'après le **RPA99/2003 (Art 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left. \begin{matrix} G + Q + E \\ 0.8G \pm E \end{matrix} \right\} \quad \text{RPA}$$

$$\left. \begin{matrix} G + Q \\ 1.35G + 1.5Q \end{matrix} \right\} \quad \text{DTRBC.2.33.1}$$

VI.2. Vérification de la semelle isolée

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée :

N_s : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel ETABS V16.

$$N_s = 1572.32 \text{ KN}$$

S : Surface d'appuis de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 2,1 \text{ bar}$

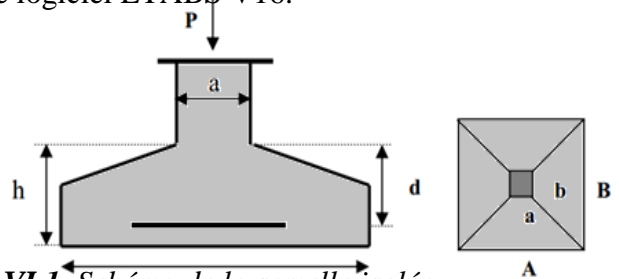


Figure VI.1. Schéma de la semelle isolée

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b}B$$

(a, b) : dimensions du poteau à la base.

On remplace A dans l'équation (1) on trouve

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_s}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.55}{0.50} \times \frac{1572.32}{210}} \Rightarrow B \geq 2.86 \text{ m}$$

En tenant compte de l'entre minimal dans les poteaux dans les deux directions, on voit bien que l'utilisation des semelles isolées n'est pas évidente, à cause de chevauchement de ces dernières, donc ce type de fondations ne convient pas pour notre structure, ce qui conduit à vérifier les semelles filantes.

VI.3. Vérification de la semelle filante

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire qui nous semble d'être la plus sollicitée.

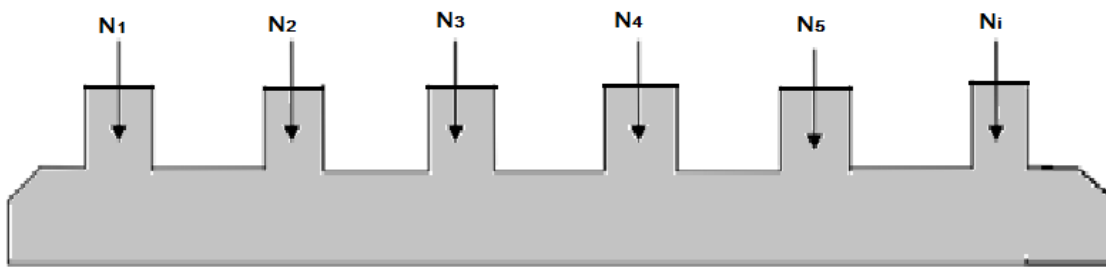


Figure V.2. Schéma de la semelle filante

La surface totale des semelles est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{(L-2e_0) \sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}(L-2e_0)}$$

$$N_1 = 1528.6688 \text{ KN} ; N_2 = 1524.2993 \text{ KN} ; N_3 = 1356.3891 \text{ KN} ; N_4 = 1314.3891 \text{ KN}$$

$$N_5 = 1270.8545 \text{ KN} ; N_6 = 1264.0926 \text{ KN} ; N_7 = 909.478 \text{ KN} ; N_8 = 751.652 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^8 N_i = 9919.5269 \text{ KN} \quad B \geq \frac{9919.5269}{210 \times 24.55} = 1.92$$

L'entraxe minimal des poteaux est de $L_x=2.1\text{m}$, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VI.4. Vérification du radier général

Définition

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, La dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

VI.4.1. Dimensionnement

a. Condition de coffrage

- **La Nervure**

$$L_{\max} = 5.75 \text{ m} \quad H_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = 575/10 = 57.5 \text{ cm soit } H_t = 90 \text{ cm}$$

H_t : Hauteur du radier

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

- **La dalle :**

$$H_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{575}{20} = 28.75 \text{ cm soit } H_r = 40 \text{ cm}$$

b. Condition de rigidité

$\frac{\pi}{4} L_e \geq L_{\max}$ L_e : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier

(rigide ou flexible).
$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$$

Avec : E : Module d'élasticité du béton, $E = 3,216 \cdot 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.75^4 \times 4 \times 10^4}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^7}} \Rightarrow h_t \geq 83.8 \text{ cm} \rightarrow h_t = 90 \text{ cm}$$

Alors on opte pour une hauteur du radier $h_t = 90 \text{ cm}$ qui vérifie les deux conditions de coffrage et de rigidité. Et une hauteur de 90cm pour les nervures.

c. Calcul de la surface du radier

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$N = 47369.9531KN$. (Charge totale transmise par la superstructure).

$$S_{rad} \geq \frac{47369.953}{210} = 225.57m^2.$$

La surface du bâtiment est : $S_{bat} = 324m^2$

Donc: $S_{bat} > S_{rad} \rightarrow$ (Le radier ne comporte pas de débord)

On adopte : $S_{rad} = S_{bat} = 324 m^2$

VI.4.2. Les vérifications

a. Vérification de la poussée hydrostatique

$$P = F \cdot H \cdot S \cdot \gamma$$

Avec :F : Coefficient de sécurité = 1,15

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 1.8 m

S : surface totale du radier = 324 m²

γ : Poids volumique 10 KN/m³

$$P = 1.15 \times 1.8 \times 324 \times 10 = 6706.8KN < N = 39081.5051KN \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification au poinçonnement

On a le poteau le plus sollicité (a × b) = (0.50×0.55)

$$\text{Il faut vérifier que : } N_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ (BEAL, A.5.2.42)}$$

N_u : L'effort normal sur le poteau à l'état limite.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

$$U_c = 2 \times (A + B) \rightarrow \begin{cases} A = a + ht = 0.55 + 0.9 = 1.45 & U_c = 5.7 \text{ m} \\ B = b + ht = 0.5 + 0.9 = 1.4 \end{cases}$$

On trouve $N = 2165.4KN$

$$N_u = 2165.5KN \leq 0.045 \times 5.7 \times 0.9 \times \frac{25000}{1.5} = 38477.5KN \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

c. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1m$.

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{\max} \cdot b}{2S} = \frac{65043.6656 \times 5.75 \times 1}{2 \times 324} = 577.1622 \text{ KN}$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{577.1622 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} = 1.603 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa.} \quad \text{Condition vérifiée}$$

d. Vérification des contraintes dans le sol

$$\text{Il faut vérifier que : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\text{Dans le sens xx } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \cdot Y}{I_y}$$

N: L'effort normale du aux charges verticales.

My : Moment sismique à la base

N=47369.9531KN Et $M_x=34477.5\text{KN.m}$

$$X_g = 12.49 \text{ m}$$

$$Y_g = 7.92 \text{ m}$$

D'après le programme SOCOTEC :

$$I_{xx} = 5111.1 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 14748.6 \text{ m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{47369.9531}{324} + \frac{34477.5 \times 7.92}{5111.1} = 189.63 \text{ KPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{47369.9531}{324} - \frac{34477.5 \times 7.92}{5111.1} = 102.78 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 189.63 + 102.78}{4} = 167.92 \text{ KPa} \leq \sigma_{\text{sol}} = 210 \text{ KPa}$$

Donc ; la contrainte est vérifiée dans le sens xx

Dans le sens yy

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_y \cdot X_g}{I_y} \quad N=47369.9531\text{Kn et } M_y=13029.53\text{KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{47369.9531}{324} + \frac{13029.53 \times 12.49}{14748.6} = 157.24 \text{ KPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{47369.9531}{324} - \frac{13029.53 \times 12.49}{14748.6} = 135.16 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 157.24 + 135.16}{4} = 151.72 \text{ KPa} \leq \sigma_{\text{sol}} = 210 \text{ KPa}$$

Donc ; la contrainte est vérifiée dans le sens yy

e. Vérification de la stabilité au renversement

Selon le RPA 99. On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \quad (\text{RPA99 : Art .10.1.5})$$

$$\text{Sens xx : } e = \frac{34477.5}{47369.9531} = 0.728m \leq \frac{24.65}{4} = 6.1625m \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Sens yy : } e = \frac{13029.53}{47369.9531} = 0.275m \leq \frac{15.45}{4} = 3.8625m \quad \text{condition vérifiée}$$

VI.4.3. Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité en flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

a.Calcul des sollicitations

On a : $L_x = 3.4 \text{ m}$ et $L_y = 5.75 \text{ m}$ → le panneau le plus sollicité

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{65043.6656}{324} = 200.75 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{47369.9531}{324} = 146.204 \text{ KN} / \text{m}^2$$

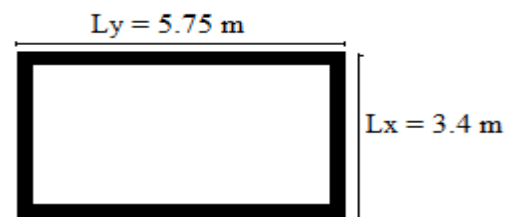


Figure VI.3.:Schéma d'un panneau de dalle

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.59 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux directions}$$

- **ELU** ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0836 \\ \mu_y = 0.2822 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 194.008 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = \mu_y \times L_y^2 \times q_u = 54.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{ox} = 164.9 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{oy} = 46.54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis : } \begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{0x} = -97.004 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{0y} = -27.4 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Effort tranchant : } V_{\max} = \frac{q_U L_x}{2} = \frac{200.75 \times 3.4}{2} = 341.27 \text{ KN}$$

- ELS ($\nu = 0.2$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0884 \\ \mu_y = 0.4565 \end{cases} \text{ (Annexe I)}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 149.41 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 68.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travée } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{0x} = 127 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{0y} = 58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment aux appuis } \begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{0x} = -75 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{0y} = -34.1 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b. Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.40) \text{ m}^2$

- Condition de non fragilité :

Pour une dalle d'épaisseur $e \geq 12 \text{ cm}$ et $\rho > 0.4$ la valeur minimale des armatures est :

$$\text{En travée : } \begin{cases} A_{minx} = \rho_0 \times b \times hr \times \frac{(3-\rho)}{2} = 0.0008 \times 1 \times 0.4 \times \frac{(3-1)}{2} = 3.2 \text{ cm}^2 \\ A_{miny} = \rho_0 \times b \times hr = 0.0008 \times 1 \times 0.4 = 3.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{En appui : } A_{minx} = A_{miny} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.23 \text{ cm}^2 \text{ 5HA12=5.65}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.1. Sections des armatures du radier

Localisation		M_t (kn.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adpt} (cm ²)	St
Travée	X_X	164.9	12.27	3.2	5HA20=15.71	20
	Y_Y	46.54	3.36	3.2	5HA12=5.65	20
appui	xx	-97.004	7.09	4.23	5HA14=7.7	20
	yy	-27.4	1.97	4.23	5HA12=5.65	20

• Vérification au cisaillement

$$V_u = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{200.75 \times 3.4}{2} \times \frac{5.75^4}{3.4^4 + 5.75^4} = 313.51 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{313.51 \times 10^3}{1 \times 0.35} = 0.89 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc y a pas risque de cisaillement.

• A P'ELS

Moments en appuis : $M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_x = -65.22 \text{ kn.m}$

✓ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right] = 201.63 \text{ MPa}$$

Tableau VI.2. Vérification des contraintes

Localisation		Mser (kn.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Travée	X_X	127	179979.65	10.7	7.55	257.2
	Y_Y	58	56764.44	5.86	5.98	446.6
appui	XX	-75	101258.98	7.9	5.85	301.08
	YY	34.1	77869.75	6.9	3.02	184.57

On remarque que les contraintes dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.3. Choix des armatures et vérification des contraintes

Localisation		As (cm ² /ml)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Travée	XX	7 HA20 = 21.13	225261.2	12.06	6.79	191.68
	YY	7 HA16 = 14.06	165084.9	10.22	3.59	130.59
appui	XX	6 HA16 = 12.06	146200.6	9.58	4.9	195.55
	YY	5HA12=5.65	77869.75	6.9	3.02	184.57

c. Schéma de ferrailage du radier

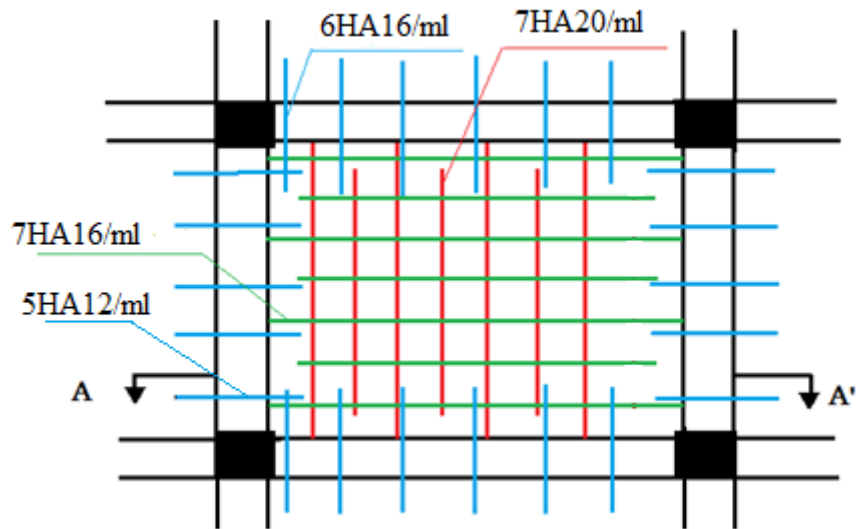


Figure VI.4. Schéma de ferrailage du radier

VI.4.4. Ferrailage des nervures

Les nervures sont des poutres servant d'appui pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures.

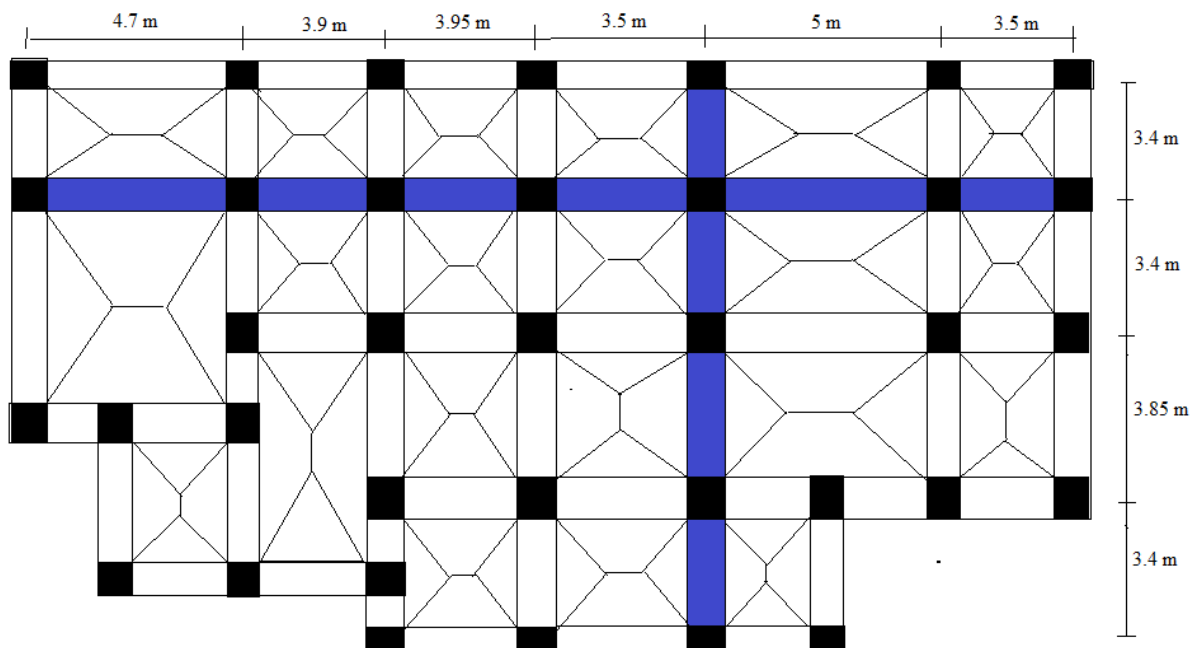


Figure VI.5. Schéma des lignes de ruptures

Pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

P_m : charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réel.

P_v : charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réel.

Charge trapézoïdale

$$P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$$

$$P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$$

Charge triangulaire

$$P'_v = P'_v = \frac{q}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$$

Avec : $\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$ et $\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$ *

a. Calcul des sollicitations

Moments aux appuis

$$M_a = \begin{cases} \frac{P_g \times L_g^3 \times P_d \times L_d^3}{8.5(L_g + L_d)} & \text{appui intermediaire} \\ 0.15 \times M_0 & \text{appui de rive} \end{cases}$$

Avec : $L' = \begin{cases} L & \text{si } c' \text{ est une travée de rive} \\ 0.8 L & \text{si } c' \text{ est une travée intermediaire} \end{cases}$

Moment en travée

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

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

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

Le sens XX :

Schéma statique équivalent

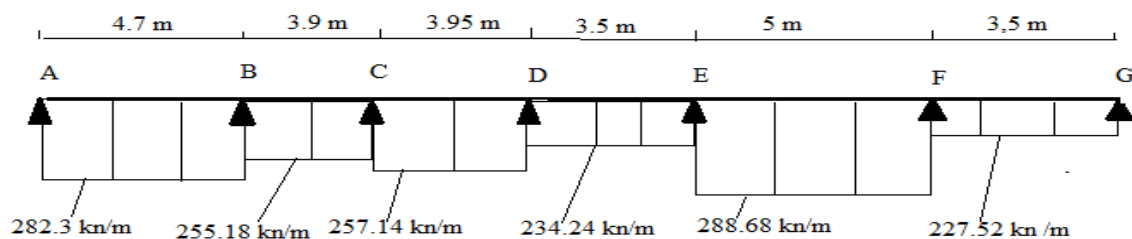


Figure VI.6. Schéma statique équivalent sens xx .

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants

- ELU et ELS

Tableau VI.4. Résultats de calcul des sollicitations à l'ELU et ELS dans le sens X_X

Travée	Lx (m)	qu (kn/ml)	qs (kn/ml)	Ma (ELU(kn/m)	Ma (kn.m)ELS	X (cm)	Mt (kn.m)ELU	Mt (kn.m)ELS	V (kn)
AB	4.7	282.3	205	-116.9	-84.9	2.018	457.8	332.4	757.15
				-557.5	-405.1				
BC	3.9	255.18	185.8	-557.5	-405.1	2.212	66.5	48.8	
				-297.2	-216.4				
CD	3.95	257.14	187.2	-297.2	-216.4	2.01	222.2	161.8	
				-261.6	-190.6				
DE	3.5	234.24	170.6	-261.6	-190.6	1.571	27.3	19.8	
				-408.6	-297.6				
EF	5	288.68	210.2	-408.6	-297.6	2.486	483.1	351.8	
				-429.5	-312.8				
FG	3.3	227.52	165.7	-429.5	-312.8	2.16	101.3	73.8	
				-46.4	-33.8				

Sens Y_Y

- Schéma statique équivalent

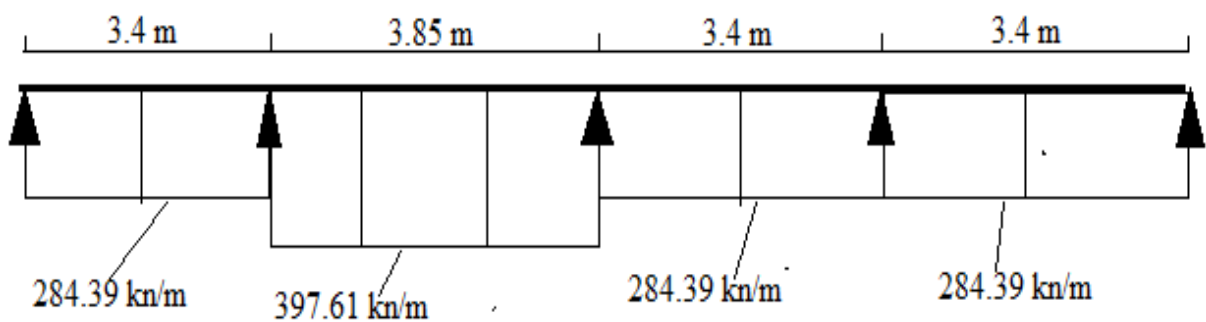


Figure VI.7. Schéma statique équivalent sens yy .

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants

- ELU et ELS :

Tableau VI.5. Résultats de calcul des sollicitations à l'ELU et ELS dans le sens Y_Y

Travée	Lx (m)	qu (kn/ml)	qs (kn/ml)	Ma (kn.m)ELU	Ma (kn.m)ELS	X (cm)	Mt (kn.m)ELU	Mt (kn.m)ELS	V (kn)
AB	3.4	284.39	207.13	-61.6	-44.9	1.336	192.1	155.1	781.5
				-413.8	-262.7				
BC	3.85	397.61	216.75	-413.8	-262.7	1.966	354.2	164	
				-351.7	-213				
CD	3.43	284.39	207.13	-351.7	-213	1.728	72.7	74.2	
				-324.8	-236.6				
DE	3.4	284.39	207.13	-324.8	-236.6	1.972	228.2	166.2	
				-61.6	-44.9				

b. Ferrailage des nervures

Le ferrailage se fera pour une section en "T" en flexion simple.

$h = 90 \text{ cm}$

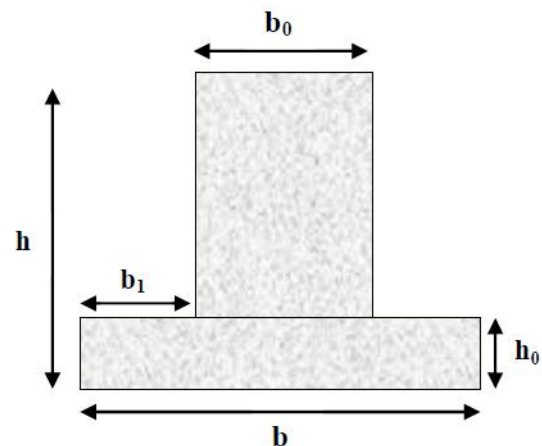
$b_0 = 65 \text{ cm}$

$H_0 = 40 \text{ cm } d = 85 \text{ cm}$

$b_1 \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right) \rightarrow b_1 \leq$

$\min(250; 38.5) \rightarrow b_1 = 35 \text{ cm et } b = 2b_1 +$

$b_0 = 135 \text{ cm}$



Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.6. Section de ferrailage des nervures

Localisation		Mu (kn.m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadpt (cm ²)
X_X	Travée	483.1	14.41	13.85	10 HA14 =15.39
	Appui	557.5	16.67	13.85	10 HA16 =20.11
Y_Y	Travée	354.2	10.53	13.85	10 HA14 =15.39
	Appui	413.8	12.31	13.85	10 HA14 =15.39

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.68 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right] = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Vérification des contraintes

-Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

-Les contraintes dans l'acier

$$\sigma_{st} = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) < \bar{\sigma}_{st} = 201.63\text{MPa}$$

Avec :

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

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7.Vérification des contraintes

Localisation		Mser (kn.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	observation
X_X	Travée	351.8	14.97	1211008.6	4.35	305.02	Non vérifiée
	Appui	405.1	15.99	1374807.7	4.7	304.97	Non vérifiée
Y_Y	Travée	166.2	14.71	1169662.6	2.09	149.76	vérifiée
	Appui	262.7	14.71	1169662.6	3.30	236.72	Non vérifiée

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.8.Choix des armatures et revérification des contraintes

Localisation		Choix des armatures (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
X_X	Travée	10HA20 = 31.40	21.1	2345918.8	3.16	143.66
	Appui	10HA20 = 31.40	21.1	2345918.8	3.64	165.43
Y_Y	Travée	10 HA14 =15.39	14.71	1169662.6	2.09	149.76
	Appui	10HA20 = 31.40	21.1	2345918.8	2.36	107.27

- **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{Ht}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_t^{max} \right] \leq 25.71 \text{ mm, Soit } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

- **Espacement des aciers transversaux**

Pour les armatures transversales, on a :

$$A_t = 2\text{Cadres HA10} + 1 \text{epingle HA10} = 5\text{HA10} = 3.92 \text{ cm}^2.$$

$$1). S_{t1} \leq \min(0.9 d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_{t1} \leq 40 \text{ cm.}$$

$$2). S_{t2} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_U - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t2} \leq 13.3 \text{ cm}$$

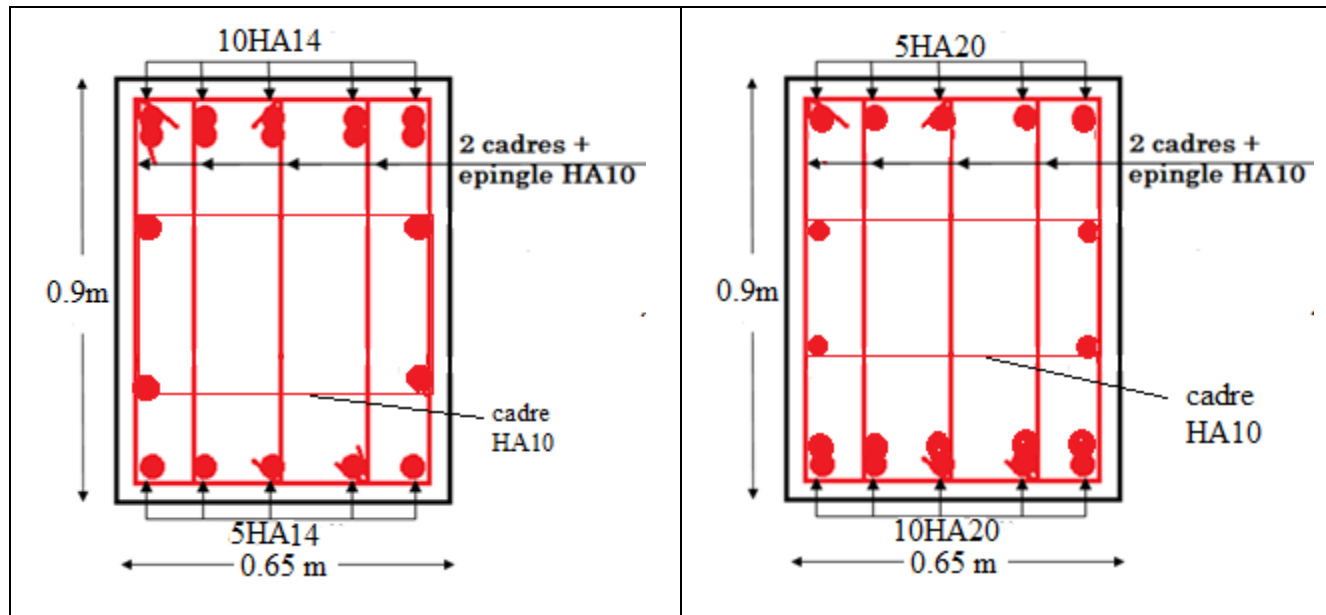
$$3). S_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t3} \leq 52.27 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

c. Schéma de ferrailage des nervures

Tableau VI.9 .Schéma de ferrailage des nervures

Sens X_X	
Travée	Appui
Sens Y_Y	
Travée	Appui



VI.5. Etude du mur adossé

Le mur adossé est un ouvrage réalisé en béton armé, destiné à soutenir l'action des poussées des terres en équilibre stable.

Dans notre cas le mur adossé est soumis uniquement qu'à la poussée des terres.

- **Dimensionnement du mur**

hauteur des deux Entre-sol: $h = 7\text{ m}$

L'encrage : $h=1.8\text{m}$

La longueur : $L = 5.75\text{ m}$

L'épaisseur : $e = 20\text{ cm}$

- **Caractéristique du sol**

Poids spécifique : $\gamma_h = 21.8\text{ kn/m}^2$

Angle de frottement : $\phi = 23^\circ$

Cohésion : $c = 0.39\text{ bar}$

a.Evaluation des charges et surcharges

Le mur adossé est soumis à :

La poussée des terres :

$$G = h * (\gamma * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})) - 2 * c * \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})$$

$$G = 21.8 * 8.8 * \text{tg}^2(\frac{180}{4} - \frac{23}{2}) - 2 * 39 * \text{tg}(\frac{180}{4} - \frac{23}{2})$$

$$G = 32.416 \text{ KN/m}^2$$

Charge due à la Surcharge

On prévoit le calcul de notre mur en tenant compte d'une surcharges $q=10\text{KN/m}^2$.

$$Q = q * tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$Q = 4.38 \text{ KN/m}^2$$

b. Ferrailage du mur adossé

Le mur adossé sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargé.

A l'ELU

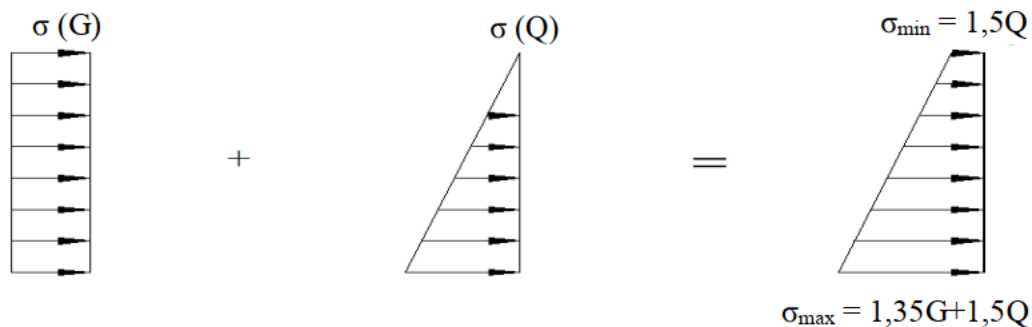


Figure VI.8. Répartition des contraintes sur le mur

$$\sigma_{max} = 1.35 * 34.41 + 1.5 * 4.38$$

$$\sigma_{min} = 1.5 * 4.38$$

$$\sigma_{max} = 56.02 \text{ KN/m}^2; \sigma_{min} = 6.57 \text{ KN/m}^2$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.4 \text{ m}; L_y = 5.75 \text{ m}; E_p = 20 \text{ cm}$$

$$q_u = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 43.65 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.59 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens } L_x \text{ et } L_y \begin{cases} \mu_x = 0.0836 \\ \mu_y = 0.2822 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 42.18 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 11.9 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en travées} \begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} = 35.85 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} = 8.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments aux appuis } M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{0x} = 21.09 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.10. Sections de ferrailage

		M (kn.m)	μ	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adpt} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	X_X	35.85	0.067	0.086	0.164	5.46	1.92	6 HA12 = 6.79	20
	Y_Y	8.92	0.016	0.021	0.168	1.32	1.6	4 HA8 = 2.01	30
En appuis		21.09	0.039	0.049	0.166	3.16	2.05	5 HA10 = 3.93	25

$St_{xx} = \min(2e ; 25 \text{ cm})$

$St_{yy} = \min(3e ; 33 \text{ cm})$

• Condition de non fragilité

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \cdot \frac{(3 - \rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_{min}^y = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases} \text{ et } A_{min}^a = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{ti}}{f_e}$$

• Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \cdot f_{c28} ; 3MPa) = 2.5 \text{ MPa}$, fissuration nuisible.

On a $V_u = \frac{q_u \cdot L}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{43.65 \cdot 5.75}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{0.59}{2}} = 96.906 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{96.906 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.17} = 0.57 \text{ Mpa}$

$\tau_u = 0.57 \text{ MPa} < \bar{\tau}$ condition vérifiée.

✓ A L'ELS

$\sigma_{max} = G + Q = 36.79 \text{ kn/m}^2$ $\sigma_{min} = Q = 4.38 \text{ KN/m}^2$

$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 28.68 \text{ kn/m}^2$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.59 > 0.4 \Rightarrow$ La dalle porte dans les deux sens L_x et L_y $\begin{cases} \mu_x = 0.0884 \\ \mu_y = 0.4565 \end{cases}$

$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 29.30 \text{ kn.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 13.38 \text{ kn.m} \end{cases}$

Moments en travées $\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} = 24.90 \text{ kn.m} \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} = 10.03 \text{ kn.m} \end{cases}$

Moments aux appuis $M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{0x} = 14.65 \text{ kn.m}$

• **Vérification des contraintes**

On doit vérifier que :

✓ **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y < \sigma_{bc} = 15 \text{MPa}$$

✓ **Les contraintes dans l'acier**

$$\sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) \leq \tilde{\sigma} = \min \left(\frac{2}{3} * f_e ; 150 * \eta \right) = 240 \text{ Mpa}$$

Avec :

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

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11. Vérification des contraintes

Localisation		Mser (kn.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Travée	X_X	24.9	4.95	18831.787	6.54	238.99	Vérifiée
	Y_Y	10.03	2.91	6807.027	4.28	311.41	Ne pas vérifiée
Appuis		14.65	3.92	12093.42	4.74	237.67	Vérifiée

On voit bien que la contrainte a la travée dans le sens yy ne pas vérifiée

Donc on augment la section des armatures : on prend 4HA10 As=3.14 cm² on obtient les résultats suivante :

travée	Y_Y	10.03	4.5	10396.87	4.34	180.88	vérifiée
--------	-----	-------	-----	----------	------	--------	----------

- Schéma de ferrailage du mur adossé

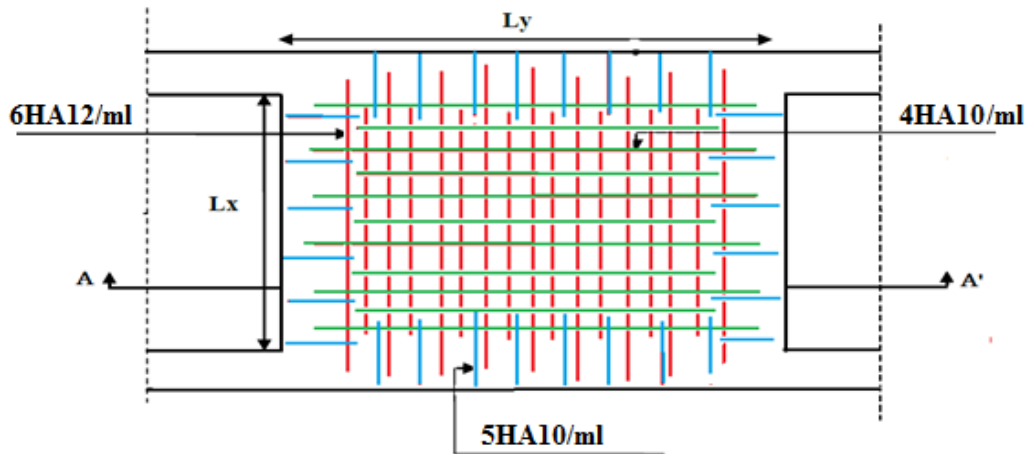


Figure VI.9.A : coupe horizontale

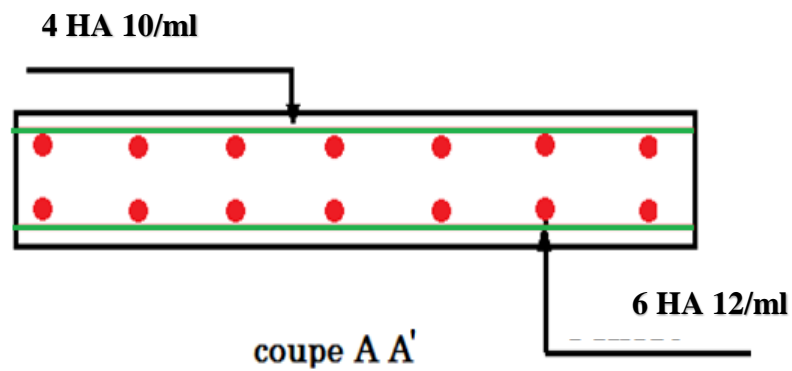


Figure VI.9.B : coupe transversale

Figure VI.9. Schéma de ferrailage du mur adossé.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différents techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment, on a pu prendre connaissance des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et on a pu aussi nous familiariser avec le logiciel de calcul et d'analyse « étabs V16 ».

Cette étude nous a permise de consolider et d'enrichir les connaissances déjà acquises tout au long de notre cursus et de faire un certains nombres de conclusions. Parmi celles-ci on a pu retenir ce qui suit :

1. La modélisation doit, autant que possible englobé tous les éléments de la structure secondaires soient-ils ou structuraux, car ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
2. La disposition des voiles est souvent compromise par l'architecture.
3. La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur le comportement de la structure face aux sollicitations dynamiques, ainsi que sur la justification de l'interaction (voiles- portiques).
4. L'existence des voiles dans la structure a permis la diminution des efforts internes dans les poteaux, ceci a donné lieu à des sections des poteaux soumises à des sollicitations relativement faibles.

Bibliographie

Bibliographie

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Cours de béton armé,(génie civil) .
- Logiciel étabs / version 2016.

Rapport de sol

Rapport de sol

Introduction

A la demande de l'Ets Berkani Promo Invest sise à Seddouk, le Laboratoire & Engineering de la Construction « SCP/LEC » a entamé une étude de sol du site du projet de réalisation d'un ensemble immobilier au lieu dit L'mizab dans la commune de Seddouk.

L'étude comportera des investigations sur site, à savoir :

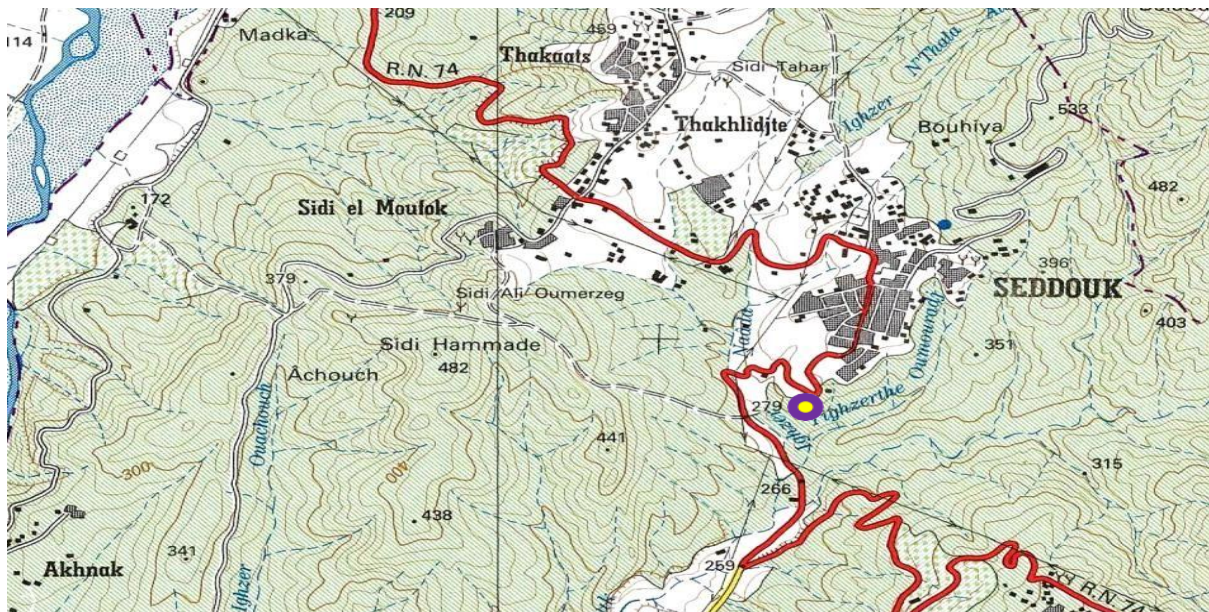
- ✚ Visite du site avec examen des ouvrages voisins ;
- ✚ Essais pénétrométriques, au pénétromètre dynamique lourd « PDL » ;
- ✚ Sondages carottés avec prélèvement d'échantillons intacts ;
- ✚ Essais et analyses au laboratoire sur les échantillons prélevés, pour la détermination des caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques du sol.

Cette étude permettra la collecte du maximum de renseignement concernant la nature du sol, dans le but d'adapter le projet en conséquence, et aussi de définir le système de fondation de l'ouvrage avec le meilleur rapport sécurité/coût.

1. Caracteristiques du site

Situation géographique

Le site objet de la présente étude se trouve au lieu dit L'mizab, localité située au niveau de la sortie Sud de la ville de Seddouk, à quelques dizaines de mètres de la RN 75.



Rapport de sol

1. Situation et état du terrain d'assise

Etat des lieux

C'est un terrain situé dans un versant à pentes régulières et parfois accidentées et abruptes.

Les altitudes sont comprises entre 280^m et 305^m environ.

Les pentes très abruptes et accidentées sont constatées essentiellement dans la partie Sud et Ouest du terrain (partie longeant les talwegs). C'est un terrain à vocation agricole (olivaie) qui débouche dans une ravine assez humide quasiment toute l'année.

Suite aux visites répétées effectuées sur site, on a constaté un versant stable, qui ne présente aucun signe d'instabilité (arbres, maisons au voisinage sans aucune anomalie, aucune fissure de traction n'est constatée).

Envergure du projet

Le projet consiste en la réalisation de 198 logements promotionnels en plusieurs blocs. Les constructions sont prévues avec des structures rigides mixtes : béton armé et maçonnerie.



2. Contexte géologique et géophysique

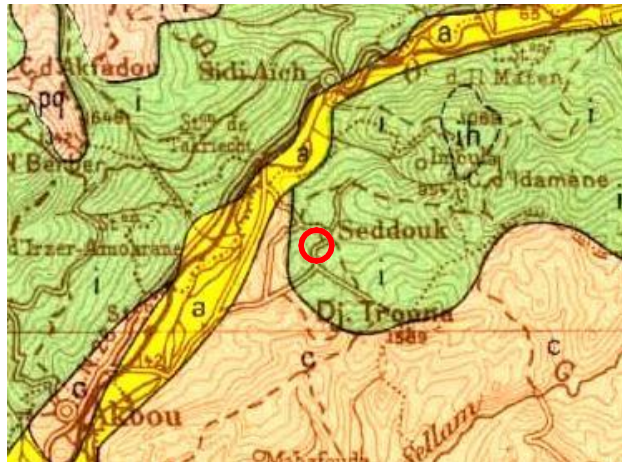
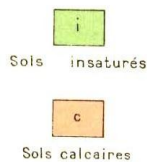
Aspect géologique

Du point de vue géologique et d'après la carte géologique 1/ 50 000^e de Sidi Aich, le site est situé sur un complexe albo-barrémien, constitué de schistes noirs esquilleux, avec quelques

Rapport de sol

rare lentilles de calcaires. Faciès monotone de 4 à 500 m d'épaisseur, surmonté au Sud Ouest de Seddouk par le Cénomanién inférieur.

Légende



Carte lithologique de la région de Seddouk

□ Aspect géophysique du site

Les constructions projetées sont des immeubles à usage d'habitation et commercial prévues avec des structures mixtes ; Béton armé + maçonnerie.

La wilaya de Béjaïa n'est pas épargnée par le phénomène sismique, provoquant ainsi des désordres dans le milieu urbain. Deux régions géologiquement distinctes sont l'objet de séismes plus ou moins fréquents, à savoir : les Babors et les Bibans.

Notre site est concerné par la sismicité de la région des Bibans. En effet, l'axe anticlinal qui s'étend de Berouaguia au Guergour et qui forme les Bibans est jalonné par d'importants foyers séismiques : Médéa, Mansourah et Medjana et Beni Ouertilane entre autres. De petites à moyennes secousses se sont produites. Elles sont toutefois rares par rapport à celles enregistrées dans les régions littorales mais néanmoins plus violentes.

Selon le règlement parasismique algérien « R.P.A » et la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie, classification 2003 :

- Le site se trouve dans une zone de moyenne sismicité, IIa.
- Le site est de catégorie S2, qui concerne les sols fermes.
- L'ouvrage est classé dans le groupe 1B, ayant une grande importance.



3. Reconnaissances in-situ

Le programme de reconnaissance in-situ a consisté en l'exécution de huit sondages pénétrométriques, réalisés au pénétromètre dynamique lourd type Géotool. Ces essais nous permettent de détecter la moindre anomalie ou changement brutal dans la consistance des couches du sous-sol, et d'évaluer la portance du sol support. En plus de cela, ces essais nous ont permis d'implanter d'une manière efficace les quatre sondages carottés de 9^m chacun. L'implantation de ces investigations est représentée en annexe.

a) Essai de pénétration dynamique

• Organisation des investigations sur site

Afin de tâter le terrain et confirmer l'homogénéité horizontale et verticale du terrain, aussi, vérifier la stabilité générale du versant, on a procédé en premier lieu à des sondages pénétrométriques au moyen d'un pénétromètre dynamique lourd « P.D.L » et sondages carottés au niveau de points éparpillés le long des pistes et en concordance avec les assises des immeubles projetés (voir plan d'implantation des essais géotechniques). Les résultats obtenus, ont servi à l'appréciation du sous sol et l'élaboration d'un profil géotechnique du versant. Néanmoins, ces résultats pénétrométriques seront affinés par des essais

Rapport de sol

pénétrométriques qui seront réalisés au niveau des plates formes devant recevoir quelques blocs, c'est-à-dire après les terrassements en grandes masses.

Principe de l'essai

L'essai de pénétration dynamique est un test qui donne une indication qualitative sur la résistance du sol, il consiste à faire pénétrer dans le sol, par battage un train de tiges muni d'une pointe conique à l'aide d'un marteau tombant en chute libre appelé «mouton », pour une énergie de battage constante, on compte le nombre de coups de mouton N nécessaires pour obtenir un enfoncement de 20 centimètres. Les résistances dites en pointe sont alors déduites à partir de la formule des «Hollandais».

Interprétation qualitative

Suite aux résultats pénétrométriques (voir diagrammes pénétrométriques annexés), on distingue globalement un terrain relativement homogène vis-à-vis de sa compacité.

En effet, tous les sondages pénétrométriques indiquent un terrain homogène avec des résistances en pointe très importants à partir du 2^{ème} mètre de profondeur et qui dépassent largement 100 bars.

b) Sondages carottés et lithologie du terrain

Le sondage carotté peut nous permettre une appréciation de la lithologie et de la stratigraphie du sous sol en place ainsi que le prélèvement d'échantillons intacts pour les différents essais et analyses au laboratoire.

C'est pourquoi, on a procédé à la réalisation de quatre sondages carottés rotatifs de 9^m de profondeur chacun, au niveau d'endroits épars de l'assiette d'assise des immeubles. Des coupes lithologiques sont ainsi élaborées à partir de ces sondages :

SC 01 :

0^m.00 à -0^m.20 : Terres végétales

-0^m.20 à -1^m.90 : Limon argileux schisteux graveleux, moy compact à compact, de couleur beige à jaunâtre

-1^m.90 à -9^m.00 : Schiste marneux argileux peu plastique, peu graveleux, très compact, de couleur verdâtre à bigarrée.

SC 02 :

0^m.00 à -0^m.20 : Terres végétales

-0^m.20 à -3^m.10 : Limon argileux schisteux graveleux moy compact à compact, de couleur beige à jaunâtre

-3^m.10 à -9^m.00 : Schiste marneux argileux peu plastique, peu graveleux, très compact, de

Rapport de sol

couleur verdâtre à bigarrée.

SC 03 :

0^m.00 à -0^m.20 : Terres végétales

-0^m.20 à -2^m.80 : Limon argileux schisteux graveleux, moy compact à compact, de couleur beige à jaunâtre

-2^m.80 à -9^m.00 : Schiste marneux argileux peu plastique, peu graveleux, très compact, de couleur verdâtre à bigarrée.

SC 04 :

0^m.00 à -0^m.10 : Terres végétales

-0^m.10 à -3^m.20 : Limon argileux schisteux graveleux, moy compact à compact, de couleur brun à jaunâtre

-3^m.20 à -9^m.00 : Schiste marneux argileux peu plastique, peu graveleux, très compact, de couleur verdâtre à bigarrée.

4. Caractéristiques des sols de fondation

Quatre échantillons plus ou moins remaniés extraits à partir des sondages carottés, sont soumis à des essais et analyses physiques et chimiques au laboratoire. Signalons, néanmoins, que ces échantillons contiennent des galets et gros grains, ce qui rend la réalisation des essais mécaniques quasiment impossible.

Caractéristiques physico mécaniques

Il s'agit d'analyses au laboratoire, pour la détermination des caractéristiques physiques du sol, par des essais granulométriques, permettant l'identification physique du sol en traduisant les mesures sous forme de statistiques des grains. Aussi, des essais pour la détermination des limites d'Atterberg ainsi que les densités apparentes du sol, sont effectués. Le tableau qui suit, résume les résultats obtenus.

Des essais mécaniques pour la détermination des caractéristiques mécaniques moyennes du sol sont réalisés au moyen de la boîte de Casagrande (cisaillement rectiligne) et qui ont donné:

Couche de 0^m.60 à -3^m.00 de profondeur : $\gamma_{h\text{ moy}} = 2.18 \text{ t/m}^3$ - $\phi_{\text{moy}} = 23^\circ$ et $C_{\text{moy}} : 0.39 \text{ bar}$.

Couche au-delà de -3^m.00 de profondeur : $\gamma_{h\text{ moy}} = 2.32 \text{ t/m}^3$ - $\phi_{\text{moy}} = 29^\circ$ et $C_{\text{moy}} : 0.47 \text{ bar}$.

Caractéristiques chimiques

Pour en savoir plus sur le sol, notamment son agressivité, on a soumis un échantillon, à des essais chimiques et minéralogiques qui ont donné :

Rapport de sol

PROFONDEUR - M	SULPHATES SO₄	MATIERES
	--	CARBONATE ORGANIQUES
		S CACO₃
3^m.00 - 3^m.50	Traces	41.10 0.18

Les résultats des analyses chimiques et minéralogiques ci dessus, indiquent une agressivité nulle du sol, selon les normes NF P 18 011 du 06/92.

5. Calculs et interprétations

Contrainte admissible du sol « σ » des sols de fondation

Le taux de travail admissible du sol est donné par une formule empirique, valable pour les fondations superficielles. $Q_{adm} = R_{d \min} / \alpha$

Avec:

Q_{adm} : contrainte admissible en Bars.

$R_{d \min}$: résistance de pointe dynamique minimale en Bars.

α : coefficient réducteur, pris généralement égal 21

En considérant les points les plus défavorables, on peut déduire les contraintes admissibles des sols de fondations (voir tableau joint en annexe).

Tassement sous les fondations

Etant donné la compacité des sols constatée par l'intermédiaire des résultats pénétrométriques et confirmée par les sondages carottés, on estime que les tassements induits par les charges des constructions seront négligeables et non préjudiciables.

Conclusion & recommandations

L'assiette choisie pour accueillir les immeubles d'une promotion immobilière sise au lieu dit L'mizab dans la commune de Seddouk, au profit de l'Ets BERKANI Promo Invest, est caractérisée par une portance très satisfaisante.

C'est un terrain à vocation agricole (olivaie), avec une pente abrupte essentiellement dans sa partie aval, orientée Est -Ouest, limité des côtés Ouest et Sud par des talwegs (ravine).

Les sols sont dominés par des schistes argileux compacts en surface à des schistes marneux

Rapport de sol

très compacts en profondeur.

Des essais pénétrométriques réalisés au pénétromètre dynamique lourd et des sondages carottés ont été effectués sur toutes les parties accessibles et praticables du terrain et ont permis d'apprécier une homogénéité tant latérale que verticale du terrain vis-à-vis de sa **compacité**.

Néanmoins, il reste une partie du terrain d'assise non praticable et nécessitant un accès pour les appareils. Il s'agit des assises des blocs 01, 02 et 10. Des essais géotechniques in situ doivent être réalisés après ouverture d'accès ou réalisation des plates formes.

A cet effet, on préconise :

- La couche de sols faibles et altérés ne dépasse pas 60 cm d'épaisseur.
- Un ancrage min de 1^m.80 des fondations, par rapport aux futures plates formes d'assise doit être assuré.
- La contrainte admissible des sols de fondation à adopter pour toutes les assises est de $\sigma = 2.10$ bars.
- Les sols sont très compacts, par conséquent il est conseillé de réaliser les blocs dans des assiettes sous forme de gradins et ne pas entreprendre des terrassements inutiles et ô combien difficiles et onéreux.
- Les sols essentiellement, dans la partie Est du terrain sont très rigides (semi rocheux).
- Prévoir un confortement de la rive gauche du talweg (ravine) longeant la limite Ouest du terrain.
- Des essais pénétrométriques supplémentaires et complémentaires sont recommandés au niveau des platesformes devant accueillir les immeubles 01, 02 et 10.

Aussi, on conseille :

- ✓ Elaborer une étude des terrassements généraux, qui permettra un contrôle des remblais, des déblais et des points de stockage des remblais.
- ✓ Entamer la réalisation du projet par les blocs situés en aval du terrain.
- ✓ La réalisation de réseaux d'E.E.P, E.E.U et A.E.P très étanches (en les posant dans des caniveaux).
- ✓ En plus de l'aspect économique, il est toujours risqué de trop modifier les terrains en pente par rapport à leur état d'équilibre initial.
- ✓ Procéder à l'arborisation consciencieuse du site (par des arbres d'eucalyptus, olives ...).

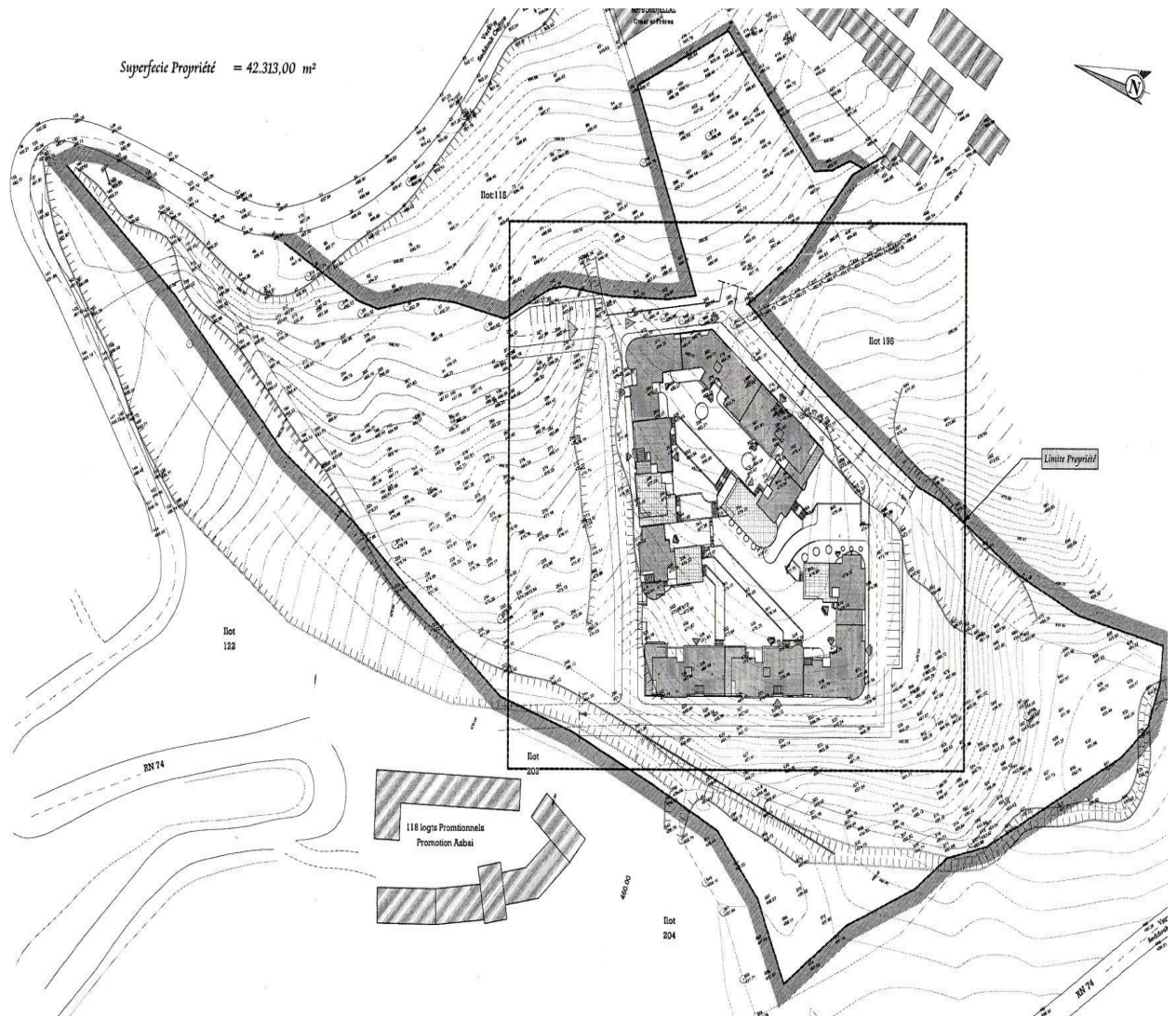
Rapport de sol

L'INGENIEUR CHARGE DE L'ETUDE

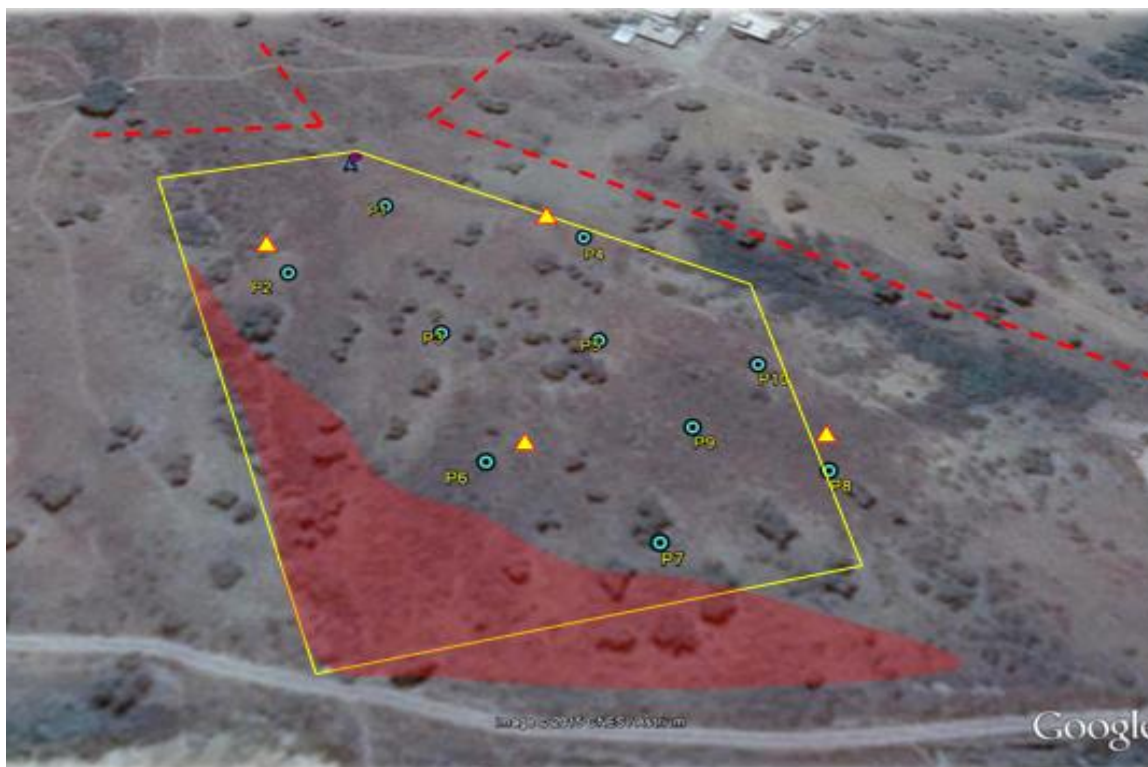
LE DIRECTEUR

Observations relatives à l'exploitation du présent dossier

Annexe



Rapport de sol



PLAN DE SITUATION DES BLOCS DANS LE TERRAIN

Le présent dossier et annexes constituent un document indissociable. La mauvaise utilisation qui pourrait en être faite suite à une communication ou reproduction partielle sans l'accord écrit du L.E.C ne saurait engager sa responsabilité.

1. Des changements dans l'implantation, la conception ou l'importance des constructions par rapport aux données de la présente étude, peuvent conduire à modifier les conclusions et les prescriptions du rapport et doivent, par conséquent, être portés à la connaissance du L.E.C.

Le L.E.C ne saurait être rendue responsable de modifications apportées à son étude que dans la mesure où elle aurait donné, par écrit, son accord sur les dites modifications.

Annexes

Annexes

Annexe I

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584

Annexes

0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexes

Annexe II

Table de PIGEAUD

**M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite u^*
v au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de
dimension $Lx * Ly$**

	u/Lx v/Ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092
	0.1	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090
	0.2	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088
	0.3	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085
	0.4	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080
	0.5	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075
	0.6	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068
	0.7	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064
	0.8	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058
	0.9	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053
	1.0	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048
Valeur de M₂	0.0	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010
	1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009

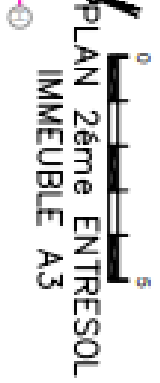
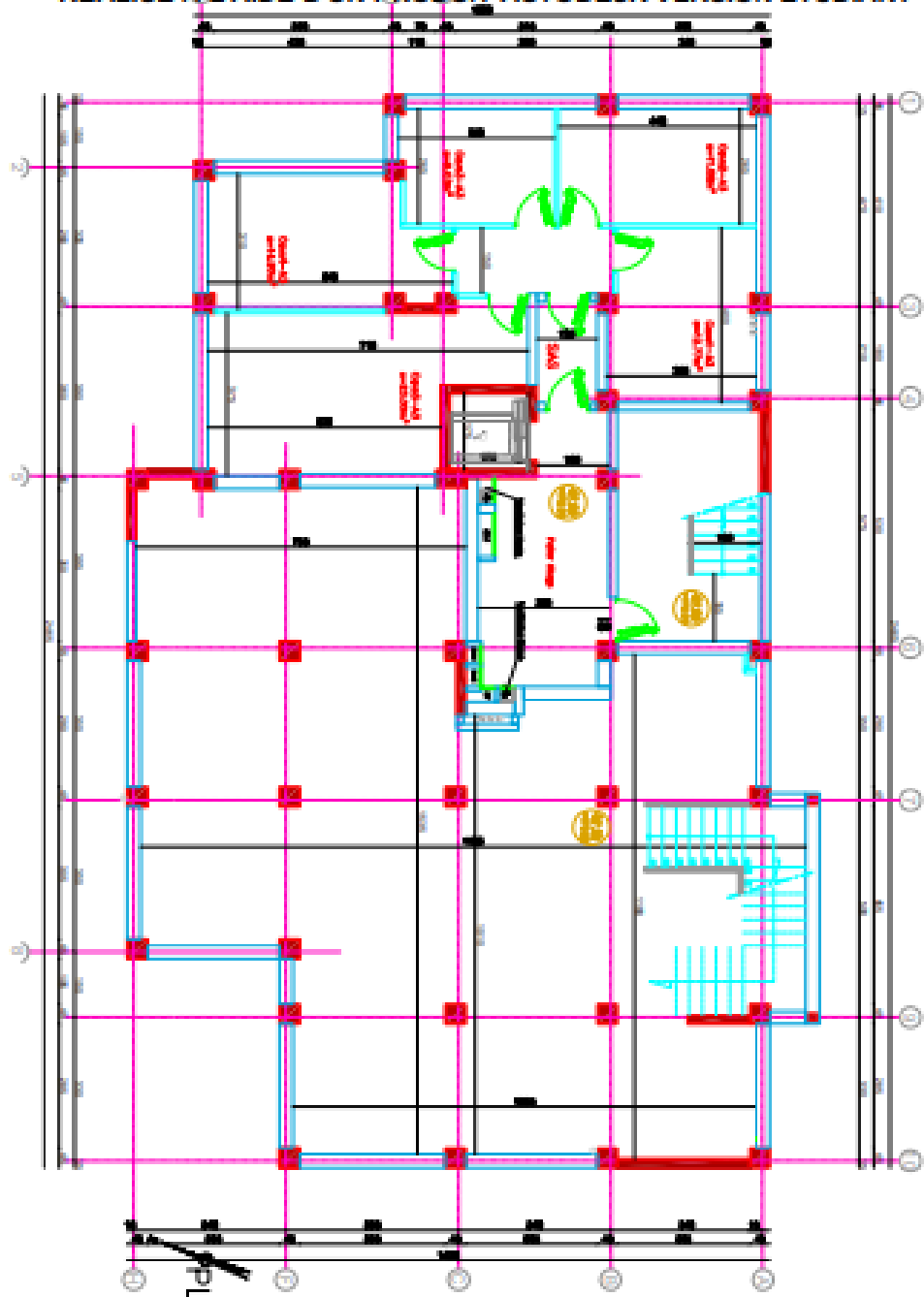
Plan de la structure

Plan de la structure

Plan de la structure

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

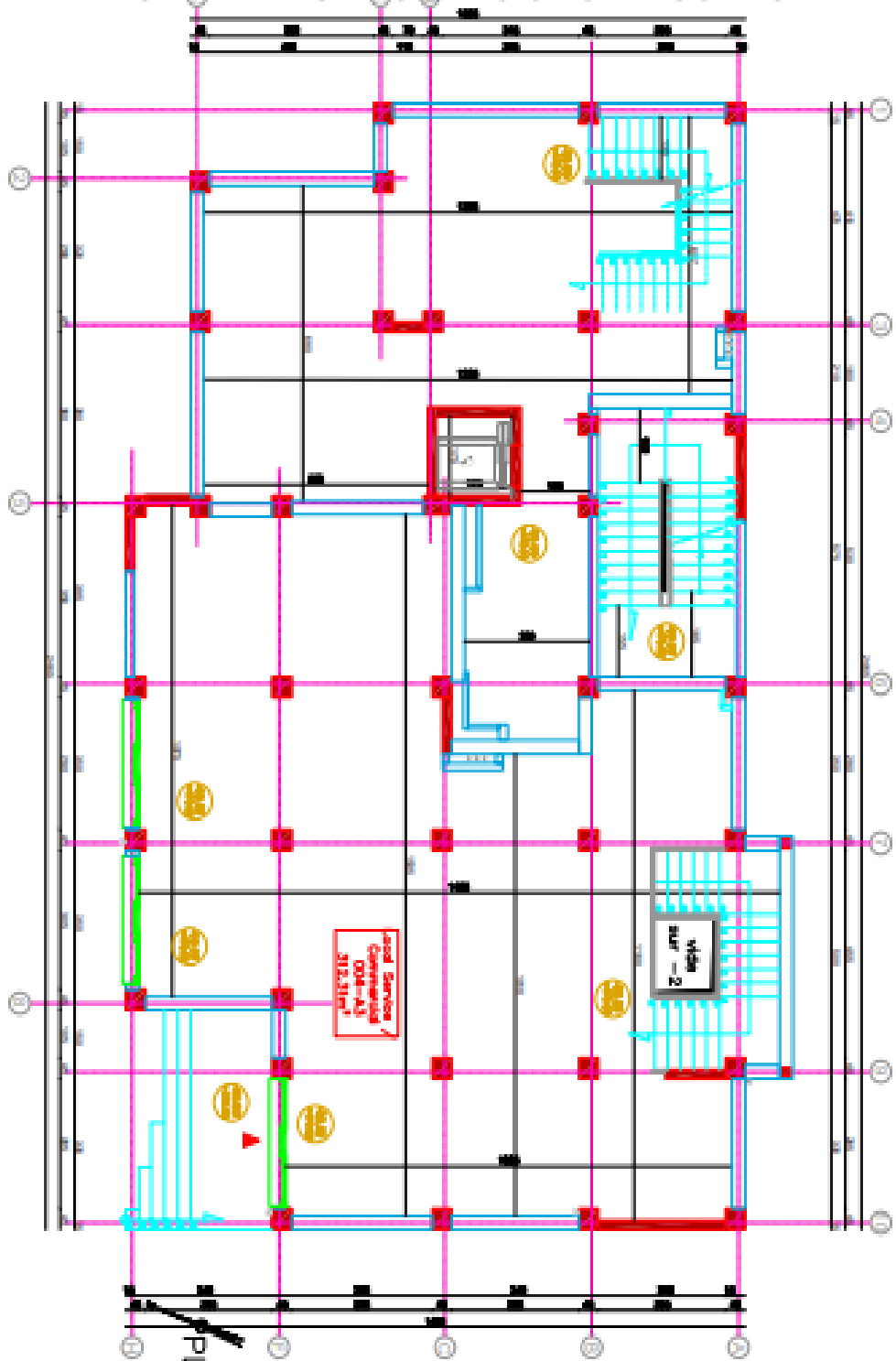
REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT



Plan de la structure

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

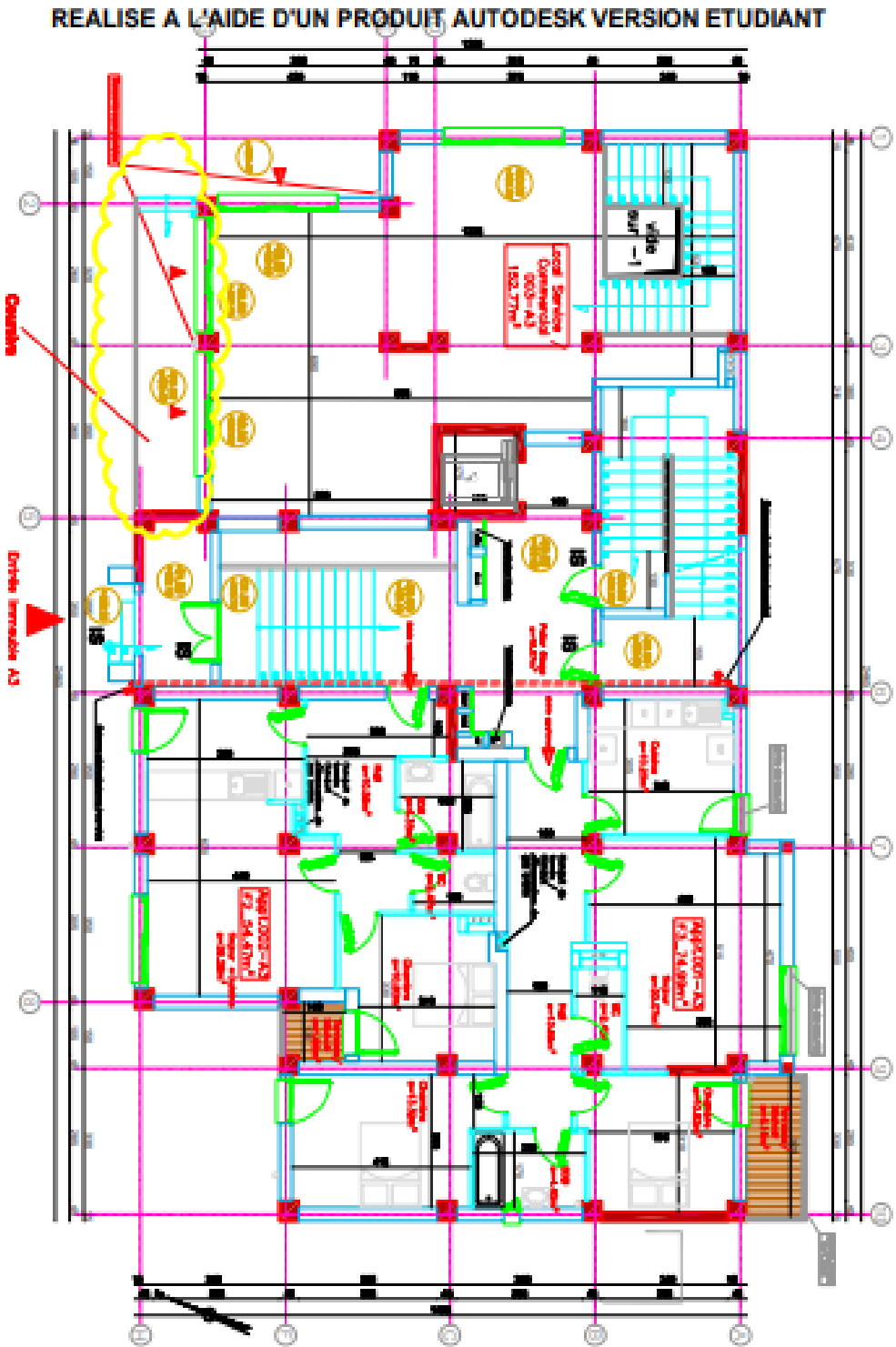
REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT



0 5
PLAN 1er ENTRESOL
IMMEUBLE A3

Plan de la structure

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT



0 5
PLAN RDC
IMMEUBLE A3

Plan de la structure

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

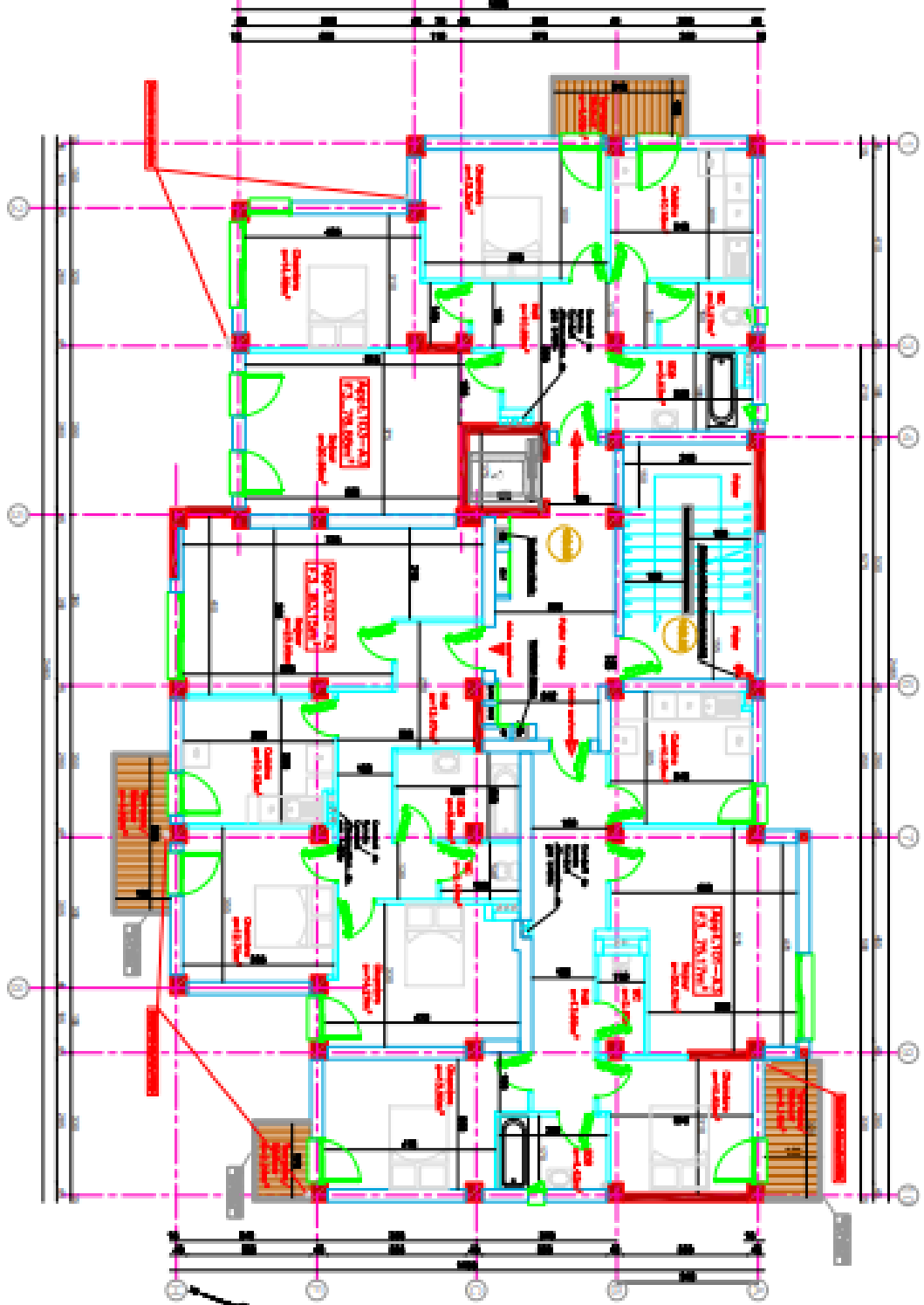


PLAN NIV+1
IMMEUBLE A3

Plan de la structure

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

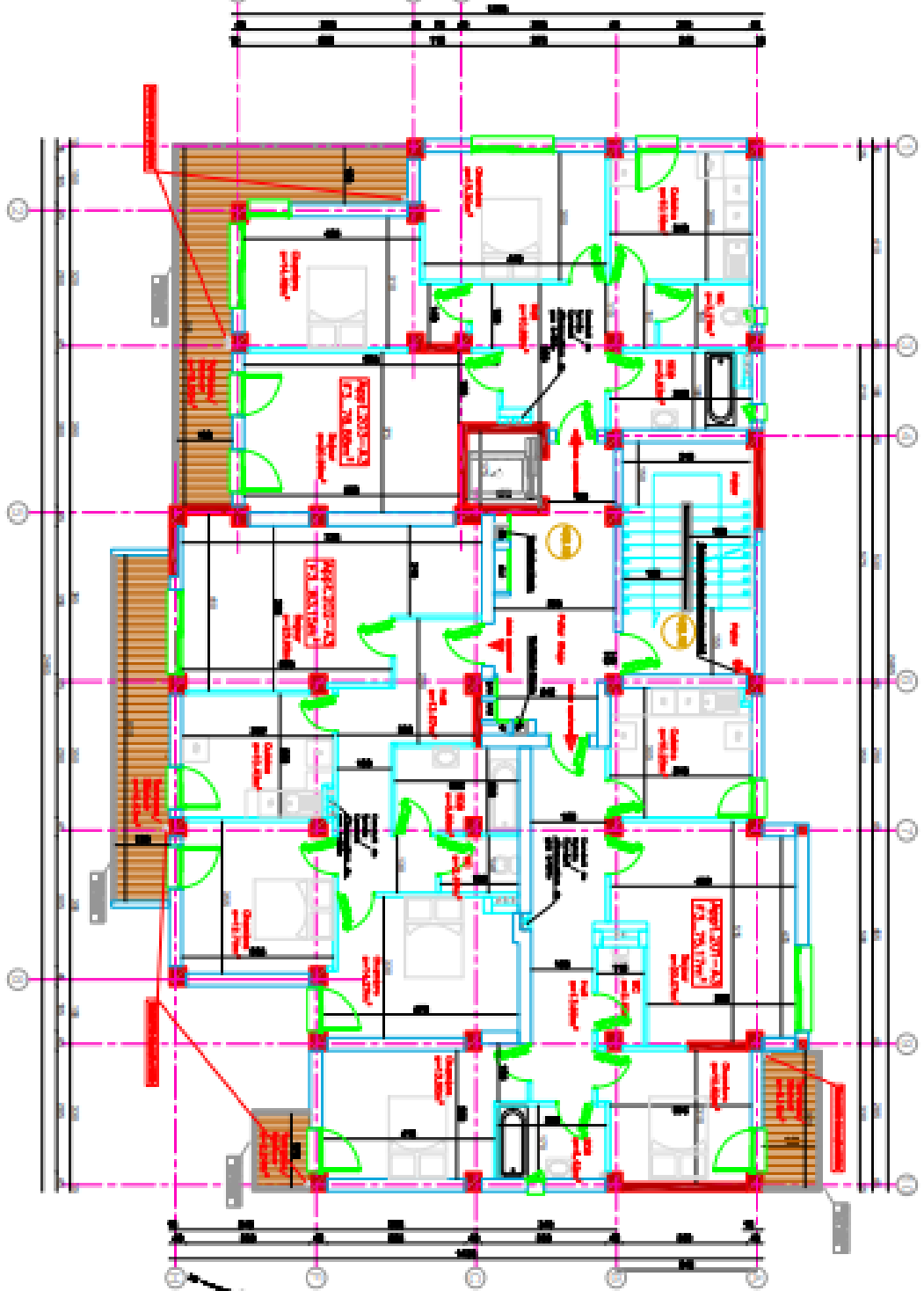


PLAN NIV+1
IMMEUBLE A3

Plan de la structure

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

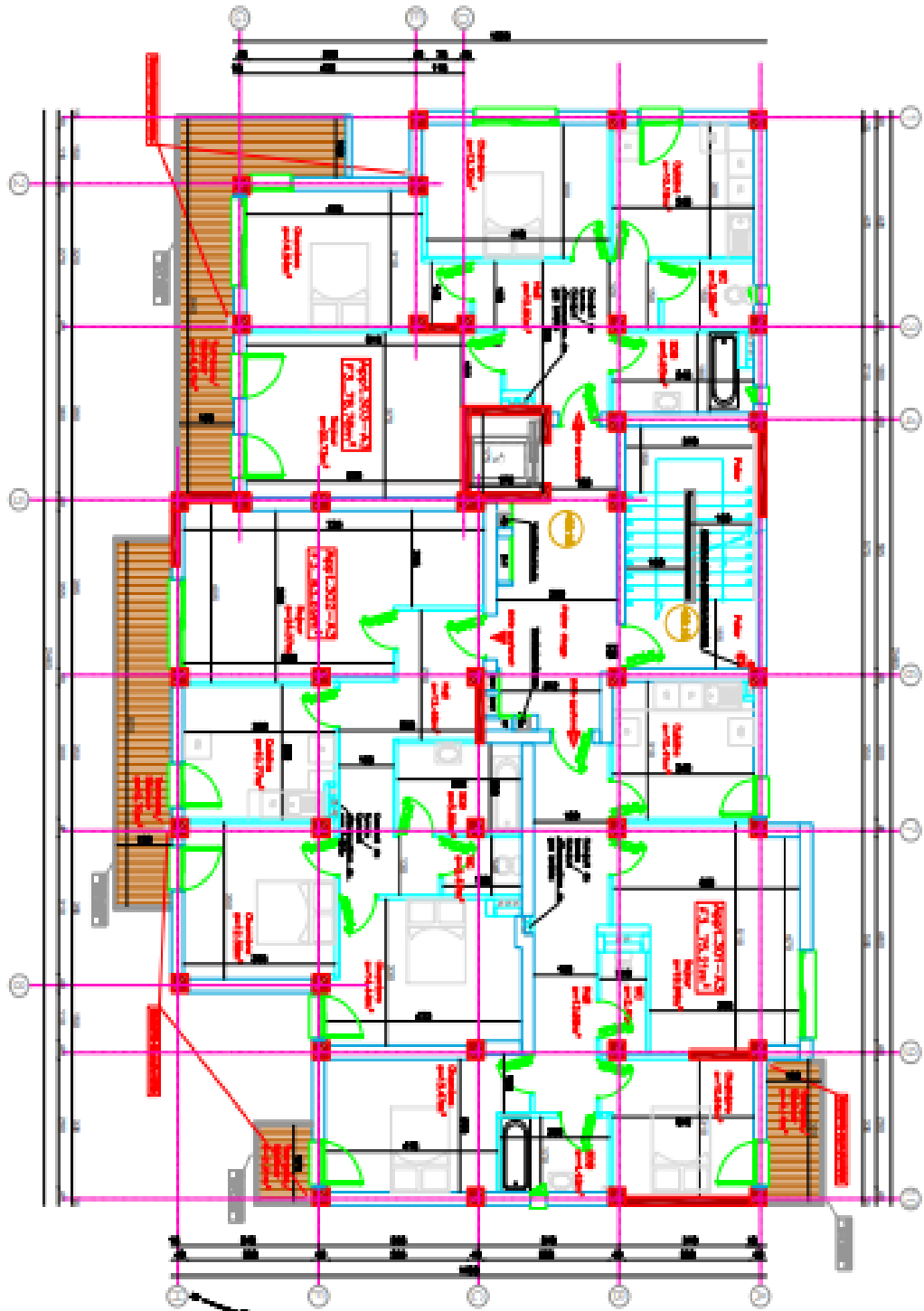


0
5
PLAN NIV+2
IMMEUBLE A3

Plan de la structure

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

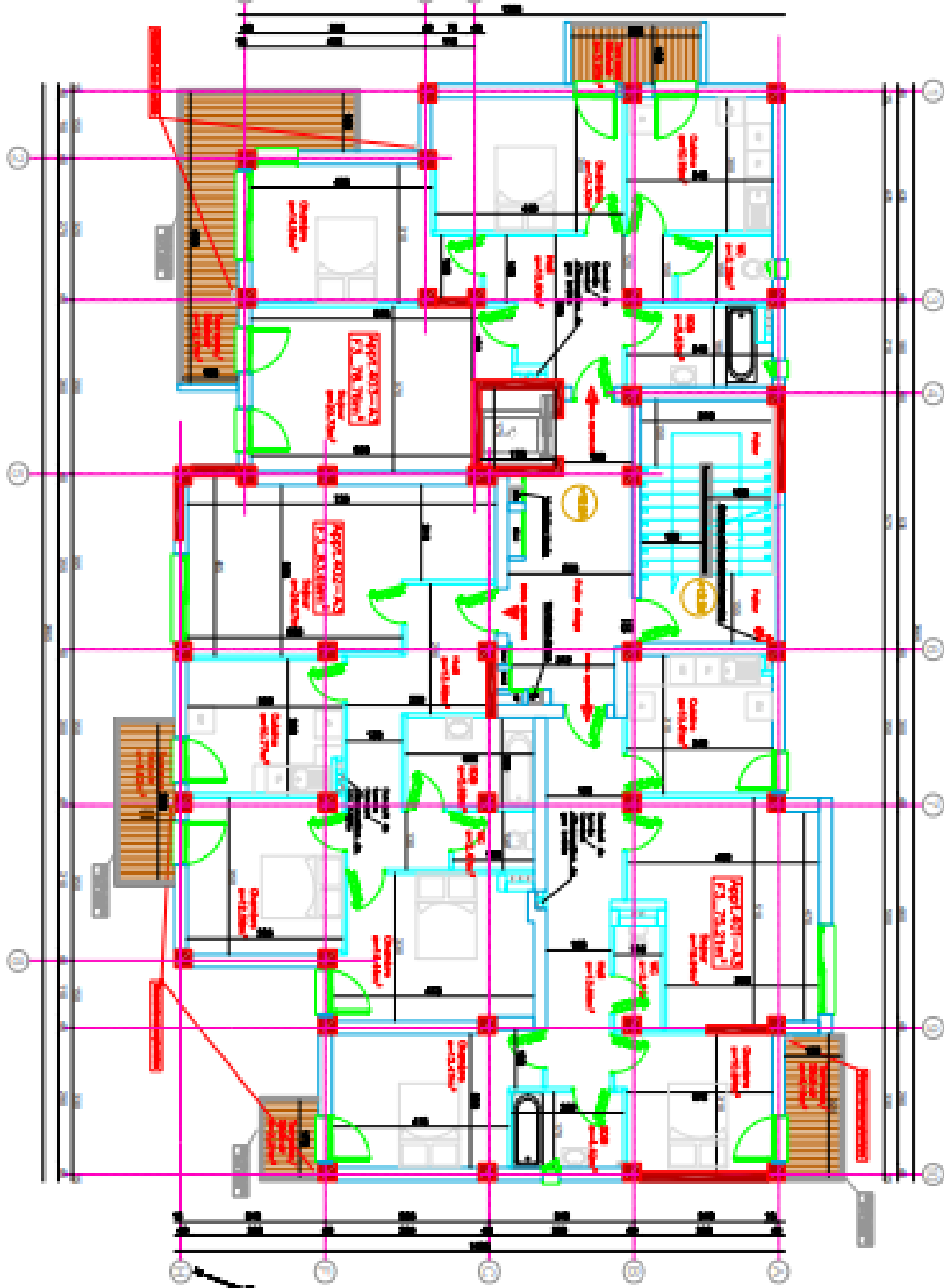


0 5
PLAN NIV+3
IMMEUBLE A3

Plan de la structure

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

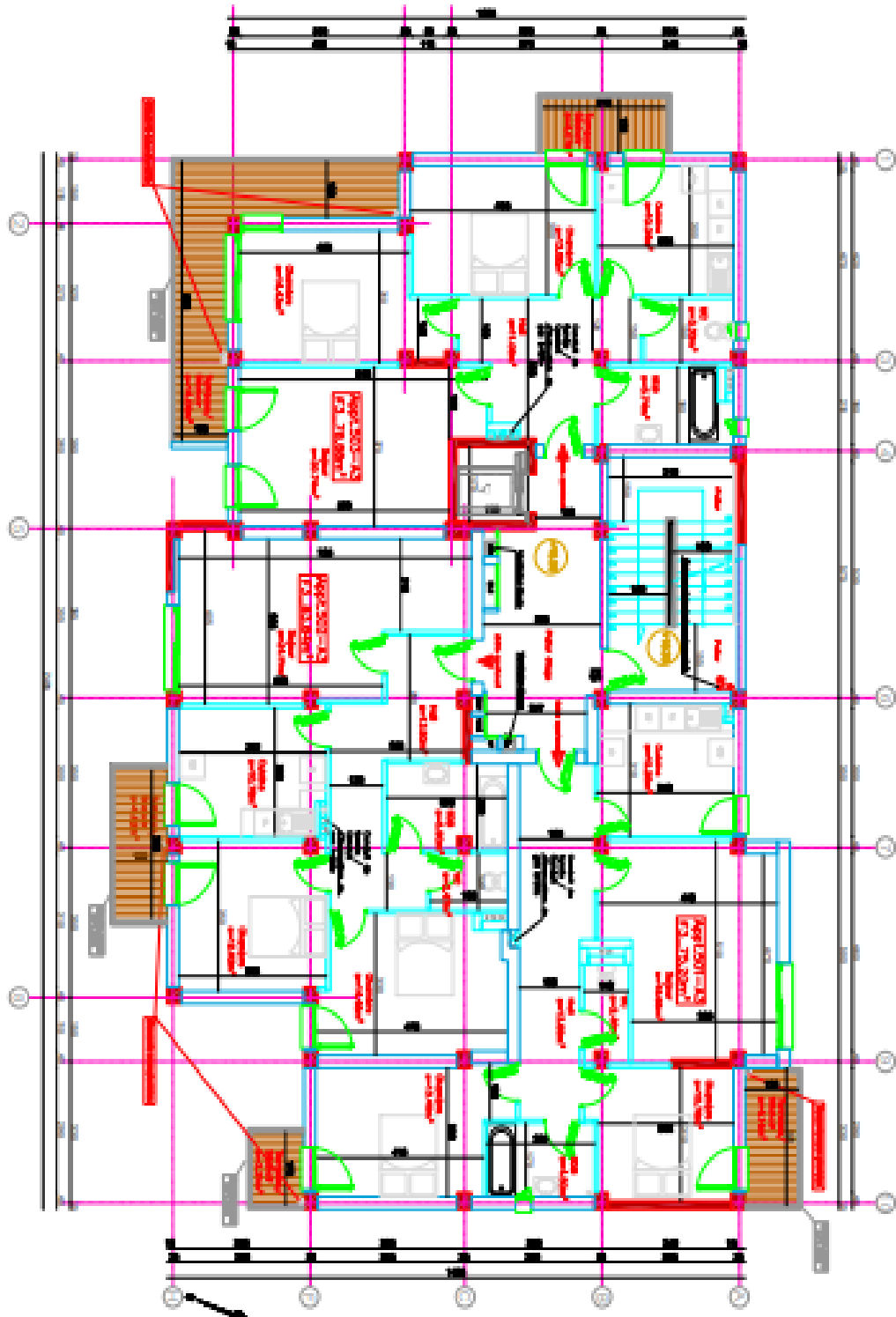


0 5
PLAN NIV+4
IMMEUBLE A3

Plan de la structure

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

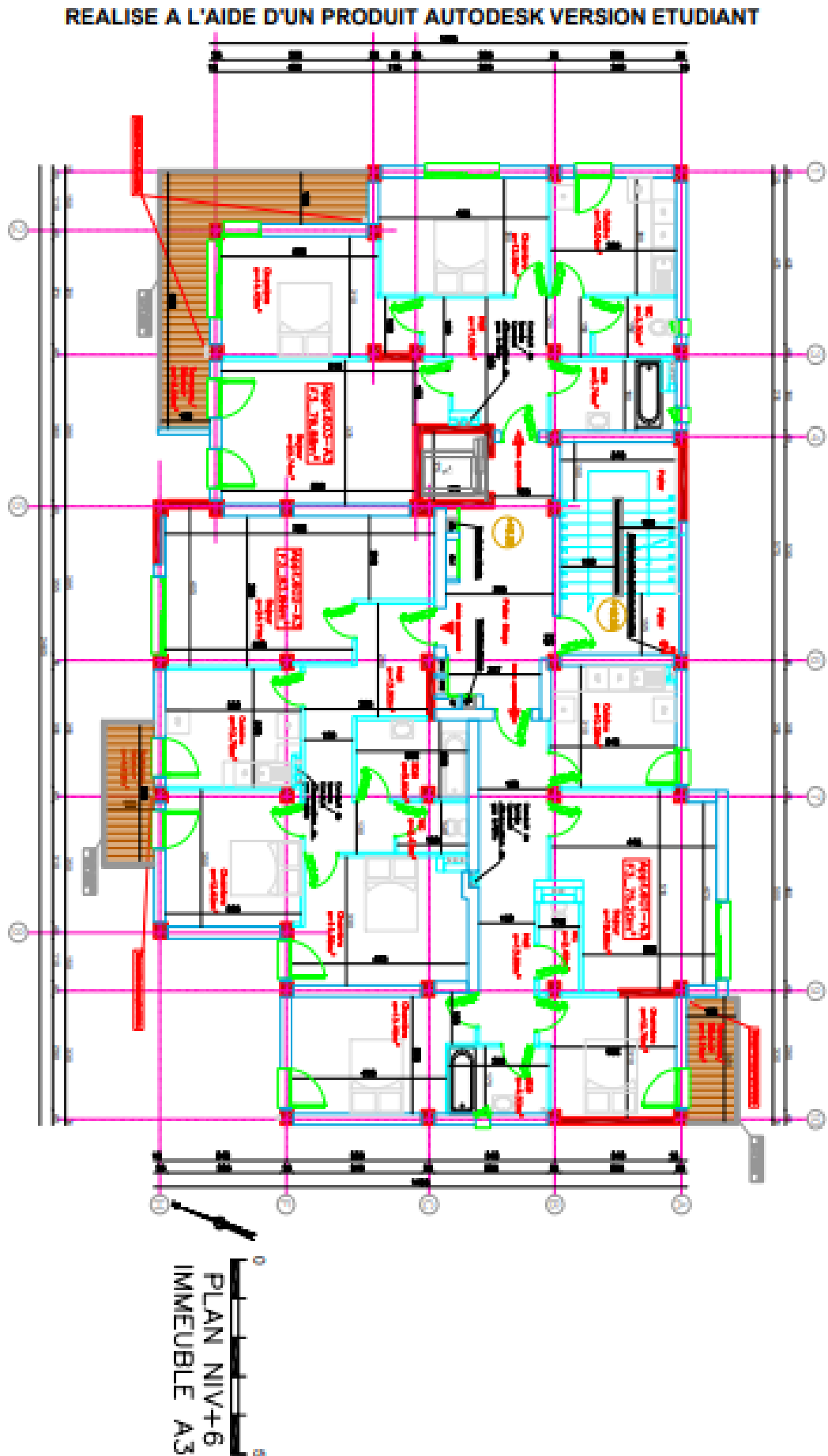
REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT



0 5
PLAN NIV+5
IMMEUBLE A3

Plan de la structure

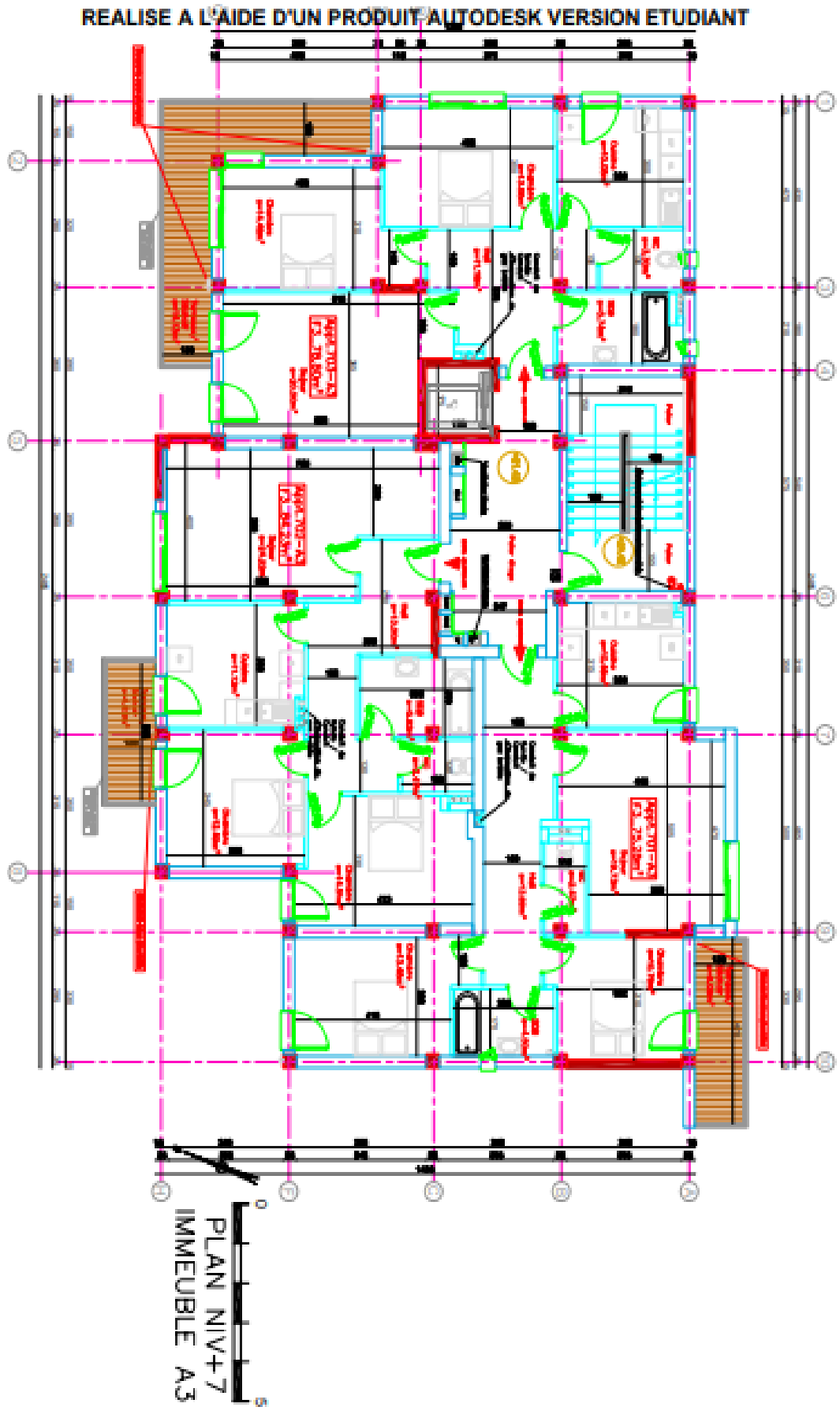
REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT



PLAN NIV+6
IMMEUBLE A3

Plan de la structure

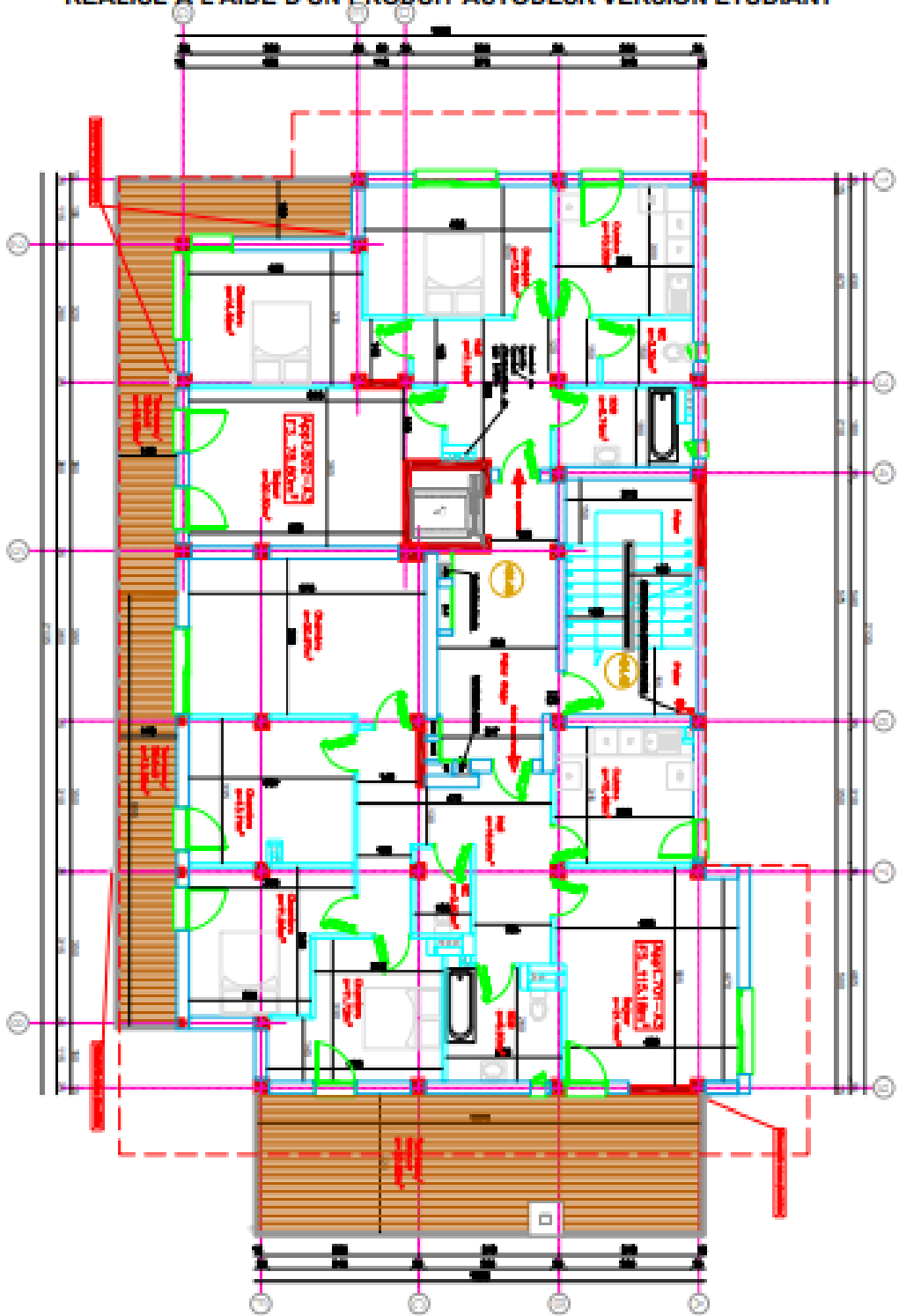
REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT



Plan de la structure

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT



PLAN NIV+8
IMMEUBLE A3

Plan de la structure

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT



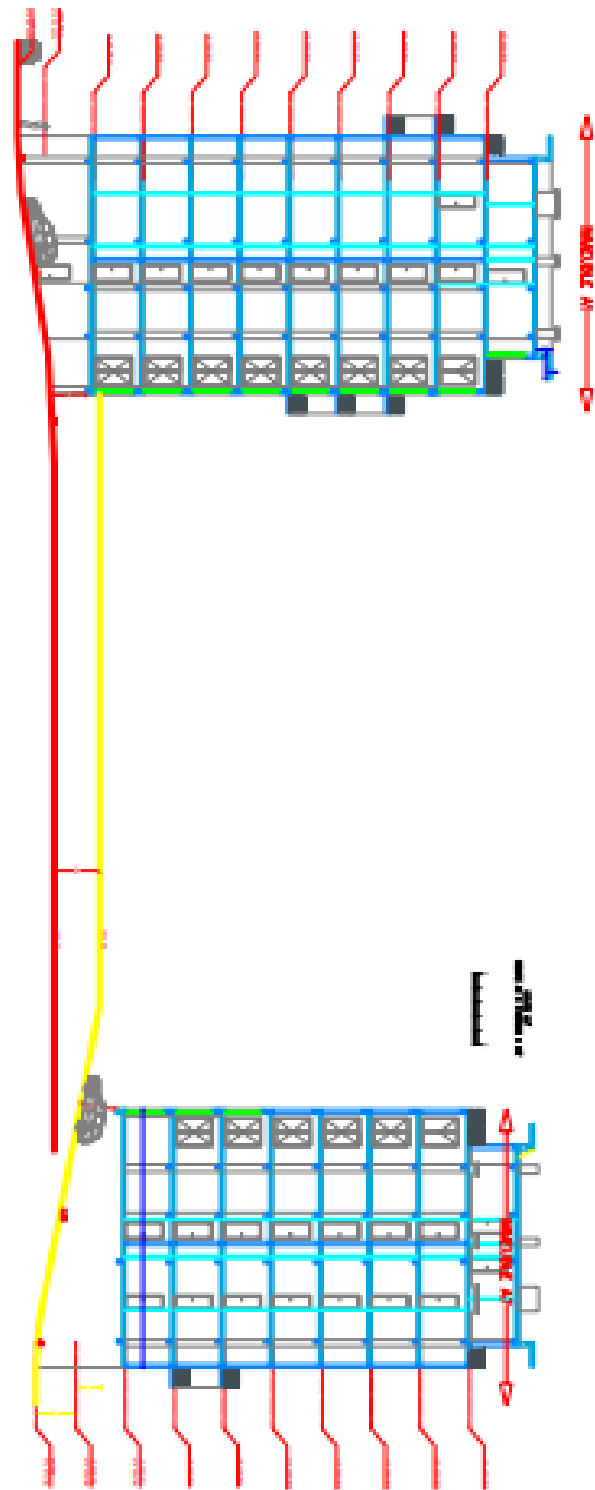
REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT



Plan de la structure

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

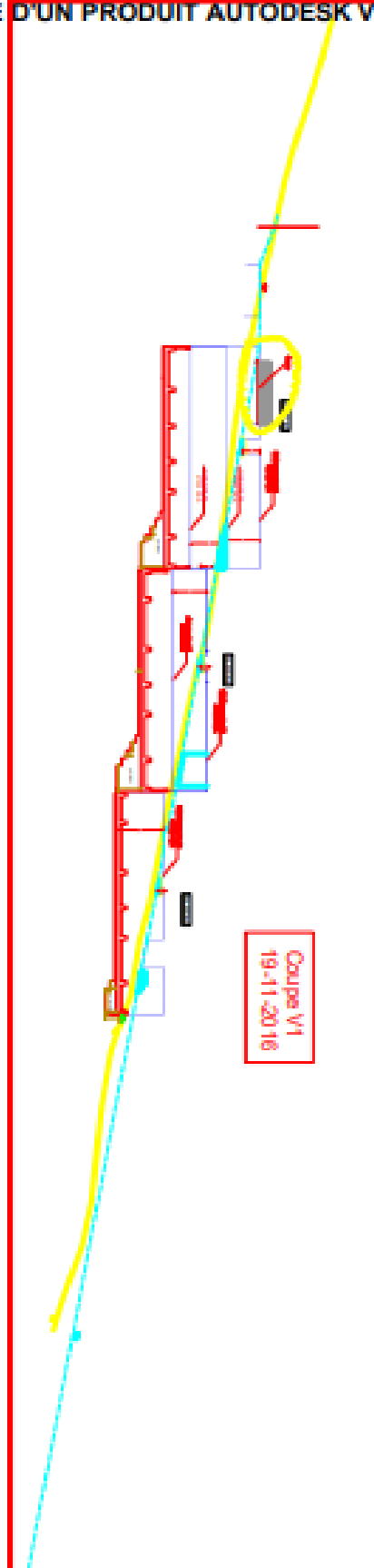
REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT



Plan de la structure

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT



Coupe V1
19-11-2016