

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

Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme Master en génie civil
Option : Matériaux et structures

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+10+S-sol et E-sol) à usage multiples d'habitation
Commercial et bureaux contreventé par un système mixte
(Voiles – Portiques)**

Présenté par :

M^r AFROUN Nabil
M^r BOUZIDI Loucif
M^r MADI Nabil

Encadreur :

M^r A.Boukellouda

Jury:

M^{me} S Arezki
M^{me} S ourabah

Promotion 2012-2013

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener a terme ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur Mr A.boukellouda d'avoir accepter de nous guider dans ce travail.

Nos remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ce qui ont participé de prés ou de loin à ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents pour toute l'aide qu'ils
n'ont cessé de me donnée.

A mon cher frère Ahcen et sa femme et en
particulier le petit Amin.

A mes beaux frères omar et tarik.

A mes sœurs Siham, Fouzia, Soria, Lynda et
son adorable Islam.

A toute ma famille

A mes binômes et leurs familles

Et a tous mes amis sans exception

Loucif.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A la mémoire de mon très cher père

A ma très chère mère qui ont tant donné pour me voir
réussir.

A mes très cher frère: Raïd et Akli et son épouse, et le petite
ange MAYAS.

A mes très chères sœurs : Hayat, Malika, Lynda, Zina (et
leurs épouses)

A ma très chère grande mère.

A mes très chères tantes et oncles.

A mes très chers cousins : Boualeme, Lounis, Brahim,
Ouhib, Arab, Slimene, Tarik, Zahir, Hakim,.....

A Tous mes amis et amies (Jigou, Yacine, Bolo, Ribouh,
Karim, Tayeb, Dahmene, Salim, Zimpo, Momoh, Koutkout
(et leurs amis) mouhamed, Djaafer, M, A, Amel,)

A mes binômes Loucif et nabil et leurs familles

A Toute ma grande famille, Qui m'a soutenu en toutes
circonstances aux cours de ce cycle

A toute la promo de master génie civil 2013

A.NABIL



Dédicaces



En premier lieu nous tenons à remercier nos familles pour leurs sacrifices et encouragements durant tout le parcours des études. Sans oublier notre promoteur M' A.Boukellouda de nous avoir encadré

Mes amis que j'estime de tout cœur, en particulier Fichai le débrouillard, qui ont compatit à mes douleurs et jubilés à mon bonheur et avec qui j'ai passé de bons moments inoubliables et je leurs souhaitent une vie prospère et pleine de réussite. Et aussi nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants de département GENIE CIVIL pour leurs rôles importants dans notre formation. En particulier les membres de jury qui auront à juger ce travail.

Nabil Madi



SOMMAIRE

Introduction générale.

Chapitre I. Généralités

I.1 Introduction.....	1
I.2 description de l'ouvrage.....	1
I.3Caractéristiques de l'ouvrage.....	1
I.4Contreventement.	1
I.5. Règlementation et normes utilisés.	1
I.6.Méthode de calcul.....	2
I.7. Matériaux.....	2
I.8 Actions et sollicitations.....	6

Chapitre II. Pré dimensionnement des éléments

Introduction.....	8
II.1pré dimensionnement des éléments porteurs.....	8
II.2 Les planchers.....	9
II.2.1 Plancher à corps creux.....	9
II.2.2 Pré dimensionnement des poutrelles.....	10
II.3 Pré dimensionnement de l'acrotère.....	10
II.4 Pré dimensionnement des dalles pleines.....	11
II.5 les voiles.....	12
II.6 Escalier.....	12
II.7.Evaluation des charges et surcharges.....	15
II.8 La descente de charge.....	17
II.9. Vérifications.....	27
II.9.1. Vérification des poteaux à la compression simple.....	27
II.9.2.Vérification de l'effort normal réduit.....	29
II.10. Conclusion.....	30

Chapitre III. Etude des éléments secondaires

III.1.Introduction.....	31
III.2.Méthodes de calcul.....	31

Sommaire.

III.2.1.La méthode forfaitaire	31
III.2.2. Méthode de Caquot	32
III.3 : Etude du plancher.....	32
III.3.1 : Les différents types des poutrelles	32
III.3.2.Charges et surcharges revenant aux poutrelles.....	33
III.3.3.Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire	33
III.3.4.Exemple de calcul (poutrelle type 3).....	34
III.3.5.Exemple de ferrailage Etage courant (types 4)	38
III.3.6.Ferrailage des poutrelles	46
III.3.6.1Vérification à l'ELU.....	47
III.3.6.2.Vérifications des contraintes à E.L.S	48
III.3.6.2.1. Etat limite de compression de béton	48
III.3.6.2.2 Etat limite de déformation	49
III.3.7.Ferrailage de la dalle de compression	50
III.3.7.1.Armatures perpendiculaires aux poutrelles.	50
III.3.7. 2.Armatures parallèles aux poutrelles	50
III.3.8.Schéma de ferrailage des poutrelles	51
III.4. étude des poutres de chainages.....	53
III.4.1.Dimensionnement	53
III.4.2.sollicitation	53
III.5. dalle pleine	56
III.5.1 dalle sur deux appuis $\rho > 04$	56
III.5.2. dalle sur deux appuis $\rho < 04$	59
III.5.3. Panneau du plancher (4 appuis)	64
III.6. Etude des escaliers	67
III.6.1. Escalier à trois volées (E-Sol).	67
III.6.1.1. Calcul du chargement.....	68
III.6.1.2. Calcul des sollicitations.....	68
III.6.1.3. Calcul du Ferrailage à l'ELU.	69
III.6.1.4. Vérifications.	73
III.7. Etude de la poutre palière	87
III.8.. Etude de la poutre brisée	90
III.9. Description de l'ascenseur.....	93
III.9.1. Caractéristiques des ascenseurs.....	94

Sommaire.

III.9.2. Etude de l'ascenseur	94
III.9.3. Evaluation des charges et surcharges.	94
III.10. Acrotère	103
III.10.1. Evaluation des charges	103
III.10.2. Calcul des sollicitations.....	103
III.10.3. Combinaisons d'actions	104
III.10.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime	104
III.10.5. Ferrailage de la section.....	105
III.10.6 Schéma de ferrailage	107
 Chapitre IV. Etude dynamique	
Introduction.	107
IV.1 Méthode de calcul.	107
IV.2 Méthode statique équivalente.....	107
IV.3 Méthode dynamique modale spectrale.....	110
IV.4 Description du logiciel SAP 2000 V14.....	112
IV.5 Disposition des voiles.	112
IV.6 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnés par SAP2000V14.....	114
IV.7 justification de l'interaction voiles-portiques.....	114
IV.8 Vérification de l'effort normal réduit.....	116
IV.9 Vérification vis à vis des déformations.....	117
IV.10 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	119
IV.11 Vérification de la résultante des forces sismiques.	120
Conclusion.....	120
 Chapitre V. Etude éléments principaux	
Introduction.	122
V.1 Etude des poteaux.....	122
V.1.1. Les recommandations du RPA 99/2003	122
V.1.2. Sollicitations de calcul	125
V.1.3. calcul du Ferrailage	125
V.1.4. Dispositions constructives	130
V.2. Etude des poutres.....	133
V.2.1 Les recommandations du RPA 99/2003	133

Sommaire.

V.2.2.Ferraillages des poutres	136
V.2.3.Vérification.....	138
V.2.4.Schéma de ferrailage des poutres	143
V.2.5. schémas constrictives des armatures dans les poutres	145
V.3Vérification des zones nodales	146
V.4. Etude des voiles.....	147
V.4.1.Recommandation du RPA	148
V.4.2.Le ferrailage	149
Conclusion.....	155

Chapitre VI. Etude de l'infrastructure

Introduction	156
VI.1Choix du type des fondations.....	156
VI.2 Combinaisons d'actions à considérer.....	156
VI.3 Etude des fondations.....	156
VI.3.1 Vérification des semelles isolées.....	156
VI.3.2 Vérification des semelles filantes.....	157
VI.3.3 Vérification de Radier général.....	158
VI.3.3.1. Pré dimensionnement.....	159
VI.3.3.2 La surface du radier et poids du radier.....	160
VI.3.4 Vérifications nécessaires.....	161
VI.3.5 Ferrailage.....	164
VI.4 Ferrailage des nervures.....	168
VI.5 Etude du voile périphérique.....	174
VI.5.1 Introduction.....	174
VI.5.2 Dimensionnement du voile.....	174
VI.5.3 Caractéristiques du sol.....	175
VI.5.4 Evaluation des charges et surcharges.....	175
VI.5.5 Ferrailage du voile.....	175

Sommaire.

Conclusion.....179

Conclusion général

Bibliographia

Annexes

Liste des tableaux.

Liste destableaux

Tableau II.1 : pré dimensionnement de l'acrotère.....	11
Tableau II.2 : récapitulations des escaliers simples.	14
Tableau II.3 : récapitulation de l'escalier balancé.....	15
Tableau II.4: Evaluation des charges (plancher Terrasse inaccessible)	15
Tableau II.5 : Evaluation des charges (plancher étage courant).....	15
Tableau II.6: Evaluation des charges (Dalle pleine)	16
Tableau II.7: Evaluation des charges (mursextérieure).....	16
Tableau II.8 : Evaluation des charges de la volée.	17
Tableau II.9 : Evaluation des charges du palier	17
Tableau II.10: les surfaces afférentes	18
Tableau II.11: les charges et les surcharge des planchers	19
Tableau II.12 : poids des poteaux.....	20
Tableau II.13 : descente de charges (poteau cage d'escalier)	23
Tableau II.14 : descente de charges (poteau central)	23
Tableau II.15 : descente de charges (poteau centrale).....	25
Tableau II.16 : descente de charges (poteau de rive)	26
Tableau II.17 .Efforts normaux dans les trois poteaux.....	27
Tableau II.18 : vérification du critère de stabilité de forme	27
Tableau II.19 : Vérification des poteaux au flambement	29
Tableau II.20 Vérification de l'effort normal réduit pour les différentes sections adoptées.....	29
Tableau II.21 : Vérification des conditions du RPA	30
Tableau II.22 : Caractéristiques des éléments structuraux.	30
Tableau. III. 1.Différents types de poutrelles	32
Tableau. III. 2.Chargement sur les poutrelles.	33
Tableau III. 3 : calcul des sollicitations des différents types de poutrelles	36

Liste des tableaux.

Tableau III. 4 : calcul des sollicitations des différents types de poutrelles	37
Tableau III.5 : calcul des sollicitations des différents types de poutrelles	37
Tableau III.6 : calcul des sollicitations des différents types de poutrelles	38
Tableau III.7 : calcul des sollicitations des différents types de poutrelles	38
Tableau III. 8. Tableau du ferrailage des poutrelles.....	47
Tableau. III. 9.Vérification au cisaillement.....	48
Tableau. III. 10.Vérification des états limites de compression du béton	49
Tableau. III. 11.Vérification des états limitent de déformation	49
Tableau III.12 : Schéma de ferrailage des poutrelles	53
Tableau.III.13. Ferrailage des poutres de chaînage.....	54
Tableau III.14 Calcul du ferrailage de la dalle du balcon type4	57
Tableau III.15 vérification des contraintes.....	58
Tableau III.16 Ferrailage de la dalle sur deux appuis	59
Tableau III.17 Théorie de calcul des moments pour les dalles à trois appuis.....	61
Tableau.III.18. Calcul du ferrailage de la dalle D2.....	62
Tableau III.19. vérification des contraintes.....	63
Tableau.III.20. Calcul du ferrailage	65
Tableau III.21 : Vérification des contraintes.....	66
Tableau III.22 : Résultat de ferrailage de l'escalier.	69
Tableau III.23. Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	71
Tableau III.24 : calcul des sollicitations max.....	72
Tableau III.25 : Résultat de ferrailage de l'escalier	73
Tableau III.26 : Vérification a l'ELU.....	73
Tableau III.27. Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	73
Tableau III.28 Calcul des sollicitations max	75
Tableau III.29 : Résultat de ferrailage de l'escalier	75
Tableau III.30 : Vérification a l'ELU.....	75

Liste des tableaux.

Tableau III.31. Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	76
Tableau III.32 : Calcul du ferrailage a l'ELU	77
Tableau III.33 : Résultat de ferrailage de l'escalier	77
Tableau III.34 : Vérification a l'ELU.....	78
Tableau III.35 Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	78
Tableau III.36 : Calcul des sollicitations max	79
Tableau III.37 : Résultat de ferrailage de l'escalier	80
Tableau III.38 : Vérification a l'ELU.....	80
Tableau III.39 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	80
Tableau III.40 : Calcul des sollicitations max	82
Tableau III.41 : Résultat de ferrailage de l'escalier	82
Tableau III. 42 : Vérification a l'ELU.....	83
Tableau III.43 Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	83
Tableau. III. 44 : Calcul d'armature	88
Tableau III.45 : Calcul des sollicitations max.....	91
Tableau III.46 : Ferrailage de la poutre brisé à la flexion simple.	91
Tableau III.47 : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	96
Tableau III.48 : Vérification de la condition de non fragilité.	96
Tableau III.49 : Vérification de l'effort tranchant.....	96
Tableau III.50 : vérification de la flèche	98
Tableau III.51 : Ferrailage en travée	100
Tableau III.52 : Ferrailage en appuis	100
Tableau III.53 : Combinaisons d'action.	104
Tableau IV.1 Valeurs des pénalités Pq.....	108
Tableau IV.2 la participation massique pour chaque mode	114
Tableau IV.3 Charges verticales reprises par les portiques et les voiles.....	115

Liste des tableaux.

Tableau IV.4 Charges horizontales reprises par les portiques et les voiles	116
Tableau IV.5 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.	117
Tableau IV.6 Vérification des déplacements suivant X_X.....	117
Tableau IV.7 Vérification des déplacements suivant Y_Y.....	118
Tableau IV.8 Vérification de l'effet P- Δ	119
Tableau IV.9 Vérification de la résultante des forces	120
Tableau V.1 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux (selon RPA)	123
Tableau V.2 Sollicitations dans les poteaux.....	125
Tableau V.3 les armatures longitudinales dans les poteaux.....	125
Tableau V.4 Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.	126
Tableau V.5 vérification du flambement des poteaux.....	128
Tableau V.6 Vérification des contraintes dans le béton des poteaux	129
Tableau V.7 Vérification des sollicitations tangentes	130
Tableau V.8 récapitulation du ferrailage des poutres.....	137
Tableau V.9 Vérification des contraintes tangentielles.....	139
Tableau V.10 Résultats de vérification des contraintes dans le béton	140
Tableau V.11 vérification de la flèche	142
Tableau V.12 section de ferrailage des poutres de l'E/sol	143
Tableau V.13 section de ferrailage des poutres de RDC	143
Tableau V.14 section de ferrailage de l'Etage Service	144
Tableau V.15 section de ferrailage de l'Etage Courant (2eme...10eme)	145
Tableau V.16 Moment résistant dans les poteaux.....	146
Tableau V.17 Vérification des zones nodales	147
Tableau V.18 Ferrailage du voile Vx 1	150
Tableau V.19 Ferrailage du voile Vx2.....	151
Tableau V.20 Ferrailage du voile Vy1	151

Liste des tableaux.

Tableau V.21 Ferrailage du voile Vy2.....	152
Tableau V.22 Ferrailage du voile Vy3.....	152
Tableau V.23 Ferrailage du voile Vy4.....	153
Tableau V.24 vérification à l'effort tranchant pour les voiles selon x.....	153
Tableau V.25 vérification à l'effort tranchant pour les voiles selon y.....	154
Tableau VI.1 Résumé des résultats de ferrailage de radier.....	156
Tableau VI.2 Vérification des contraintes de radie.....	166
Tableau VI.3 vérification des contraintes nouvelles de radier.....	166
Tableau VI.4 Distribution des charges.....	167
Tableau VI.5 Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal.....	169
Tableau VI.6 Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal.....	170
Tableau VI.7 Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens Y-Y).....	170
Tableau VI.8 Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens X-X).....	171
Tableau VI.9 Vérification de l'effort tranchant.....	171
Tableau VI.10 Résumé des résultats (vérification des contraintes).	172
Tableau VI.11 Vérification des contraintes nouvelles.....	172
Tableau VI.12 Section des armatures du mur de soutènement.....	176
Tableau VI.13 vérification des contraintes pour le voile périphérique.....	177
Tableau VI.14 section de ferrailage adopté après vérification.....	178

Liste des figures.

Liste des figures

FigureI.1. Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge de béton.....	3
Figure I.2 : Diagramme des contraintes-déformations du béton.....	4
FigureI.3. Diagramme contrainte-déformation de calcul à l'ELS.....	4
Figure I. 4: Diagramme de Contrainte-Déformation de l'acier à l'ELU.....	5
Figure II.1 disposition des poutrelles	8
Figure II.2Plancher à corps creux	9
Figure.II.3 : Schéma d'une poutrelle	10
Figure II.4 : Schémas acrotère.....	10
FigureII.5 : panneau D1	11
FigureII.6 : panneau D2	11
Figure II.7 : pré dimension des voiles	12
Figure II.8 : schéma statique de la 1 ^{er} volées d'escalier entre sol	13
Figure II.9 : schéma statique d'escalier balancé.....	14
Figure II.10 : surface afférente	18
Figure II.11 Hauteur libre d'étage.....	19
Figure II.12 : descente de charges	20
Figure II.13: section réduite du poteau.....	27
Figure III.1 : Diagramme des efforts tranchant.....	32
Figure.III.2 : Schéma du type 4 de poutrelle (étage commercial).....	34
FigureIII.3Schéma de ferrailage de la dalle de compression	51
Figure III.4 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	56
Figure III.5. : dalle sur deux	56
Figure III.6: Section de la dalle pleine a ferrailée	57
Figure III.7. schéma de ferrailage des dalles des balcons	59

Liste des figures.

Figure III.8. dalle sur deux appuis.....	59
Figure III.9 Schéma de ferrailage des dalles	60
Figure.III.10. Dalle sur 3appuis	61
Figure.III.11. Section de la dalle pleine a ferrailé.....	62
Figure.III.12 : Schéma de ferrailage.....	63
Figure.III.13. panneau de dalle.....	64
Figure III.14 : Section de la dalle pleine a ferrailé.....	65
Figure III.15 : panneau sur 4 appuis.....	66
Figure III.16: Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.....	67
Figure. III.17 : schéma statique de l'escalier.....	67
Figure III.18 : schéma de ferrailage de volée 1 E/Sol.....	72
Figure III.19: schéma statique de l'escalier	72
Figure. III.20: schéma de ferrailage de volée 2 enter sol	74
Figure III.21: schéma statique de l'escalier	74
Figure III.22 : schéma de ferrailage de volée 3 E/Sol.....	76
Figure III.23: schéma statique de l'escalier.	77
Figure III.24: schéma de ferrailage d'escalier étage courante	79
Figure III.25 : schéma de ferrailage de la volée 2 de RDC	78
Figure III.26 : schéma de ferrailage de la volée 2 de RDC.....	81
Figure III.27 : schéma statique de l'escalier.....	82
Figure III.28: schéma de ferrailage d'escalier.....	84
Figure III.29 : vu en plane d'escalier	84
Figure III.30 : schéma de ferrailage de la volée 1	86
Figure III.31 : schéma de ferrailage de la volée.....	87
Figure III.32. Schéma statique de la poutre palière.....	87
Figure III.33. Section creuse équivalente.....	88
Figure.III.34 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	90

Liste des figures.

Figure.III.35.: Section creuse équivalent.....	92
Figure III.36. Schéma de ferrailage.....	93
FigureIII.37. Schéma de la Cage d'ascenseur.....	94
Figure.III.38: Schémas représentant la surface d'impact.....	98
Figure III.39 : Calcul de Périmètre au niveau de la feuille moyenne.....	98
Figure.III.40 : Schéma de ferrailage de la dalle.	102
Figure III.42. Section creuse équivalent.....	105
Figure III.41 : Vue en coupe A-A du ferrailage de la dalle.	102
Figure III.42 : Section à ferrailer.....	105
Figure III.43 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.	106
Figure IV.1Spectre de calcul.....	111
Figure IV.2Disposition des voiles.....	112
Figure IV.3MODE 2 (translation suivant l'axe XX).....	113
Figure IV.4MODE 1 (translation suivant l'axe YY).....	113
Figure IV.5MODE 3 (rotation autour de l'axe ZZ).....	113
Figure V.1zone modal	123
Figure V.2 Section d'un poteau.....	128
Figure V.3Disposition des armatures de poteau.....	131
Figure V.4 schéma de ferrailage des poteaux (75*70).....	132
Figure V.5 schéma de ferrailage des poteaux (70*65).....	132
Figure V.6 schéma de ferrailage des poteaux (65*60).....	132
Figure V.7 schéma de ferrailage des poteaux (60*55).....	132
Figure V.8 schéma de ferrailage des poteaux (55*50).....	133
Figure V.9 Dispositions constructives des portiques	135

Liste des figures.

Figure V.10 2U superposés	136
Figure V.11 Disposition constructive des armatures des poutres	145
Figure V.12 la zone modal	146
Figure V.13 Section du voile.....	149
Figure V.14 Schéma de ferrailage de voile V (y)	154
Figure V.15 coupe A-A.....	155
Figure VI.1 Semelle isolée de fondation	157
Figure VI.2 Schéma d'une Semelle filante	158
Figure VI.3 Zone de contact poteau radier.....	161
Figure VI.4 Schéma d'une dalle sur quatre appuis.....	164
Figure VI.5 Schéma de ferrailage de radier	167
Figure VI.6 Schéma de distribution des charges sur les nervures	168
Figure VI.7 Chargement de la nervure intermédiaire dans le sens y-y.....	168
Figure VI.8 Chargement de la nervure intermédiaire dans le sens x-x.....	169
Figure VI.9 Schéma statique sens Y-Y	169
Figure VI.10 Schéma statique sens X-X	169
Figure VI.11 Section à ferrailer.....	170
Figure VI.12 schéma de ferrailage des nervures sens Y-Y	173
Figure VI.13 schéma de ferrailage des nervures sens X-X	174
Figure VI.14 Schéma de répartition des contraintes sur le mur	175
Figure VI.15 Schéma de ferrailage de voile périphérique	178

Symboles et Notations

A_r : Aire d'une section d'acier de répartition

A_t : Aire d'une section d'acier transversal

A_s : Aire d'une section d'acier

B : la largeur (m).

B_r : Section réduite du béton

E_s : Module d'élasticité de l'acier

E_{vj} : Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour

E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour

f_{cj} : Résistance caractéristique de compression à j jour

f_{tj} : Résistance caractéristique de traction à j jour

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

G : Charges permanente

Q : Charges d'exploitation

E : Actions accidentelles

q_u : Charges réparties ultime

q_s : Charges réparties de service

I : Moment d'inertie

M_u : Moment de calcul ultime

M_s : Moment de calcul de service

N_u : Effort normal ultime

N_s : Effort normal de service.

V : Effort tranchant

S : Surface plane de la structure

d : Position des armatures tendues par rapport à la fibre la plus comprimée

e : Epaisseur

L : Longueur

L_r : Longueur de recouvrement

l_f : Longueur de flambement

I : Rayon de giration

Λ : Elancement

μ : Coefficient de frottement

μ_{bu} : Moment ultime réduit

ν : Coefficient de poisson

σ_{bc} : Contrainte du béton à la compression

σ_s : Contrainte de l'acier à la traction

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

S_t : Espacement des armatures

ζ : Contrainte tangentielle de cisaillement

ζ_{se} : Contrainte d'adhérence

η : Coefficient de fissuration

Ψ_s : Coefficient de scellement

l_s : Longueur de scellement

ξ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton

ξ_s : Allongement relatif de l'acier tendu

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

γ : Poids spécifique déjaugé

A : Coefficient d'accélération de zone

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

F_s : Coefficient de sécurité = 1.5

Q : Facteur de qualité

R : coefficient de comportement global

P : Poids du radier (KN).

N : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

S_r : surface du radier (m^2).

S_{bat} : Surface totale du bâtiment (m^2).

St : Espacement des armatures.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

W_{cr} : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

Z : bras de levier

f : Flèche

f_e : Limite d'élasticité

h_t : hauteur total du radier (m).

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ : Contrainte normale.

ϕ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

k_c : Coefficient de portance.

q_0 : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).

σ_f : Contrainte effective finale (bars).

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

h_0 : épaisseur de la dalle de radier (cm)

h_t : hauteur de la nervure (cm)

*Introduction
générale*

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

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

Le mouvement sismique a pour effets d'induire dans le sol et les ouvrages des forces d'inerties importantes et rapidement variables. Son action s'exerce d'une manière fondamentalement dynamique.

L'amélioration de la réglementation technique de la construction se base sur une connaissance approfondie du mouvement du sol.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé de concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte des différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (R+10+ S-sol+ E -sol), il regroupe à la fois commerces, service et logements d'habitations, il est contreventé par un système mixte (voiles portiques).

Nos trois premiers chapitres se résument au calcul statique, ensuite on nous entamant l'étude dynamique dans le IV chapitre à la recherche d'un bon comportement de notre structure par la mise en place de bon choix de disposition des voiles.

Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du RPA, sa réponse va être calculée en utilisant le SAP 2000 V14, le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre V et enfin le calcul de l'infrastructure fera l'objet du chapitre VI.

Chapitre I :

Généralités

I.1. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

I.2. description de l'ouvrage

Le projet à étudier est un bâtiment **R+10 avec un S-sol et E-sol** à usage multiple (commerce service et habitation). Est situé a proximité de l'université Abderrahmane Mira (targua Ouzzemour) dans la ville de **Bejaia** qui est classée selon le **RPA 99** (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003 **Art.3.2**) en **Zone IIa** (zone de moyenne sismicité).

le site est constitué par des remblais importants, une couche de brèches de pente recimentées avec des passages alluvionnaire reposant sur des marnes fracturées.

A la profondeur de 1.35m après terrassements des remblais et de prendre une contrant admissible $Q_{adm}=1.5\text{bars}$, et pour cela le site peut être classe en catégorie **S₂**

I.3. Caractéristiques de l'ouvrage

➤ Caractéristiques architecturales

- Hauteur total du bâtiment est $h_t=38.58\text{ m}$
- Hauteur du E/SOL : $h_{e-sol}=3.24\text{ m}$
- Hauteur du S/SOL : $h_{s/sol}=2.52\text{ m}$
- Hauteur du RDC : $h_{RDC}=4.14\text{ m}$
- Hauteur d'étage : $h_{étg}=3.06\text{ m}$
- La longueur totale du bâtiment : $L_x=18.35\text{m}$
- La largeur totale du bâtiment : $L_y=9\text{ m}$

I.4 Contreventement

Selon le RPA, tout ouvrage dépassant les 14m de hauteur doit être constitué de portiques et voiles en béton armé (contreventement mixte) **RPA99 (Art 3.4.A.1.a)**

I.5. Règlementation et normes utilisés

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93 (Code De Béton Armé).
- Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

I.6. Méthodes de calcul

1. Etat limite ultime ELU

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

2. Etat limite de service ELS

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

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

I.7. Matériaux

a) le béton

1. Résistance à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours ; notée f_{cj} . Cette valeur est mesurée à l'aide d'un essai de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de 16cm du diamètre et de 32 cm de hauteur.

- Pour $j \leq 28$ jours :
- Pour $f_{c28} \leq 40$ MPa $\Rightarrow f_{cj} = [j/(4,76 + 0,83j)] f_{c28}$ (CBA Art: A.2.1.1.1)
- Pour $f_{c28} > 40$ MPa $\Rightarrow f_{cj} = [j/(1,4 + 0,95j)] f_{c28}$ (CBA Art: A.2.1.1.1)
- Pour : $28 < j < 60$ jours $\Rightarrow f_{cj} = f_{c28}$ (CBA Art : A.2.1.1.1)
- Pour : $j \geq 60$ jours $\Rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$ (CBA Art : A.2.1.1.1)

Pour l'étude on opte pour $f_{c28} = 25$ MPA

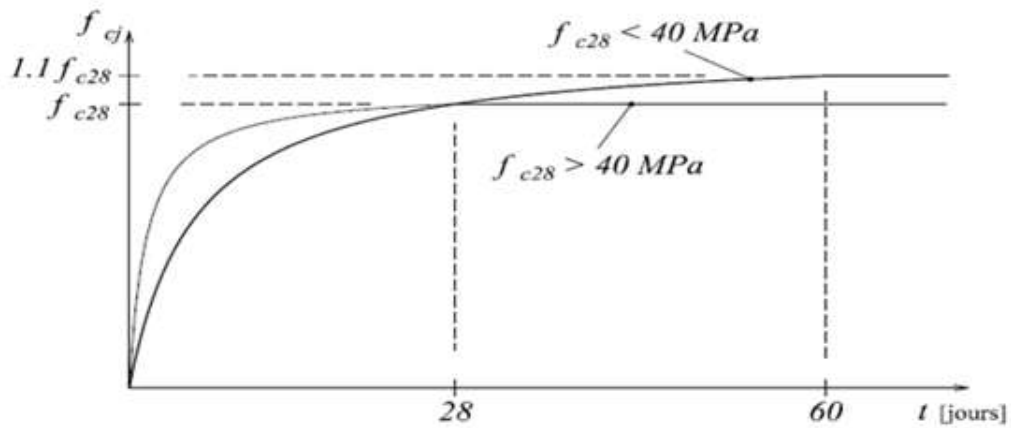


Fig I.1. Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge de béton

2) Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{ij} est donnée par :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{CBA .Art : A.2.1.1.2})$$

$$f_{i28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

3) Module de déformation longitudinale du béton

a) A court terme E_{ij}

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \quad T \leq 24h \quad (\text{CBA .Art: A.2.1.1.2})$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$$

b) A long terme E_{vj}

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} \Rightarrow E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa} \quad T > 24h$$

• Coefficient de poisson

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation

longitudinale avec :

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{pour le calcul de déformation à l'ELS} \end{cases} \quad (\text{CBA Art A.2.1.3})$$

• Le module de déformation transversale du béton G

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)}$$

1. Diagramme contrainte déformation

- **Contrainte de compression à l'Etat Limite Ultime**

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ [MPa]} \text{ Avec :}$$

T : La durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

θ : Coefficient d'application.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1.5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

- $\theta = 1$ Lorsque $T > 24h$.
- $\theta = 0.9$ Lorsque $1h \leq T \leq 24h$.
- $\theta = 0.8$ Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action $< 1h$.

Dans notre cas $t \leq 24$ heures d'où $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa situation durable. $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa situation accidentelle.

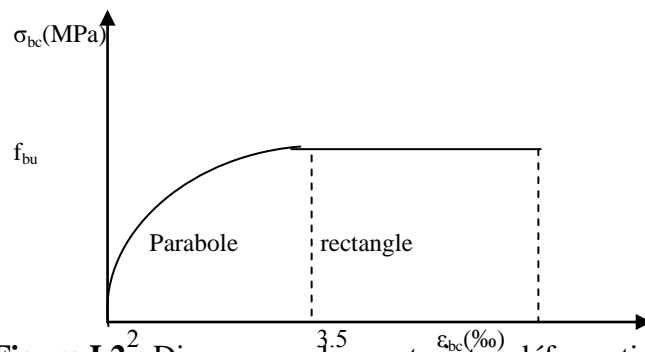


Figure I.2 : Diagramme des contraintes-déformations du béton

- **La contrainte de compression ($\bar{\sigma}_{bc}$) à ELS (CBA 93 art. A.4.5.2)**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

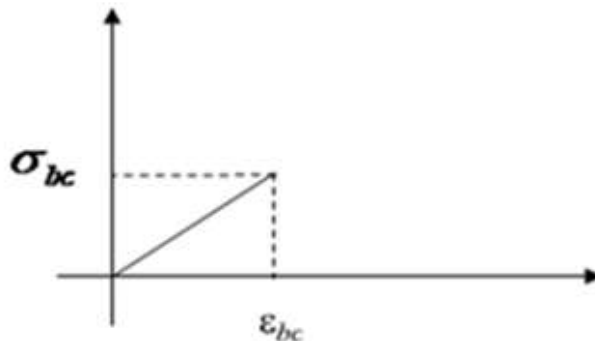


Fig I.3. Diagramme contrainte-déformation de calcul à l'ELS

▪ La contrainte de cisaillement du béton

Elle est limité par $\tau < \tau_{adm..}$

• Cas de fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa})$$

D'où : $\bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$

• Cas de fissuration nuisible ou très nuisible

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa})$$

D'où : $\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$

b). Aciers :

1. Caractéristiques mécaniques des aciers

- à E.L.U

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{Pour: } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{Pour: } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases}$$

Avec : $\varepsilon_s : \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$; $\gamma_s = \begin{cases} 1,5 \dots \dots \dots \text{Pour le cas courant.} \\ 1 \dots \dots \dots \text{Pour le cas accidentel.} \end{cases}$ ε_s : Allongement relatif

$$\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{Pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPa} & \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200000 MPa:

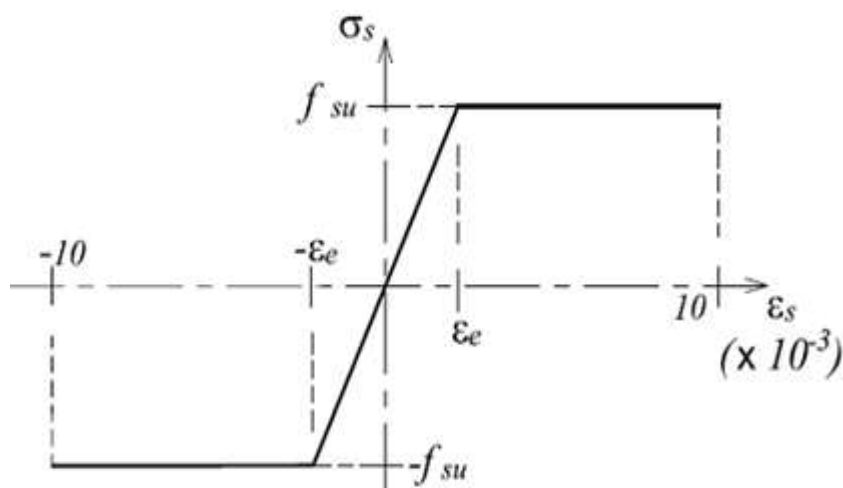


Figure I. 4: Diagramme de Contrainte-Déformation de l'acier à l'ELU

- à E.L.S

- **Cas de fissuration peu nuisible** : Pas de vérification à faire
- **Cas de fissuration préjudiciable**

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$$

η : Coefficient de fissuration : $\eta = 1$ pour l'acier R L

$\eta = 1.6$ pour l'acier H A

- **Cas de fissuration très préjudiciable**

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{1}{2} \times f_e, 90\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$$

- **Protection des Armatures (l'enrobage « e »)**

On adopte : $e = h - d$ avec $d = 0.9h$

I.8. Actions et sollicitations

a). Les Actions : CBA 93 (art A.3.1.1)

On appelle actions, les forces et les couples dues aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction, elles proviennent donc :

- des charges permanentes.
- des charges d'exploitations.
- des charges climatiques.

1) Les Actions Permanentes (G)

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

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

2) Les Actions Variables (Q)

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

- Charges d'exploitation appliquées au cours d'exécution.
- Effet de la température.
- Charges climatiques (vent, neige).
- Charges non permanente appliquées aux cours de l'exécution.

3) Les Actions Accidentelles (E)

Ce sont des actions qui se produisent rarement, et dont la durée d'application est très courte. Par exemple (Séismes, Explosions, Chocs...).

b). Les sollicitations: CBA93 (Art A.3.3.1)

Les sollicitations de calcul sont des efforts (normaux et tranchants) et des moments (de flexions et de torsions).

1. Les combinaisons d'action:

a) Combinaisons fondamentales ELU : BAEL91 (Art.A.3.3.21)

Lors des situations durables ou transitoires, il y a lieu de considérer :

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1.3 \psi_{0i} Q_i$$

G_{\max} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable.

G_{\min} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable

Q_1 : Action variable dite de base.

Q_i : Actions variables dites d'accompagnement (avec $i > 1$)

ψ_0, ψ_1 et ψ_2 : Sont fixés par les textes en vigueur, et sont données par **CBA 93 (Art A 3.1.3.1)**.

Expressions dans lesquels

$$\gamma_{Q1} = \begin{cases} 1.5 & \text{dans le cas général} \\ 1.35 & \text{Dans les cas (La température, Les charges d'exploitations étroitement bornées ou de Caractère particulières, Les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine).} \end{cases}$$

b) Situations accidentelles ELS: (Art. A.3.3.22 BAEL91)

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i$$

Avec : F_A : valeur normale de l'action accidentelle

$\psi_{11} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

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

2. Combinaisons d'actions données par le RPA 99/version 2003 :

Selon la RPA les combinaisons d'action sont :

- **Situations durables** : $\begin{cases} \text{ELU : } 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$
- **Situations accidentelles** : $\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$ pour les structures auto-stables

Chapitre II :

Pré dimensionnement

Introduction

Les éléments porteurs doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous avons respecté les recommandations du : RPA 99 version 2003, BAEL 91 et CBA 93.

II.1 : pré dimensionnement des éléments porteurs

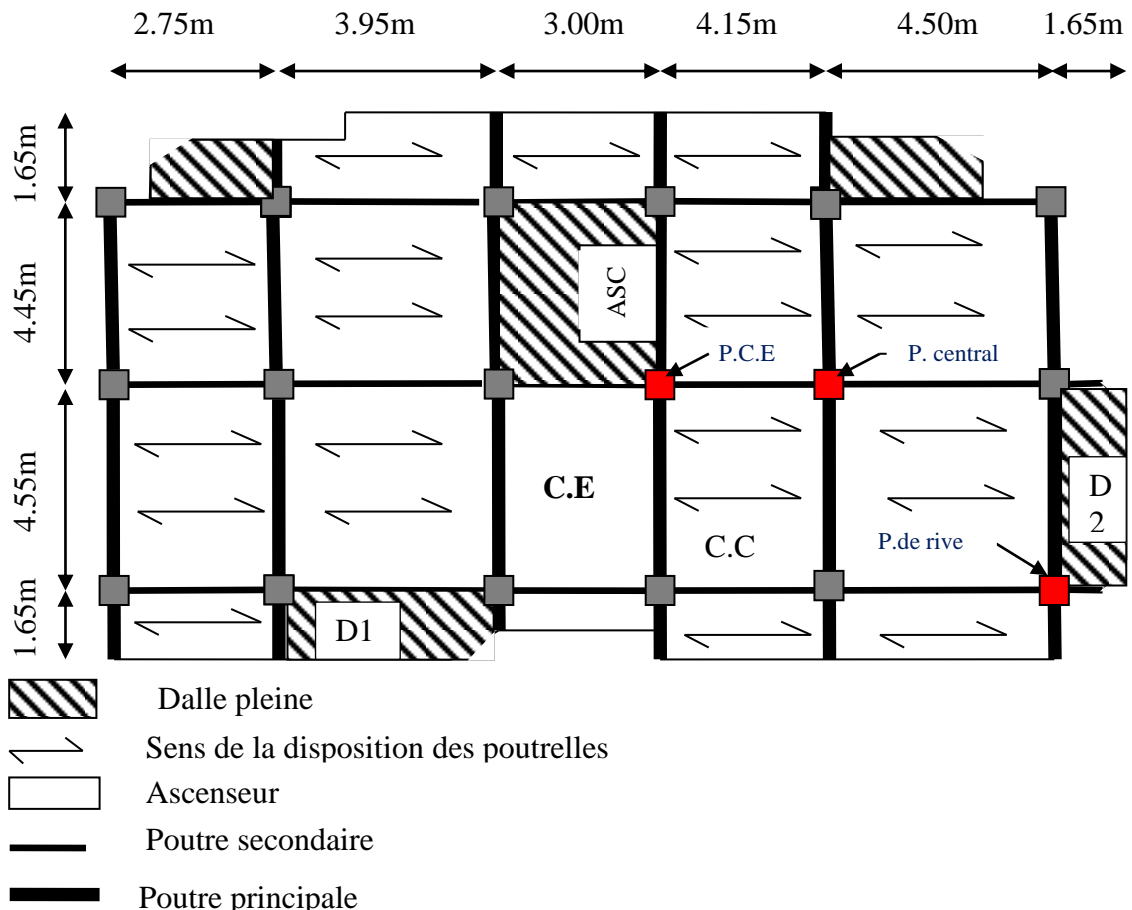


Fig II.1 : disposition des poutrelles

➤ **poutres principales** : Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

- h: hauteur de la poutre.
- L : distance maximale entre nu d'appuis ($L_{max} = 4.55 - 0.5 = 4.05m$)

D'ou:

$$L = 405cm. \Rightarrow 27cm \leq ht \leq 40.5cm$$

On prend : **b = 30 cm et h = 35 cm**

vérifier des exigences du **RPA** qui sont les suivantes :

- b $\geq 20cm$ condition vérifiée.

- $h_t \geq 30\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h/b = 35/30 = 1.16 < 4$ condition vérifiée.
- **les poutres secondaires** : elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leurs hauteur est donnée par le critère de flèche qui est suivantes :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

L: portée maximale entre nus d'appuis ($L = 450 - 50 = 400\text{ cm}$)

$$L = 400\text{cm} \Rightarrow 26.66\text{cm} \leq h \leq 40\text{cm}.$$

On prend : **$b = 30\text{ cm}$ et $h = 35\text{ cm}$.**

✓ Vérifications selon RPA 99:

Les dimensions de la poutre doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{ cm si vérifiée} \\ h \geq 30\text{ cm si vérifiée} \\ h/b \leq 4.00\text{ si vérifiée} \end{array} \right.$$

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

✓ Poutres principales : $b \times h = (30, 35)\text{ cm}^2$

✓ Poutres secondaires : $b \times h = (30, 35)\text{ cm}^2$.

II.2 Les planchers

II.2.1 Plancher à corps creux: Le plancher est composé de corps creux et de poutrelles et de dalle de compression. Son pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$h \geq L_{\max}/22.5$$

L_{\max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles

h_t : hauteur du plancher

$$L_{\max} = 450 - 50 = 400\text{cm}$$

$$h \geq 400 / 22,5 = 17.77\text{cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+4)=20\text{cm}$.

Avec :

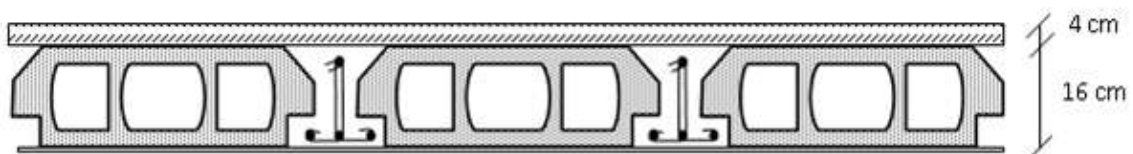


Fig II.2 : Plancher à corps creux

II.2.2 Pré dimensionnement des poutrelles :

- **Critère de la petite portée :** Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- **Critère de continuité :** Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

b : Largeur de la table de compression.

h : Épaisseur du plancher = 16+4cm.

L_x : distance maximale entre nus d'appui de deux poutrelles.

l_y : distance minimal entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles

$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 16 \text{ cm})$

Soit : $b_0 = 10 \text{ cm}$

$b_1 \leq \min (L_x/2, L_y/10)$ **CBA93 (article A.4.1.3)**

$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$: distance entre deux nervures Successives.

L_y : la distance minimale entre nus d'appuis des poutres secondaires

$L_y = 275 - 50 = 225 \text{ cm}$

$b_1 \leq \min (55/2 ; 225/10)$

$b_1 \leq \min (27.5 ; 22.5)$

$b_1 = 22.5 \text{ cm}$

$b = 2b_1 + b_0$

$b = 2 \times 22.5 + 10 = 55$

Soit : $b = 55 \text{ cm}$

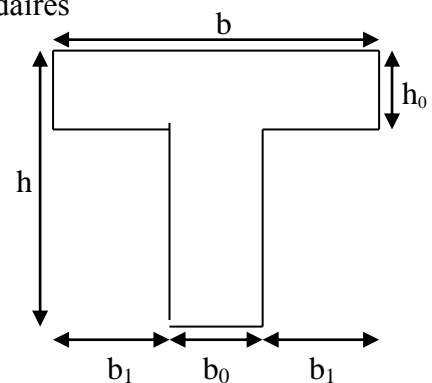


Fig.II.3 : Schéma d'une poutrelle

-Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

II.3 Pré dimensionnement de l'acrotère

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	15	0,0985	25	2,46
Enduit de ciment intérieur	2	0,009	20	0,18
Enduit de ciment extérieur	2	0,012	20	0,24

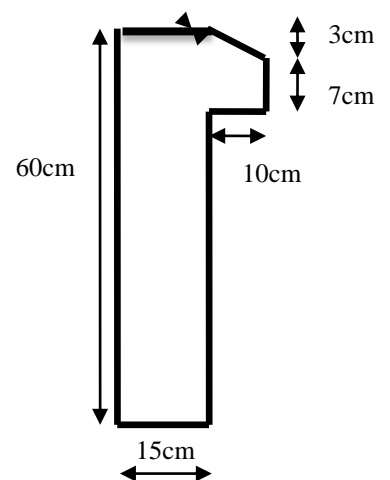


Fig II.4 : Schémas acrotère

Charge permanente totale	G= 2,88K/ml
Charge d'exploitation	Q=1 KN/ml

Tab II.1 : pré dimensionnement de l'acrotère

II.4 Pré dimensionnement des dalles pleines

• Résistance au feu

e = 7 cm pour une heure de coupe-feu.

e = 11 cm pour deux heures de coupe-feu. (CBA93)

e = 17.5 cm pour quatre heures de coupe-feu.

• Isolation phonique e ≥ 13 (CBA93)

• Résistance à la flexion

- Dalle reposant sur un ou deux appuis : $e \geq \frac{L_x}{20}$

- Dalle reposant sur trois appuis $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

- Dalle reposant sur quatre appuis : $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ si $\rho > 0.4$

L'épaisseur e dépende aussi du critère de coupe-feu

- e > 7cm pour 1 heure de coupe-feu²
- e > 11cm pour 2 heures de coupe-feu

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

➤ Dalle sur 2 appuis

On a : $L_x=1,20m$ $L_y=1.85m$.

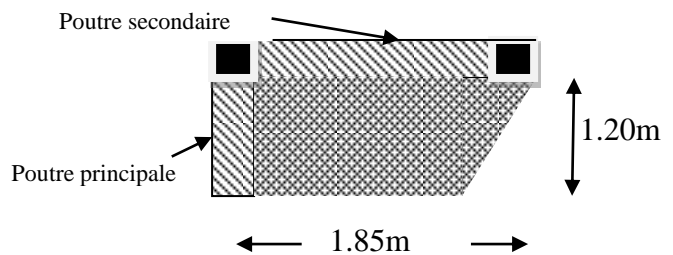
$$e \geq \frac{L_x}{20} \Leftrightarrow e \geq 6cm$$

➤ Dalles sur 4 appuis

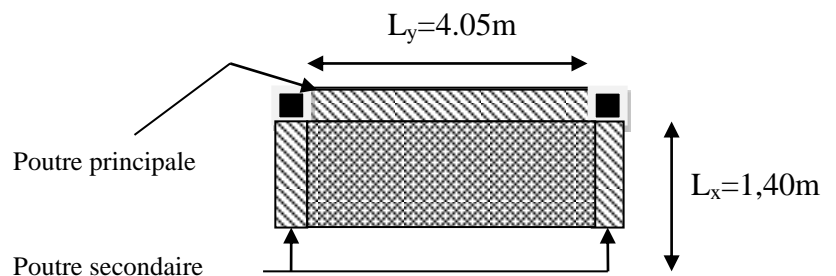
$L_x=1,40m$; $L_y=4,05m$.

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow \frac{140}{35} \leq e \leq \frac{140}{30}$$

$$\Rightarrow 4cm \leq e \leq 4.67cm.$$



FigII.5 : panneau D1



FigII.6 : panneau D2

Toutes les dalles des balcons ont des dimensions modérées et c'est pour cette raison que la condition de coupe-feu est la plus défavorable.

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

II.5 les voiles :

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions du RPA (article 7.7.1) suivantes :

$$a \geq \max [h_e/20, 15\text{cm}].$$

a : épaisseur.

Avec : h_e : la hauteur libre d'étage.

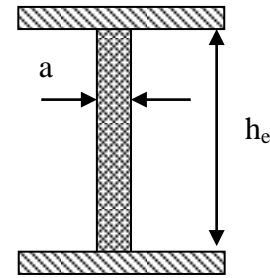


Fig II.7 : pré dimension des voiles

On a dans notre cas :

- Sous-sols $h_e = 252 - 20 = 232\text{cm}$.
- Entre sol $h_e = 324 - 20 = 304 \text{ cm}$
- RDC $h_e = 414 - 20 = 394\text{cm}$.
- autres niveaux $h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$.

1^{er} type de voile :

$$a \geq \frac{232}{20} \Rightarrow a \geq 11.60\text{cm} \Rightarrow \text{on adopte pour le sous-sol un voile d'épaisseur } a = 20\text{cm}$$

$$a \geq \frac{304}{20} \Rightarrow a \geq 15.20 \text{ cm} \Rightarrow \text{on adopte pour l'entre sol un voile d'épaisseur } a = 20\text{cm}$$

$$a \geq \frac{394}{20} \Rightarrow a \geq 19.70\text{cm} \Rightarrow \text{on adopte pour RDC un voile d'épaisseur } a = 20\text{cm}$$

$$a \geq \frac{286}{20} \Rightarrow a \geq 14.30\text{cm} \Rightarrow \text{on adopte pour autres niveaux un voile d'épaisseur } a = 15\text{cm}$$

II.6 Escalier :

➤ **Pré dimensionnement :**

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de **Blondel** qui est donnée par :

$$59 \leq g + 2 \times h \leq 66 \dots\dots\dots (1).$$

La limite inférieure (59) correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite Supérieure (66) correspond à des locaux publics.

Soit (n) le nombre de contre marches et (n-1) le nombre de marche

H : la hauteur de la volée

L₀ : la longueur projetée de la volée

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

$$L_0 = (n-1) \times g \Rightarrow g = L_0/n-1$$

Si $g + 2 \times h = 64\text{cm} \dots \dots \dots (2)$.

On remplace dans (2) :

$$L_0/n - 1 + 2 \times (H/n) = 64$$

n est la solution de l'équation : $64 n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2 H$

➤ **1^{er} type :**

Entre sol 1^{er} volée

$$H = 1.08\text{m}$$

$$L_0 = 1.50\text{m}$$

$$\Rightarrow 0.64 n^2 - (0.64 + 2 \times 1.08 + 1.50) n + 2 \times 1.08 = 0$$

$$\Rightarrow n = 6$$

Donc : nombre de contre marche (n = 6)

nombre de marche (n-1) = 5

$$g = L_0/n-1 = 1.50/5 = 30\text{cm}$$

$$h = H/n = 1.08/6 = 18\text{cm}$$

➤ **Epaisseur de la pailleasse**

Elle est déterminée en assimilant cette dernière à une poutre simplement appuyée, elle est calculée par la relation suivante:

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

$$L = (1.60^2 + 1.08^2)^{1/2} + 1.60 \Rightarrow L = 3.44\text{m}$$

$$\Rightarrow 344/30 \leq e \leq 344/20$$

$$\Rightarrow 11.49\text{cm} \leq e \leq 17.24\text{cm}$$

On prend : e = 15 cm

➤ **Poids de la pailleasse :**

$$G = \frac{\gamma_b \times e}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.15}{\cos 35.75} = 4.62 \text{ kn/m}^2$$

Avec : $\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L) = \text{tg}^{-1}(108/150)$

$$\Rightarrow \alpha = 35.75^\circ$$

$$L_v = (L_0^2 + H^2)^{1/2} = 1.93 \text{ m}$$

Le tableau suivant résume le calcul des autres escaliers

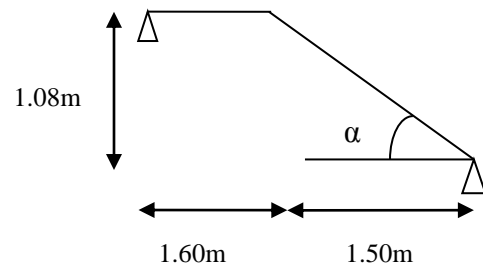


Fig II.8 : schéma statique de la 1^{er} volées d'escalier entre sol

Etage	Volée	H (m)	L ₀ (m)	N	n-1	g (cm)	h (cm)	L (m)	e (cm)	L _v (m)	α (°)	G (KN/m ²)
E-S	1	1.08	1.5	6	5	30	18	3.44	15	1.93	35.75	4.62
	2	1.62	2.4	9	8	30	18	4.75	18	2.90	34.02	5.43
	3	0.54	0.6	3	2	30	18	4.45	18	0.80	41.98	6.05
RDC	1	2.16	3.3	12	11	30	18	4.89	18	3.94	33.20	5.37
	2	1.98	3.0	11	10	30	18	4.84	18	3.59	33.42	5.40
Courant	1=2	1.53	2.4	9	8	30	17	4.69	18	2.85	32.51	5.33

Tab II.2 : récapitulations des escaliers simples

2^{eme} type :

Entre sol

➤ Partie BCD et EFG

$$\beta = \frac{90}{3} = 30^\circ$$

$$X = 1.51 \tan 30$$

$$\begin{cases} X = 0.87m \\ Y = 0.61m \end{cases}$$

$$X' = 1.48 \tan 30$$

$$\begin{cases} X' = 0.85m \\ Y' = 0.66m \end{cases}$$

Soit deux marche avec h=18cm

Et de l'épaisseur e=15cm

$$\Rightarrow \alpha = 21.20^\circ$$

➤ ETAGE RDC

➤ Partie BCD et EFG

$$\beta = \frac{90}{5} = 18^\circ$$

$$X_1 = X_2 = 1.38 \tan 18^\circ$$

$$\begin{cases} X_1 = X_2 = 0.45m \\ Y_1 = 0.58m \end{cases}$$

$$X'_1 = X'_2 = 1.48 \tan 18^\circ$$

$$\begin{cases} X'_1 = X'_2 = 0.48m \\ Y'_1 = 0.42m \end{cases}$$

Soit quatre marche avec h=18cm

Et de l'épaisseur e=15cm

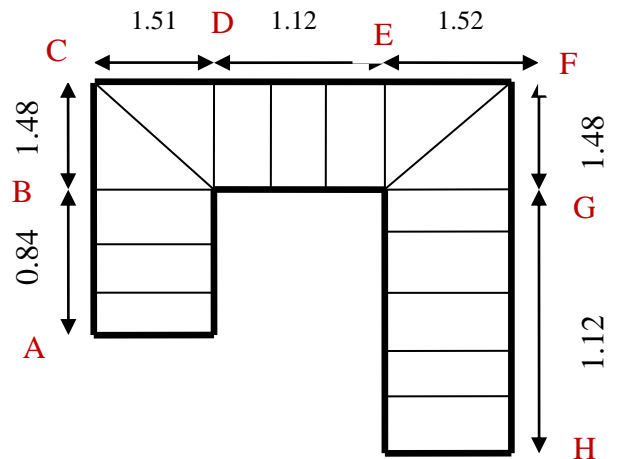
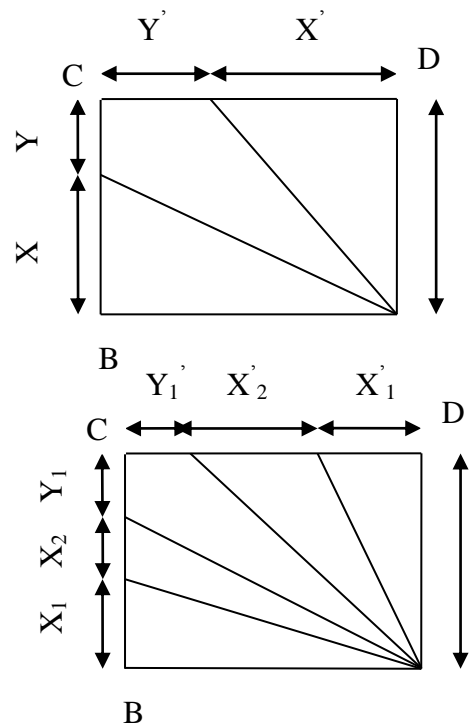


Fig II.9 : schéma statique d'escalier balancé



Le tableau suivant résume le calcul d'escaliers balancé

Etage	Volée	H (m)	L ₀ (m)	n	n-1	g (cm)	h (cm)	L (m)	e (cm)	α (°)	G (KN/m ²)
E-Sol	AB	0.72	0.84	4	3	28	18	3.96	15	17.24	3.92
	DE	0.90	1.125	5	4	28	18	1.44	15	38.78	4.81
	FH	0.90	2.32	5	4	28	18	4.00	15	21.20	4.02
RDC	AB	0.72	0.84	4	3	28	18	3.96	15	17.24	3.92
	DE	1.08	1.4	6	5	28	18	1.77	15	37.64	3.73
	FH	0.90	2.32	5	4	28	18	4	15	21.20	4.02

Tab II.3 : récapitulation de l'escalier balancé

II.7.Evaluation des charges et surcharges :

➤ Plancher terrasse inaccessible :

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	5	0.60
Multicouche d'étanchéité	2	0.12
Forme de pente	15%	2.20
Isolation thermique	1,5	0.27
Plancher corps creux (16+4)	20	2.85
Enduit en mortiers	1.5	0.27
		∑ = 6.31

Tab II.4: Evaluation des charges (plancher Terrasse inaccessible)

$G_{pi} = 6.31 \text{ KN/m}^2$ $Q_{pi} = 1 \text{ KN/m}^2$.

➤ Plancher étage courant :

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Cloisons légères de séparation	10.0	0.9
Revêtement en Carrelage	2	0.40
Mortier de pose	2	0.40
Plancher corps creux (16+4)	20	2.85
Enduit en plâtre	2.00	0.20
		∑ = 4.75

Tab II.5 : Evaluation des charges (plancher étage courant)

- $G_p = 4.75 \text{ KN/m}^2$ (G plancher étages courant).
- $G_{pc} = 4.75 \text{ KN/m}^2$(G plancher étage commercial).
- $G_{pb} = 4.75 \text{ KN/m}^2$ (G plancher étage bureau).
- $Q_p = 1.5 \text{ KN/m}^2$(Q plancher étages courant).
- $Q_{pc} = 5.0 \text{ KN/m}^2$ (Q plancher étage commercial).
- $Q_{pb} = 2.5 \text{ KN/m}^2$ (Q plancher étage bureau).

➤ Dalle pleine:

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	0.40
Dalle pleine	15	3.75
Mortier de pose	2	0.40

Sable fin	3	0.54
Enduit de ciment	1.5	0.27
		$\Sigma = 5.36$

Tab II.6: Evaluation des charges (Dalle pleine)

$G = 5,36 \text{ KN/m}^2$ $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$.

➤ **Murs extérieurs (doubles cloisons en briques creuses) :**

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Enduit en plâtre	1.5	0,15
Briques creuses	15	1,35
Lame d'air	5	0,00
Briques creuses	10	0.90
Enduit de ciment	1.5	0,27
		$\Sigma = 2.67$

Tab II.7: Evaluation des charges (murs extérieure)

$G = 2,67 \text{ KN/m}^2$.

➤ **Escalier**

✚ **Volée type 1 (escalier principale)**

Paillasse..... $G = \frac{\gamma_b \times e}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.18}{\cos 32.52} = 5.33 \text{ KN} / \text{m}^2$

Marche $G = \gamma_b \times \frac{h}{2} = (22 \times 0.18) / 2 = 1.98 \text{ KN/m}^2$

Mortier de pose..... $G = \gamma_m \times e = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN/m}^2$

Carrelage horizontale $G_h = \gamma_c \times e = 22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}^2$

Carrelage vertical..... $G = \gamma_c \times \frac{h}{g} \times e = 22 \times 0.18 / 0.3 \times 0.02 = 0.264 \text{ kn/m}^2$

Enduit..... $G = \frac{\gamma_{end} \times e}{\cos \alpha} = \frac{14 \times 0.015}{\cos 32.52} = 0.25 \text{ KN/m}^2$

$G_T = 8.66 \text{ kn/m}^2$

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage horizontale	0.02	22	0.44
Carrelage verticale	0.02	22	0.26
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Marches	0.18 · (1/2)	22	1.98
Paillasse	0.18 / (cos32.52)	25	5.33
Enduit de plâtre	0.015 / (cos32.52)	14	0.25

Charge permanente totale	G = 9.02
Surcharge d'exploitation	Q = 2.50

Tableau II.8 : Evaluation des charges de la volée.

➤ **Evaluation des charges sur le palier :**

Palier $G = \gamma_b \times e = 25 \times 0,15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$

Mortier de pose..... $G = \gamma_m \times e = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN/m}^2$

Revêtement carrelage $G = \gamma_c \times e = 22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}^2$

Enduit $G = \gamma_e \times e = 14 \times 0.02 = 0.28 \text{ KN/m}^2$

$$G_T = 4.87 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Palier :**

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	0,44
Mortier de pose	2	0,40
Poids de la dalle	15	3.75
Enduit	2	0,28
		$\sum = 4.87 \text{ KN/m}^2$

Tableau II.9 : Evaluation des charges du palier

Escalier à usage d'habitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Escalier à usage de service (soutente et rez de chaussée) : $Q = 4 \text{ KN/m}^2$

II.8 La descente de charge :

• **La loi de dégression des charges d'exploitation :**

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations.

- La loi de dégression :

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

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

Sous toit ou terrasse : Q_0

Sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur (étage 2) : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous étage n quelconque : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{(3+n)}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

Lorsque les charges d'exploitation sont les mêmes pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se réduit à :

Sous toit ou terrasse : Q_0

Sous dernier étage : Q

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $0.9Q$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $0.8Q$

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à $0.5Q$, valeur conservée pour les étages inférieurs suivants.

➤ **Poteaux cage d'escalier :**

La surface afférente terrasse inaccessible

$$S_{c. creux} = (1.35 \times 2.125) + (2.125 \times 1.925) + (2.075 \times 1.925) + (1.35 \times 1.10)$$

$$S_{c. creux} = 12.45 \text{ m}^2$$

$$S_{d. pliene} = 1.35 \times 0.98 = 1.323 \text{ m}^2$$

➤ **La surface afférente étage courante**

$$S_{c. creux} = 8.085 \text{ m}^2$$

$$S_{d. pliene} = 1.10 \times 1.35$$

$$S_{d. pliene} = 1.485 \text{ m}^2$$

$$S_{plier} = 1.353 \times 1.35$$

$$S_{plier} = 1.826 \text{ m}^2$$

$$S_{volée} = 1.35 \times 0.773$$

$$S_{volée} = 1.043 \text{ m}^2$$

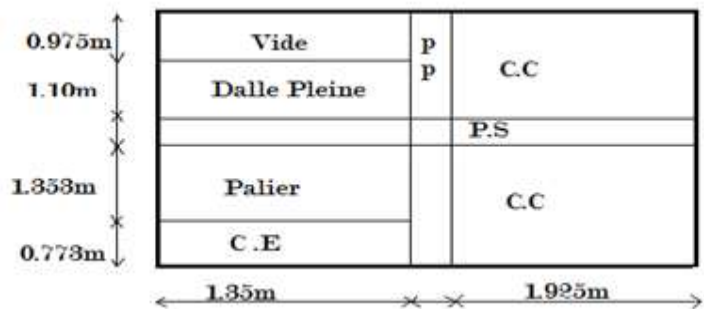


Fig II.10 : surface afférente

➤ **La surface afférente**

	$S_{c. creux}$	$S_{d. pliene}$	S_{palier}	$S_{volée}$
étage service	4.09m ²	1.485m ²	2.386m ²	3.976m ²
RDC	4.09m ²	1.485m ²	5.254m ²	1.108m ²
E/Sol	10.95m ²	1.485m ²	/	/

Tab II.10: les surfaces afferentes

les charges et les surcharge

	G_c creux	G_d pliene	$G_{volée}$	G_{palier}	$Q_{c\ cre}$	$Q_{d.pliene}$	$Q_{escalier}$
Terrasse inaccessible	59.13	7.09	/	/	13.75	/	/
Etage courant	38.40	7.959	9.032	10,262	12.127	3,71	7.172
Etage de service	19.43	7.959	34,037	13.40	10.225	3,712	17.565
Etage RDC	19.43	7.959	9.207	26.81	20.45	3.71	17.565
E/Sol	52.01	7.959	/	/	54.750	5.197	/

Tab II.11: les charges et les surcharge des planchers

✓ Poids des poutres :

Poutre principal (pp) : $0.35 \times 0.30 \times 4.2 \times 25 = 11.02$ KN

Poutre secondaire (ps) : $0.35 \times 0.30 \times 3.275 \times 25 = 8.60$ KN

pp+ps = 19.62 KN

➤ Les poteaux :

Ce sont des éléments en béton arme, rectangulaire et circulaire, le pré dimensionnement des poteaux se fait a la compression centrée selon les règles du BAEL91, en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003 dans la zone IIa

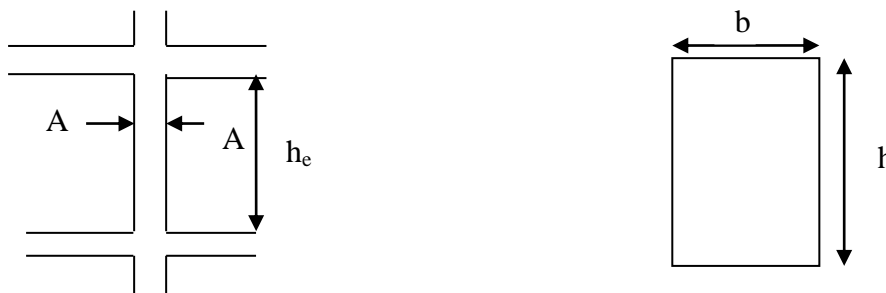


Fig II.11 Hauteur libre d'étage

Coupe A-A

Les exigences de RPA : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 25\text{cm} \\ \text{min (b, h)} \geq h_e/20 \text{ cm.} \\ 0.25 < b/h < 4.0 \end{array} \right.$ Pour un poteau rectangulaire.

$D \geq 30\text{cm}$ pour un poteau circulaire.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99.

Les dimensions des poteaux sont supposées :

- -Sous-sol et entre sol: $(h, b)= (50,50) \text{ cm}^2$
- R.D.C.et 1^{er} étage : $(h, b)= (45,45) \text{ cm}^2$
- - 2^{eme} 3^{eme}, 4^{eme} et 5^{eme} étage : $(h, b) = (40, 40) \text{ cm}^2$
- -6^{eme}, 7^{eme}, et 8^{eme} étage: $(h, b) = (35, 35) \text{ cm}^2$
- -9^{eme} et 10^{eme} étage: $(h, b) = (30,30) \text{ cm}^2$
- **Poids des poteaux**

	Surface	G _{poteaux}
S/SOL	50×50	15.75
E/SOL	50×50	20.25
RDC	45×45	20.96
ETAGE SERVICE	45×45	15.49
ETAGE 2 ^{eme} à 5 ^{eme}	40×40	12.24
ETAGE 6 ^{eme} à 8 ^{eme}	35×35	9.37
ETAGE 9 ^{eme} et 10 ^{eme}	30×30	6.88

Tab II.12 : poids des poteaux

Descente des charges du poteau :

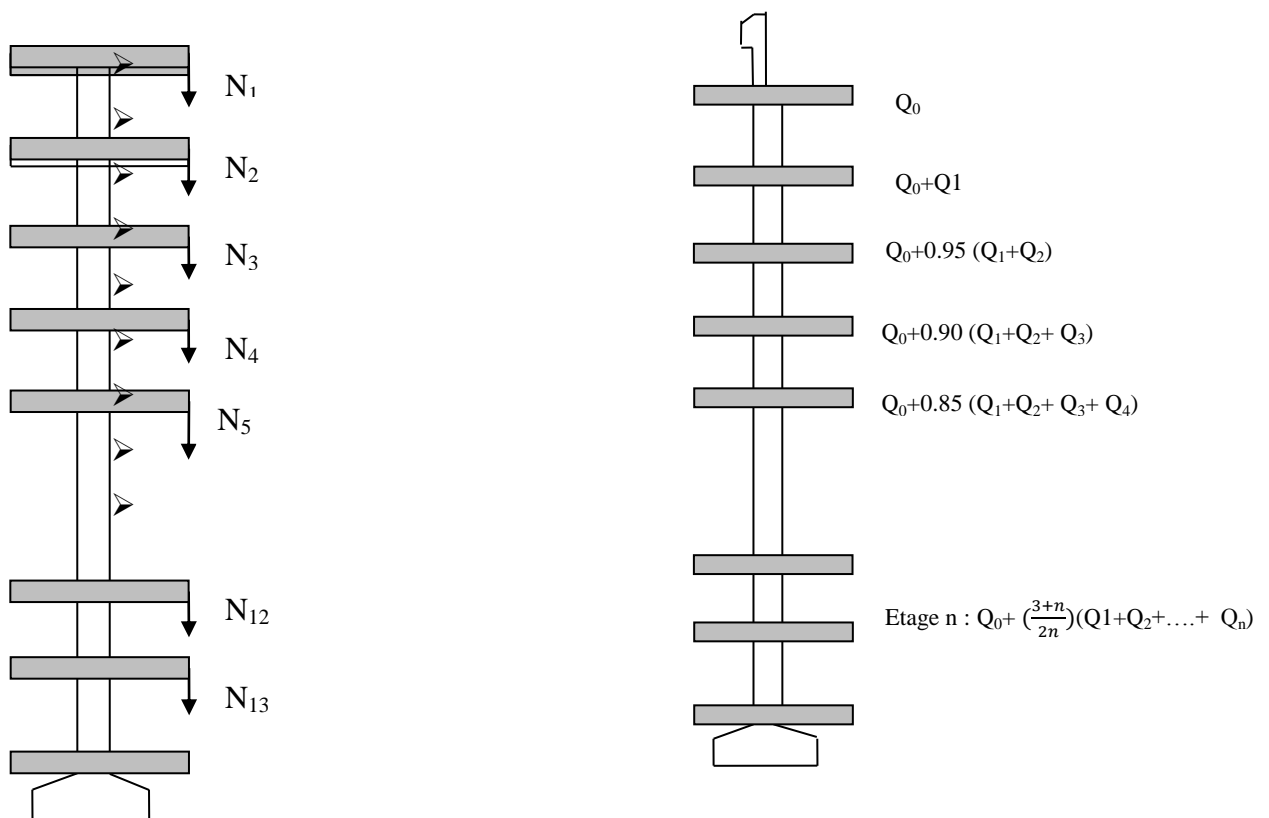


Fig II.12 : descente de charges

Poids des poutres :

Poutre principal (pp) : $0.35 \times 0.30 \times 4.2 \times 25 = 11.02 \text{ KN}$

Poutre secondaire (ps) : $0.35 \times 0.30 \times 4.02 \times 25 = 10.56$ KN

$P_p + P_s = 21.59$ KN

➤ Descente des charges poteau cage d'escalier :

	Niveau	Eléments	G (kN)	Q (kN)
Etage 10	N1	Plancher terrasse inaccessible	69.09	13.75
		Poutres	19.62	
		Dalle pleine	16.45	
		Poteaux	6.88	
		Σ	112.04	13.75
Etage 9	N2	N1	112.04	
		Plancher Courant	38.40	23.00
		Poutres	19.62	
		Poteaux	6.88	
		Dalle pleine	7.96	
		Escalier	19.29	
		Σ	204.19	36.75
Etage 8	N3	N2	204.19	
		Plancher Courant	38.40	23.00
		Poutres	19.62	
		Poteaux	9.37	
		Dalle pleine	7.96	
		Escalier	19.29	
		Σ	298.83	57.45
Etage 7	N4	N3	298.83	
		Plancher courant	38.40	23.00
		Poutres	19.62	
		Poteaux	9.37	
		Dalle pleine	7.96	
		Escalier	19.29	
		Σ	393.47	75.85
Etage 6	N5	N4	393.47	
		Plancher Courant	38.40	23.00
		Poutres	19.62	
		Poteaux	9.37	
		Dalle pleine	7.96	
		Escalier	19.29	
		Σ	488.11	91.95
Etage05	N6	N5	488.11	
		Plancher Courant	38.40	23.00
		Poutres	19.62	
		Poteaux	12.24	
		Dalle pleine	7.96	

		Escalier	19.29	
		Σ	585.62	105.75
Etage 4	N7	N6	585.62	
		Plancher Courant	38.40	23.00
		Poutres	19.62	
		Poteaux	12.24	
		Dalle pleine	7.96	
		Escalier	19.29	
		Σ	683.13	117.25
Etage 3	N8	N7	683.13	
		Plancher Courant	38.40	23.00
		Poutres	19.62	
		Poteaux	12.24	
		Dalle pleine	7.96	
		Escalier	19.29	
		Σ	780.64	126.45
Etage 2	N9	N8	780.64	
		Plancher Courant	38.40	23.00
		Poutres	19.62	
		Poteaux	12.24	
		Dalle pleine	7.96	
		Escalier	19.29	
		Σ	878.15	140.16
Etage Service	N10	N9	878.15	
		Plancher courant	38.40	23.00
		Poutres	19.62	
		Poteaux	15.49	
		Dalle pleine	7.96	
		Escalier	19.29	
		Σ	982.14	150.37
Etage RDC	N11	N10	982.14	
		Plancher SERVICE	19.43	31.50
		Poutres	19.62	
		Poteaux	20.96	
		Dalle pleine	7.96	
		Escalier	36.02	
		Σ	1086.13	168.77
E/SOL	N12	N11	1086.13	
		Plancher RDC	19.43	41.72
		Poutres	19.62	
		Poteaux	20.25	
		Dalle pleine	7.96	
		Escalier	36.02	
		Σ	1189.41	190.28

S/SOL	N13	N12	1189.41	58.46
		Plancher E/Sol	52.01	
		Poutres	19.62	
		Poteaux	15.75	
		Dalle pleine	7.96	
	Σ	1284.75	225.42	
TOTAL		1284.75	225.42	

Tab II.13 : descente de charges (poteau cage d'escalier)

POTEAU CENTRAL

➤ Les charges et les surcharge

	$G_{c. creux}$	$G_{escalier}$	$Q_{c. creux}$	$Q_{escalier}$
Terrasse inaccessible	95.78	/	16.905	/
Etage courant	80.30	/	19.365	/
Etage de service	61.32	33.28	64.55	16
Etage RDC	61.32	33.28	64.55	16
E/Sol	80.30	/	84.525	/

Tab II.14 : descente de charges (poteau central)

Descente des charges poteau centrale

Niveau	Désignation	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher T- inaccessible	106.67	16.905
	Poutre (pp+ps)	21.59	
N2	G venant de N1	128.26	16.905
	Poteau (30×30)	6.88	
N3	G venant de N2	135.14	42.26
	Plancher etage courant	80.30	
	Poutre (pp+ps)	21.59	
N4	G venant de N3	237.03	42.26
	Poteau (30×30)	6.88	
N5	G venant de N4	243.91	65.08
	Plancher courant	80.30	
	Poutre (pp+ps)	21.59	
N6	G venant de N5	345.80	65.08
	Poteau (35×35)	9.37	
N7	G venant de N6	355.17	85.37
	Plancher courant	80.30	
	Poutre (pp+ps)	21.59	
N8	G venant de N7	457.06	85.37
	Poteau (35×35)	9.37	
N9	G venant de N8	466.43	103.12
	Plancher courant	80.30	

	Poutre (pp+ps)	21.59	
N10	G venant de N9 Poteau (35×35)	586.32 9.37	103.12
N11	G venant de N10 Plancher courant Poutre (pp+ps)	577.69 80.30 21.59	118.33
N12	G venant de N11 Poteau (40×40)	679.58 12.24	118.33
N13	G venant de N12 Plancher courant Poutre (pp+ps)	691.82 80.30 21.59	131.01
N14	G venant de N13 Poteau (40×40)	793.71 12.24	131.01
N15	G venant de N14 Plancher courant Poutre (pp+ps)	805.95 80.30 21.59	142.93
N16	G venant de N15 Poteau (40×40)	907.84 12.24	142.93
N17	G venant de N16 Plancher courant Poutre (pp+ps)	920.08 80.30 21.59	154.85
N18	G venant de N17 Poteau (40×40)	1021.97 12.24	154.85
N19	G venant de N18 Plancher courant Poutre (pp+ps)	1034.21 80.30 21.59	167.53
N20	G venant de N19 Poteau (45×45)	1136.10 15.49	167.53
N21	G venant de N20 Plancher courant Poutre (pp+ps)	1151.59 61.32 21.59	196.62
N22	G venant de N21 Poteau (45×45) Escalier	1234.50 20.96 33.23	196.62
N23	G venant de N22 Plancher courant Poutre (pp+ps)	1288.69 61.32 21.59	231.76
N24	G venant de N23 Poteau (50×50) Escalier	1371.60 20.25 33.23	231.76
N25	G venant de N24 Plancher courant Poutre (pp+ps)	1425.08 80.30 21.59	274.93
N26	G venant de N25 Poteau (50×50)	1526.97 15.75	274.93

Total	1542.72	274.93
--------------	----------------	---------------

Tab II.15 : descente de charges (poteau centrale)

➤ **Descente des charges poteau de rive**

Niveau	Eléments	G (kN)	Q (kN)
N1	Plancher terrasse	92.06	13.04
	Poutres	18.92	
	Poteaux	6.88	
	l'acrotère	22.03	
	Σ	139.89	13.04
N2	N1	139.89	
	Plancher Courant	51.86	22.48
	Poutres	18.92	
	Poteaux	6.88	
	Mur extérieur	25.36	
Σ	242.91	35.52	
N3	N2	242.91	
	Plancher Courant	51.86	
	Poutres	18.92	22.48
	Poteaux	9.37	
	Mur extérieur	25.36	
Σ	348.42	55.75	
N4	N2	348.42	
	Plancher Courant	51.86	22.48
	Poutres	18.92	
	Poteaux	9.37	
	Mur extérieur	25.36	
Σ	453.93	73.73	
N5	N4	453.93	
	Plancher Courant	51.86	22.48
	Poutres	18.92	
	Poteaux	9.37	
	Mur extérieur	25.36	
Σ	559.44	89.47	
N6	N5	559.44	
	Plancher Courant	51.86	22.48
	Poutres	18.92	
	Poteaux	12.24	
	Mur extérieur	25.36	
Σ	667.82	102.96	
N7	N6	667.82	
	Plancher Courant	51.86	22.48
	Poutres	18.92	
	Poteaux	12.24	

	Mur extérieur	25.36	
	Σ	776.20	114.20
N8	N7	776.20	
	Plancher Courant	51.86	22.48
	Poutres	18.92	
	Poteaux	12.24	
	Mur extérieur	25.36	
	Σ	884.58	123.19
N9	N8	884.58	
	Plancher Courant	51.86	22.48
	Poutres	18,92	
	Poteaux	12.24	
	Mur extérieur	25.36	
	Σ	992.96	135.33
N10	N9	992.96	
	Plancher courant	51.86	22.48
	Poutres	18.92	
	Poteaux	15.49	
	Mur extérieur	25.36	
	Σ	1104.59	146.57
N11	N10	1104.59	
	Plancher Service	51.86	32.62
	Poutres	18,92	
	Poteaux	20.96	
	Mur extérieur	20.96	
	Σ	1217.29	165.75
N12	N11	1217.29	
	Plancher RDC	62.31	65.25
	Poutres	18.92	
	Mur extérieur	20.96	
	Poteaux	20.25	
	Σ	1339.73	202.16
N13	N12	1339.73	
	Plancher E/Sol	37.04	39
	Poutres	18.92	
	Poteaux	15.75	
	Mur extérieur	20.96	
	Σ	1432.40	225.03
TOTAL		1432.40	225.03

Tab II.16 : descente de charges (poteau de rive)

✚ Récapitulation des résultats :

Poteaux	G (KN)	Q (KN)	N _u (KN)	N _s (KN)
Poteau cage d'escalier	1284.75	225.42	2072.54	1510.17
Poteau central	1542.72	274.93	2495.06	1817.65
Poteau de rive	1432.40	225.03	2271.28	1657.43

Tabl II.17 .Efforts normaux dans les trois poteaux

Le poteau le plus sollicité est **P2** avec un effort normal égal à :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 1542.72) + (1.5 \times 274.93) = 2495.06 \text{KN.}$$

Selon le CBA93 (Art B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%.Après majoration on trouve : N_u = 2744.56KN.

II.9. Vérifications

II.9.1. Vérification des poteaux à la compression simple

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ avec B : section du poteau.

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{MPa}$$

Tableau. Vérification des poteaux à la compression simple.

➤ **Vérification du critère de stabilité de forme**

Etages	Nu(KN)	Sections (m ²)	Condition $\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{cal}$		Observation
			$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{cal} (MPa)	
S-SOL et E-sol	2744.56	0.50×0.50	14.2	10.97	vérifiée
RDC et service	2296.10	0.45×0.45	14.2	11.99	
2 à 5 ^{ème}	1812.22	0.40×0.40	14.2	11.33	
6 à 8 ^{ème}	862.79	0.35×0.35	14.2	5.39	
9 et 10 ^{ème}	469.58	0.30×0.30	14.2	5.21	

Tab II.18 : vérification du critère de stabilité de forme

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

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \text{ CBA 93(Article B.8.2.1)}$$

B_r = (a-2)×(b-2) ; a et b:dimensions du poteau

A_s ≥ 0.8% × B_r on prend A_s= 1% B_r BAEL 91(7-4-2)

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ

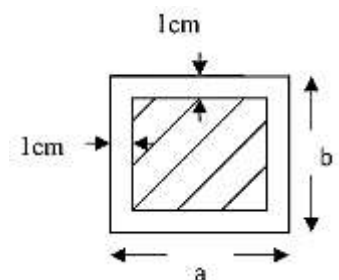


Fig II.13: section réduite du poteau

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

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

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur libre du poteau.

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

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

➤ **Vérification du poteau du sous-sol :**

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times (2.52 - 0.20) = 1.624\text{m.}$$

$$B = 0.50 \times 0.50 = 0.25\text{m}^2.$$

$$I = \frac{0.50^4}{12} = 5.20 \times 10^{-3}\text{m}^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{5.20 \times 10^{-3}}{0.25}} = 0.144\text{m}$$

$$\lambda = \frac{1.624}{0.144} = 11.27 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{11.27}{35}\right)^2} = 0.83$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier : $B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$

$$B_r \geq \frac{2744.57 \times 10^{-3}}{0.83 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.15\text{m}^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (50 - 2) \times (50 - 2) \times 10^{-4} = 0.23\text{m}^2$$

$0.23 > 0.16$ donc le poteau ne risque pas de flamber.

Les résultats de vérifications au flambement sont résumés dans le tableau II.

Etages	Nu	Sections	Condition $B_r > B_{r\text{cal}}$		Observation
			B_r	$B_{r\text{cal}}$	
S-SOL	2744.56	0.50×0.50	0.230	0.15	vérifiée

E-sol	2569.87	0.50×0.50	0.230	0.14
RDC	2296.10	0.45×0.45	0.180	0.13
Service	2034.53	0.45×0.45	0.180	0.11
2 à 6 ^{ème}	1812.22	0.40×0.40	0.144	0.10
7 et 8 ^{ème}	862.79	0.35×0.35	0.109	0.05
9 et 10 ^{ème}	469.58	0.30×0.30	0.078	0.027

Tab II.19 : Vérification des poteaux au flambement

II.9.2. Vérification de l'effort normal réduit :

Selon le **RPA** (article.7.1.3.3) il faut vérifier :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

$$v = \frac{2744.56 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.5 \times 25} = 0.44 > 0.3 \dots\dots\dots \text{condition non vérifier.}$$

Les dimensions choisit sont insuffisantes, donc on redimensionne les poteaux

On choisit une section : $(b_1 \times h_1) = (60 \times 60)$

On présentera les différentes sections des poteaux dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	N _u (KN)	v	observation
S-Sol	60×60	2495.06	0.27	Vérifier
E-Sol	55×55	2271.45	0.300	Vérifier
RDC	55×55	2034.66	0.27	Vérifier
Service	50×50	1805.94	0.28	Vérifier
1 ^{er} étage	50×50	1628.45	0.26	Vérifier
2 ^{ème} étage	45×45	1456.50	0.28	Vérifier
3 ^{ème} étage	45×45	1284.54	0.25	Vérifier
4 ^{ème} étage	40×40	1111.45	0.27	Vérifier
5 ^{ème} étage	40×40	934.56	0.23	Vérifier
6 ^{ème} étage	35×35	757.73	0.24	Vérifier
7 ^{ème} étage	35×35	577.05	0.18	Vérifier
8 ^{ème} étage	30×30	392.67	0.17	Vérifier
9 ^{ème} étage	30×30	207.79	0.09	Vérifier

Tab II.20 Vérification de l'effort normal réduit pour les différentes sections adoptées

➤ **Vérification des conditions du RPA :**

$$\min(b_1, h_1) \geq 25cm \dots\dots\dots(1)$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_2}{20} \dots\dots\dots(2)$$

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

Le tableau suivant résume les vérifications des conditions du RPA pour les différents poteaux :

Niveaux	Section (cm ²)	Conditions(1)	Conditions(2)	Conditions(3)	observation
S-Sol	60×60	60>25	60>12.6	0.25 ≤ 1 ≤ 4	Vérifier
E-Sol	55×55	55>25	55>16.2	0.25 ≤ 1 ≤ 4	Vérifier
RDC	55×55	55>25	55>20.7	0.25 ≤ 1 ≤ 4	Vérifier
Service et 1 ^{er}	50×50	50>25	50>15.3	0.25 ≤ 1 ≤ 4	Vérifier
2 ^{eme} et 3 ^{eme}	45×45	45>25	45>15.3	0.25 ≤ 1 ≤ 4	Vérifier
4 ^{eme} et 5 ^{eme}	40×40	40>25	40>15.3	0.25 ≤ 1 ≤ 4	Vérifier
6 ^{eme} et 7 ^{eme}	35×35	35>25	35>15.3	0.25 ≤ 1 ≤ 4	Vérifier
8 ^{eme} et 9 ^{eme}	30×30	30>25	30>15.3	0.25 ≤ 1 ≤ 4	Vérifier

Tab. II.21 : Vérification des conditions du RPA

II.10. Conclusion :

Les sections optées pour les éléments sont résumées dans le tableau

Eléments	largeur b (cm)	Hauteur h (cm)
Poutres principales	30	35
Poutres secondaires	30	35
Poteaux du sous-sol	60	60
Poteaux du E-S et TDC	55	55
Poteaux du Service et 1 ^{er} étage	50	50
Poteaux du 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	45	45
Poteaux du 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	40	40
Poteaux du 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	35	35
Poteaux du 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	30	30
Voiles de contreventement	S-sol, E-sol et RDC	20
	Service et étage courante	15

Tableau II.22 : Caractéristiques des éléments structuraux.

Chapitre III :

Etudes des éléments secondaires

III.1.Introduction

Les éléments secondaires à étudier dans ce chapitre sont : les planchers, l'escalier, l'acrotère et ainsi que l'ascenseur.

III.2.Méthodes de calcul

III.2.1.La méthode forfaitaire

Le **BAEL91 (Art. L.III,2)** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable quasi les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

1. Plancher à surcharge modérée, $Q \leq (2G ; 5KN/m^2)$.
2. Le rapport des portées successives (L_i / L_{i+1}) est compris entre 0.8 et 1.25.
3. Le moment d'inertie est considéré constant dans toutes les travées.
4. La fissuration est peu nuisible.

➤ **Principe de la méthode forfaitaire**

-Les moments fléchissant :

En travée :

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations et permanentes.

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

$$2) \quad \begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec : $M_0 = \frac{p \times l^2}{8}$

P : la charge répartie à l'état limite considérer.

M_0 : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.

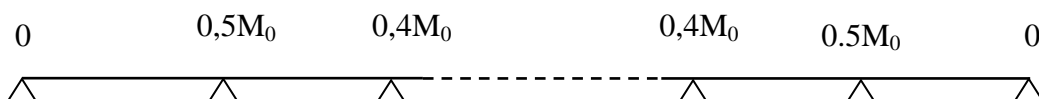
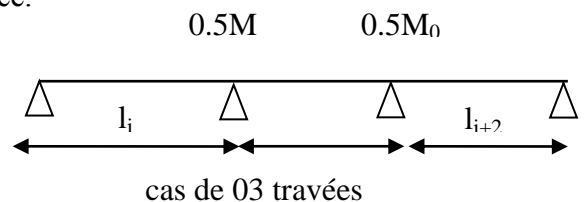
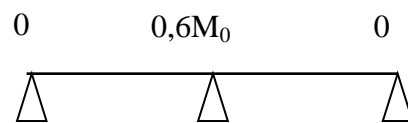
M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

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.

En appuis:



-Les efforts tranchants :

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 avec : 15 % pour une poutre à deux travées et 10 % pour une poutre à plus de deux travées.

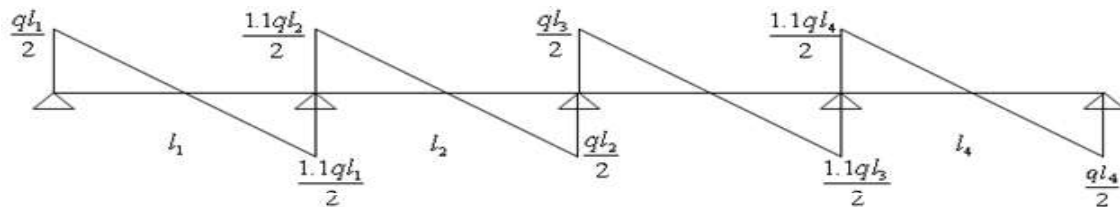


Fig III.1 : Diagramme des efforts tranchant

III.2.2. Méthode de Caquot :

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées $Q > (2G ; 5KN/m^2)$ mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées si une des trois conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

➤ **Principe de la méthode Caquot :**

- Calcul des moments

En appuis : $M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$ (BAEL. Art. L.III,3)

Avec $l' = 0.8 \times l$: Pour une travée intermédiaire ; $l' = l$: Pour une travée de rive.

$P_g ; P_d$: Charge a droite et a gauche de la travée.

Entravées :

$M(x) = M_0(x) + M_g \times (1 - \frac{x}{l}) + M_d \times \frac{x}{l}$; $M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (1 - x)$; $x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$



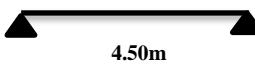

-Evaluation des efforts tranchants : $V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$ BAEL(ArtL.III.3)

III.3 : Etude du plancher:

III.3.1 : Les différents types des poutrelles :

Les différents types de poutrelles sont classés dans le tableau III.1

Types de poutrelles	Niveau	Schémas statiques
Type 1	Terrasse, E-Sol et Etage Courant	
Type 2	Terrasse, Etages : courant, Service et RDC	

Type 3	Terrasse, Etages : courant, service, RDC et	
Type 4	Terrasse, Etages : courant, service, RDC et E-sol	
Type 5	Etages : service et RDC	
Type 6	Terrasse, étage courant et service	

Tab. III. 1. Différents types de poutrelles

III.3.2. Charges et surcharges revenant aux poutrelles

- À l'ELU : $p_u = l \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q)$

- À l'ELS : $p_s = l \times (G + Q)$ avec l : entre axe des poutrelles.

Type de plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	l (m)	p _u (KN/ml)	p _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.31	1	0.65	6.51	4.75
Étage courant	4.75	1.5	0.65	5.63	4.06
Étage service	4.75	2.5	0.65	6.60	4.71
Étage commercial	4.75	5	0.65	9.04	6.34

Tab. III. 2. Chargement sur les poutrelles.

III.3.3. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

1^{ère} condition :

➔ Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6.31 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 1.00 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 6.31; 5) \text{ KN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➔ Plancher étage courant :

$$G = 4.75 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 4.75; 5) \text{ KN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➔ Plancher étage service :

$$G = 4.75 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 2.5 \leq \min(2 \times 4.75; 5) \text{ KN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➔ Plancher étage commercial (RDC et E-sol) :

$$G = 4.75 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 5 \leq \min(2 \times 4.75; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

2^{ème} condition :

$$\text{Type 1 : } 0.8 \geq \frac{2.75}{3.95} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{n'est pas vérifiée.}$$

$$\text{Type 2 : } 0.8 \geq \frac{3.00}{4.15} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{n'est pas vérifiée.}$$

$$\text{Type 3 : } 0.8 \geq \frac{2.75}{3.95} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{n'est pas vérifiée.}$$

$$\text{Type 4 : } 0.8 \leq \frac{4.15}{4.50} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

La 3^{ème} et la 4^{ème} condition sont vérifiées.

Les conditions **1,3** et **4** sont vérifiées pour tous les types de poutrelles. Concernant la **deuxième** (2^{ème}) condition on a constaté après vérification qu'elle est valable juste pour les types de poutrelles **3**.

Conclusion :

- Le type de poutrelles **4** sera calculé par la méthode forfaitaire.
- les types de poutrelle **1 , 2 et 3** seront calculés par la méthode de Caquot.
- le type de poutrelles **5** sera calculé par la méthode de la RDM.

III.3.4.Exemple de calcul (poutrelle type 3)

➤ **Méthode forfaitaire**

- **calcul des sollicitations :** $P_u = 9.04 \text{ Kn/ml}$
 $P_s = 6.34 \text{ Kn/ml}$

Pour le plancher à usage commercial :

Poutrelle type 4 :

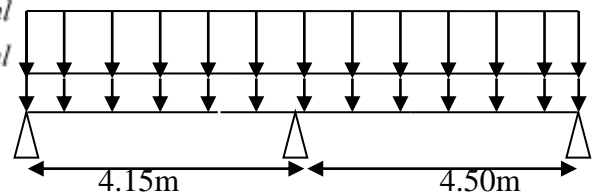


Fig.III.2 : Schéma du type 4 de poutrelle (étage commercial)

- **Moments isostatiques :**

À l'ELU :

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{P_u l^2}{8} = \frac{9.04 \times 4.15^2}{8} = 19.46 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{P_u l^2}{8} = \frac{9.04 \times 4.5^2}{8} = 22.88 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = 13.65 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = 16.05 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur les appuis :**

Appuis de rive :

$$M_A = M_C = 0$$

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

À l'ELU : $M_A = M_C = -0.15 \times 22.88 = -3.43 \text{KN.m}$

À l'ELS : $M_A = M_C = -0.15 \times 16.05 = -2.41 \text{KN.m}$

Appuis intermédiaires :

À l'ELU :

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times 22.88 = -13.73 \text{KN.m}$$

À l'ELS :

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times 16.05 = -9.63 \text{KN.m}$$

• **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{5}{5+4.75} = 0.512$$

$$\alpha = 0.512 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.15 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.35 \end{cases}$$

À l'ELU :

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée de rive.} \end{cases}$$

Travée A-B

$$M_g = 0 \text{ et } M_d = 0.6M_0$$

$$\begin{cases} M_t \geq 1.15 \times 19.46 - \frac{11.68}{2} = 16.54 \text{KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.35}{2} \times 19.46 = 13.13 \text{KN.m} \end{cases}$$

Travée B-C :

$$\begin{cases} M_t \geq 1.15 \times 22.88 - \frac{13.73}{2} = 19.44 \text{KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.35}{2} \times 22.88 = 15.44 \text{KN.m} \end{cases}$$

À l'ELS :

Travée A-B

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.15 \times 13.65 - \frac{8.19}{2} = 11.60 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.35}{2} \times 13.65 = 9.21 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée B-C :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.15 \times 16.05 - \frac{9.63}{2} = 13.64 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.35}{2} \times 16.05 = 10.83 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• Les efforts tranchants :

À l'ELU :

Travée A-B :

$$V_A = \frac{9.04 \times 4.15}{2} = 18.76 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \times V_A = -21.57 \text{ KN}$$

Travée B-C :

$$V_B = 1.15 \times \frac{9.04 \times 4.5}{2} = 23.39 \text{ KN}$$

$$V_C = -20.34 \text{ KN}$$

➤ Les sollicitations maximales :

➤ Les sollicitations maximales (Terrasse inaccessible)

Types de poutrelles	ELU				ELS		
	M_{appui}^{max} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_{appui}^{rive} (KN.m)	M_{appui}^{max} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	M_{appui}^{rive} (KN.m)
Type1	-8.966	12.305	16.644	-1.845	-6.502	8.997	-1.350
Type2	-7.150	10.672	15.235	-1.601	-5.184	7.802	-1.170
Type3	-6.753	9.548	14.571	-1.432	-4.898	6.981	-1.047
Type4	-9.89	12.363	16.85	-1.854	-7.217	9.022	-1.353
Type6	/	6.156	8.954	-0.923	/	4.492	-0.674
max	-9.89	12.363	16.85	-1.854	-7.217	9.022	-1.353

Tab III. 3 : calcul des sollicitations des différents types de poutrelles

➤ Les sollicitations maximales à usage d'habitation (Etage courant)

Types de poutrelles	ELU				ELS		
	M_{appui}^{max} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_{appui} rive(KN.m)	M_{appui}^{max} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	M_{appui} rive(KN.m)
Type2	-6.497	9.092	13.25	-1.364	-4.647	6.578	-0.986
Type3	-6.138	8.128	12.675	-1.220	-4.39	5.881	-0.882
Type4	-8.552	11.003	14.57	-1.650	-6.17	7.939	-1.191
Type6	/	5.323	7.743	-0.798	/	3.841	-0.576
Max types 2,3 et 4	-8.552	11.003	14.57	-1.650	-6.17	7.939	-1.191

Tab III.4 : calcul des sollicitations des différents types de poutrelles

➤ Les sollicitations maximales à usage du bureau (Etage service)

Types de poutrelles	ELU				ELS		
	M_{appui}^{max} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_{appui} rive(KN.m)	M_{appui}^{max} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	M_{appui} rive(KN.m)
Type2	-7.991	10.507	15.633	-1.576	-5.643	7.521	-1.128
Type3	-7.549	9.386	14.958	-1.408	-5.331	6.72	-1.008
Type4	-10.033	13.435	17.093	-2.015	-7.158	9.586	-1.438
Type5	/	16.721	14.864	-2.508	/	11.93	-1.789
Type6	/	6.245	9.083	-0.937	/	4.455	-0.668
Max types 2,3 et 4	-10.033	13.435	17.093	-2.015	-7.158	9.586	-1.438
Max types 5 et 6	/	16.721	14.864	-2.508	/	11.93	-1.789

Tab III.5 : calcul des sollicitations des différents types de poutrelles

➤ Les sollicitations maximales à usage commercial (Etage RDC)

Types de poutrelles	ELU				ELS		
	M_{appui}^{max} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_{appui} rive(KN.m)	M_{appui}^{max} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	M_{appui} rive(KN.m)
Type3	-11.078	12.533	20.664	-1.88	-7.683	8.818	-1.322

Type4	-13.734	19.546	23.399	-2.932	-9.626	13.699	-2.055
Type5	/	22.89	20.347	-3.43	/	16.043	-2.406
Max Types 3 et 4	-13.734	19.546	23.399	-2.932	-9.626	13.699	-2.055

Tab III.6 : calcul des sollicitations des différents types de poutrelles

➤ **Les sollicitations maximales à usage commercial (Etage E-Sol)**

Types de poutrelles	ELU				ELS		
	M_{appui}^{max} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_{appui} rive(KN.m)	M_{appui}^{max} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	M_{appui} rive(KN.m)
Type1	-14.707	16.127	23.615	-2.42	-10.199	11.349	-1.702
Type3	-11.078	12.533	20.664	-1.88	-7.683	8.818	-1.322
Type4	-13.734	19.546	23.399	-3.509	-9.626	13.699	-2.055
max	-14.707	19.546	23.615	-3.509	-10.199	13.699	-2.055

Tab III.7 : calcul des sollicitations des différents types de poutrelles

III.3.5.Exemple de ferrailage Etage courant (types 4)

a) Vérification des poutrelles à l'ELU

$$M_{arive}^{max} = -1.650 \text{ KN.m}$$

$$M_{aint}^{max} = -8.552 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{max} = 11.003 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{max} = 14.57 \text{ KN}$$

Ferrailage en travée :

$$b = 0.55 \text{ m}$$

$$M_{tu} = bh_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) x f_{bu}$$

$$M_{tu} = 550 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 14,2 = 49.984 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_t$ d'où la section se calcul comme une section rectangulaire (bxh).

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = 0.043$$

$$\mu_{bu} < 0,392 \Rightarrow \text{pivot A, d'où } A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.055$$

$$Z = d \left(1 - 0,4 \alpha \right) = 17,60 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z f_{st}} = 1.79 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } f_{st} = 348 \text{ MPA} \quad . \text{ Soit } 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage en appui int :**

On fait les calculs pour une section de ($b_0 \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_{int}}{b_0 d^2 f_{bu}} = 0.185$$

$$\mu_{bu} < 0,392 \Rightarrow \text{pivot A d'où } A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.257$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 16.15 \text{ cm}$$

$$A_a^{int} = \frac{M_a^{int}}{(Z f_{st})} = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage en appui rive :**

On fait les calculs pour une section de ($b_0 \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_r}{b_0 d^2 f_{bu}} = 0.035$$

$$\mu_{bu} < 0,392 \Rightarrow \text{pivot A d'où } A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.044$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 17.68 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_r}{Z f_{st}} = 0.268 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 1HA10 = 0.79 \text{ cm}^2$$

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

En travée :

$$A_t = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 d \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 1,195 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_{min} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

➤ **En appui int :**

$$A_t = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 d \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0,217 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_{min} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

En appui rive :

$$A_t = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 d \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0,217 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_{min} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 \cdot d} = 0.809 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\tau_u} < \min (0.2 f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \min (3,33 ; 5) \text{ MPa} = 3,33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0.809 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Pas de risque de rupture de cisaillement

➤ **Ferrailage transversal :**

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_{Lmin, \frac{b_0}{10}} \right) \Rightarrow \Phi_t \leq 0,57 \text{ cm}^2$$

On choisit un étrier $\Phi 6 \Rightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$

Espacement:

$$S_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16,2 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{b_0 (\tau_u - 0,3 \cdot K \cdot f_{t28})} \dots\dots\dots (2)$$

K=1 : Flexion simple, ou pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90$ (Les armatures sont perpendiculaires)

D'où $S_t \leq 24.32 \text{ cm}$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \Rightarrow S_t \leq 57 \text{ cm} \dots\dots\dots (3)$$

On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ **Vérification de la bielle**

On doit vérifier que : $Vu \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$.

Avec $a \leq 0.9 \cdot d = 0.1944 \text{ m}$; soit : $a = 0.18 \text{ m}$

$$Vu = 14.57 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.18 \times 0.1 \times 25 = 120.15 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

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

➤ **Appui intermédiaire**

$$A_1 \geq (V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d}) \frac{\gamma_s}{f_e} = (14.57 - \frac{8.552}{0.9 \times 0.18}) \times 10^{-3} \times \frac{1.15}{400} \times 10^4 = -0.927 \text{ cm}^2 < 0$$

Aucune vérification à faire car l'effort tranchant est négligeable devant l'effort du moment.

$$A_1 = A_{travée} + A_{appui} \Rightarrow A_1 = 2.36 + 0.157 = 3.93 \text{ cm}^2 > -0.941 \text{ cm}^2 \Rightarrow C' \text{ est vérifié.}$$

➤ **Appui de rive**

$$A_1 \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{14.57 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.418 \text{cm}^2$$

$$A_1 = 0.79 + 2.36 = 3.15 \text{cm}^2 \geq 0.418 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{C'est vérifié.}$$

➤ **Vérification de la jonction table-nervure**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \tau_{adm} \quad \text{Avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0.225 \text{m}$$

$$\tau_u = \frac{14.57 \times 10^{-3} \times 0.225}{0.9 \times 0.18 \times 0.55 \times 0.04} = 0.920 \text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \tau_{adm} = \min(0.2 \times f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'adhérence**

La condition à vérifier est :

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \overline{\tau_{su}} \quad \text{Tel que :}$$

$\overline{\tau_{su}}$: Contrainte limite d'adhérence.

$\sum U_i$: la somme des périmètres des barres.

$$V_u = \text{Max } V_i = 14.083 \text{KN}$$

$$\sum U_i = \pi \times (3 \times \phi 10 + 2 \times \phi 10 + \phi 10) = 188.495 \text{ mm}$$

$$\tau_{su} = \frac{14.57 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 188.495 \times 10^{-3}} = 0.477 \text{MPa}$$

$$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} \quad \text{tel que } \psi = 1.5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des poutrelles à l'ELS**

• **Etat limite de compression du béton**

On doit vérifier la contrainte de compression du béton:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

• **En travée**

$$M_{ser} = 7.939 \text{KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{0.55 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} (0.18 - 0.04) = -0.556 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul d'une section en T)

Position de l'axe neutre y :

$$b_0 \times y^2 + [2 \times (b - b_0) \times h_0 + 30 \times A] \times y - [(b - b_0) \times h_0^2 + 30 \times d \times A] = 0$$

$$10 \times y^2 + [2 \times (55 - 10) \times 4 + 30 \times 2.36] \times y - [(55 - 10) \times 4^2 + 30 \times 18 \times 2.36] = 0$$

$$10y^2 + 430.8y - 1994.4 = 0 \dots\dots\dots (1) \text{ Solution d'équation : } y = 4.21 \text{ cm}$$

• **Calcul de l'inertie I**

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

$$I = \frac{55 \times 4.21^3}{3} - \frac{(55 - 10)}{3} \times (4.21 - 4)^3 + 15 \times 2.36 \times (18 - 4.21)^2 \Rightarrow I = 8099.675 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{7.939 \times 10^{-3}}{8099.675 \times 10^{-8}} \times 0.0421 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.12 \text{ MPa (CBA Art A.5.3.3)}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ C'est vérifié **(BAEL E.III.2)**

• **En appuis intermédiaires :**

$$M_{ser} = -6.17 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

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

$$H = 55 \times \frac{4^2}{2} - 15 \times 1.57 \times (18 - 4) = 110.3 \text{ cm}^3$$

$H > 0$ (alors l'axe neutre : le calcul se fait pour une section $b_0 \times h$)

Position de l'axe neutre y :

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15 \times A \times (y - d) = 0 \Rightarrow \frac{10}{2} y^2 + 15 \times 1.57 y - 15 \times 1.57 \times 18 = 0$$

$$y^2 + 4.71y - 84.78 = 0 \dots\dots\dots (2)$$

Après résolution de l'équation (2) : $y = 7,15 \text{ cm}$

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

$$I = \frac{10}{3} \times (7.15)^3 + 15 \times 1.57 \times (18 - 7.15)^2 \Rightarrow I = 3990.78 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{6.17 \times 10^{-3}}{3990.78 \times 10^{-8}} \times 0.0715 = 11.05 \text{ MPa (CBA Art A.5.3.3)}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ C'est vérifié.

- **En appuis rive :**

$$M_{ser} = -1.191KN.m$$

Position de l'axe neutre :

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

$$H = 55 \times \frac{4^2}{2} - 15 \times 0.79 \times (18 - 4) = 274.1cm^3$$

$H > 0$ (alors l'axe neutre : le calcul se fait pour une section $b_0 \times h$)

Position de l'axe neutre y :

$$y = 5.45cm, I = 2406.00 cm^4, \sigma_{bc} = 2.69MPa$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa \text{ C'est vérifié.}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

- **Etat limite de déformation :BAEL91/Modifiées99 (Article B.6.5) [2].**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de limiter les déformations de service.

- **Evaluation de la flèche :**

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{450} = 0.044 < \frac{1}{16}$ la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une

vérification de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \quad (\text{BAEL91/modifier 99 Article B.6.5,2})$$

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500} \right) = \frac{450}{500} = 0.9cm$$

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

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

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

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

Avec:

$$M_{jser} = 0.772 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} , M_{gser} = 0.772 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \text{ et } M_{pser} = 0.772 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

$q_{jser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

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

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

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{i28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \dots\dots\dots \text{Déformation différé}$$

➤ **Propriété de la section**

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2 ; y = 4.21\text{cm}; I = 8.099 \times 10^{-5} \text{ m}^4 .$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.36 \times 10^{-4}}{0.10 \times 0.18} = 0.013$$

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_G = \frac{10 \times \frac{20^2}{2} + (55 - 10) \frac{4^2}{2} + 15 \times (2.36 \times 18 + 0)}{10 \times 20 + (55 - 10) 4 + 15(2.36 + 0)}$$

$$\Rightarrow y_G = 7.215\text{cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} y_G^3 - (b - b_0) ((y_G - h_0)^3 / 3) + b_0 ((h - y_G)^3 / 3) + n [A (d - y_G)^2 + A' (y_G - d')^2]$$

$$I_0 = 1.747 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa}$$

➤ **Evaluation des moments:**

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.85 = 2.50 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 4.75 = 3.08 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65(4.75 + 1.5) = 4.06 \text{ KN / m}$$

$$M_{jser} = 0.772 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.772 \frac{2.50 \times 4.5^2}{8} = 4.885 \text{ KNm}$$

$$M_{gser} = 0.772 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.772 \frac{3.08 \times 4.5^2}{8} = 6.018 \text{ KNm}$$

$$M_{pser} = 0.772 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.772 \frac{4.06 \times 4.5^2}{8} = 7.933 \text{ KNm}$$

➤ **Contraintes**

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

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{4.885 \times (0.18 - 0.0421) 10^{-3}}{8.099 \times 10^{-5}} = 124.763 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{6.018 \times (0.18 - 0.0421) 10^{-3}}{8.099 \times 10^{-5}} = 153.700 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{7.933 \times (0.18 - 0.0421) 10^{-3}}{8.099 \times 10^{-5}} = 202.61 \text{ Mpa}$$

➤ **Inerties fictives (I_f) :**

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

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 124.763 + 2.1} = 0.57$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 153.700 + 2.1} = 0.63$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 202.61 + 2.1} = 0.71$$

➤ **Calcul des inerties :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 3.173 \quad \lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1.269$$

$$I_{fij} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu_j} = 6842.17 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu_g} = 6407.82 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu_p} = 5907.77 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \mu_g} = 10679.25 \text{ cm}^4$$

➤ calcul de la flèche

$$f_{ij} = \frac{M_j l^2}{10 E_i I_{fij}} = 0.449 \text{ cm}$$

$$f_{ig} = \frac{M_g l^2}{10 E_i I_{fig}} = 0.591 \text{ cm}$$

$$f_{ip} = \frac{M_p l^2}{10 E_i I_{fip}} = 0.845 \text{ cm}$$

$$f_{vg} = \frac{M_g l^2}{10 E_v I_{fvg}} = 1.06 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 1.06 - 0.449 + 0.845 - 0.591 = 0.865 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0.865 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.9 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

III.3.6.Ferrailage des poutrelles :

Les résultats de ferrailage des poutrelles sont résumés dans le tableau **III.8**

		Types	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (C m ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
Terra sse inacc essibl e	1,	Travée	12.336	0.048	0.061	17.56	2.01	1.195	3HA10=2.36
	2,	Appui int	-9.89	0.215	0.306	15.79	1.80	0.217	2HA10=1.57
	3	Appui de rive	-1.854	0.040	0.051	17.63	0.30	0.217	1HA10=0.79
	Et 4								
	6	Travée	6.156	0.024	0.030	17.78	0.99	1.195	2HA10=1.57
	6	Appui de rive	-0.923	0.020	0.025	17.82	0.148	0.217	1HA10=0.79
Etage coura nt	2,	Travée	11.003	0.043	0.055	17.60	1.79	1.195	3HA10=2.36
	3	Appui int	-8.552	0.185	0.257	16.13	1.52	0.217	2HA10=1.57
	Et 4	Appui de rive	-1.650	0.035	0.044	17.68	0.27	0.217	1HA10=0.79
	6	Travée	5.323	0.021	0.026	17.81	0.86	1.195	2HA10=1.57
	6	Appui de rive	-0.798	0.017	0.021	17.85	0.13	0.217	1HA10=0.79
		2,	Travée	13.435	0.053	0.068	17.51	2.20	1.195

Etage service	3								3.05
	Et 4	Appui Int	10.033	0.218	0.311	15.75	1.83	0.217	1HA10+1HA12=1.92
		Appui de rive	-2.015	0.043	0.055	17.60	0.33	0.217	1HA10=0.79
	5,	Travée	16.721	0.066	0.085	17.38	2.76	1.195	2HA12+1HA10=3.05
	6	Appui de rive	-2.508	0.054	0.070	17.49	0.41	0.217	1HA10=0.79
Etage commercial RDC	3	Travée	19.546	0.077	0.10	17.28	3.25	1.195	2HA14+1HA10=3.87
	Et 4	Appui int	-13.734	0.298	0.456	14.71	2.68	0.217	2HA14=3.08
		Appui de rive	-2.932	0.063	0.081	17.41	0.48	0.217	1HA14=1.54
	5	Travée	22.89	0.090	0.118	17.14	3.83	1.195	2HA14+1HA12=4.21
		Appui de rive	-3.43	0.074	0.096	17.30	0.57	0.217	1HA10=0.79
Etage commercial E-SOL	1	Travée	19.546	0.077	0.1	17.28	3.25	1.195	2HA14+1HA10=3.87
	Et 4	Appui int	-14.707	0.319	0.499	14.40	2.93	0.217	2HA14=3.08
		Appui de rive	-3.509	0.076	0.099	17.28	0.58	0.217	1HA14=1.54

Tab. III. 8. Tableau du ferrailage des poutrelles

III.3.6.1 Vérification à l'ELU

Types	Bielle	Cisaillement	Armature longitudinale		jonction table-nervure	vérification de l'adhérence	
			Aux appuis				
			Rive	Intermédiaire			
	$V_u \leq 0.267.d.b_0.f_{c28}$	$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \tau_{adm}$	$A \geq \frac{\gamma_s V_u}{f_e}$	$A_l \geq (V + \frac{M_u}{0.9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$	$\tau_u = \frac{V_u.b_l}{0.9d.b.h_0} \leq \tau_{adm}$	$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \tau_{su}$	
Terra ss	1.4	16.85 < 120.15	0.936 < 3.33	3.84 > 0.48	4.78 > -1.27	1.06 < 3.33	0.551 < 2.835

inacc	6	8.954<120.15	0.497 < 3.33	3.15>0.25	/	0.56< 3.33	0.586<2.835
Etage courant	2.4	14.57<120.15	0.809<3.33	3.15>0.418	3.93>-1.10	0.920<3.33	0.477 <2.835
	6	7.743<120.15	0.430<3.33	3.15>0.222	/	0.488<3.33	0.507<2.835
Etage service	2, 3, 4	17.093<120.15	0.95<3.33	3.84>0.49	4.78>-1.28	1.079<3.33	0.541<2.835
	5, 6	14.864<120.15	0.825<3.33	3.84>0.42	/	0.938<3.33	0.663<2.835
ETAGERDC	3, 4	23.399<120.15	1.30<3.33	5.41>0.67	6.95>-1.76	1.47< 3.33	0.598<2.835
	T5	20.347<120.15	1.13<3.33	5>0.58	/	1.28<3.33	0.832<2.835
Etage E-Observati		23.615<	1.31<3.33	5.41>0.68	6.95>-1.93	1.49<3.33	0.610<2.835
Vérifiée							

Tab. III. 9. Vérification au cisaillement

III.3.6.2. Vérifications des contraintes à E.L.S

III.3.6.2. 1. Etat limite de compression de béton

			M_t (KN.m)	Y (cm)	I (dm ⁴)	σ (MPa)	$\sigma \leq \bar{\sigma}$
Terrassinacc	1 à 4	Travée	9.022	4.70	0.999	4.24	Vérifiée
		Appui int	-7.217	3.52	0.574	4.42	
		Appui de rive	-1.353	2.57	0.313	1.11	
	6	Travée	4.492	3.52	0.574	2.75	
		Appui de rive	-0.674	2.57	0.313	0.55	
Etage courant	2 à 4	Travée	7.939	4.21	0.810	4.12	
		Appui int	-6.17	3.52	0.574	3.78	
		Appui de rive	-1.191	2.57	0.313	0.98	

	6	Travée	3.841	3.52	0.574	2.35
		Appui de rive	-0.576	2.57	0.313	0.47
Etage service	2, 3	Travée	9.586	4.70	0.999	4.50
		Appui int	-7.158	3.85	0.681	4.04
	E t4	Appui de rive	-1.438	2.57	0.313	1.18
		Travée	11.93	4.70	0.999	5.61
	6	Appui de rive	-1.789	2.57	0.313	1.47
Etage commercial RDC	3 E t4	Travée	13.699	5.20	1.20	5.93
		Appui int	-9.626	4.72	1.00	4.55
	4	Appui de rive	-2.055	3.49	5.64	0.127
		Travée	16.043	5.38	1.29	6.69
	5	Appui de rive	-2.406	2.57	0.313	1.97
Etage commercial E-SOL		Travée	13.699	5.20	1.20	5.93
		Appui int	-10.199	4.72	1.00	4.81
		Appui de rive	-2.055	3.49	5.64	0.127

Tab.III. 10.Vérification des états limites de compression du béton.

III.3.6.2. 2.Etat limite de déformation : $\Delta f \leq f_{adm}$

Planchers	Terrasse inaccessible		Etage courant		Etage service		Etage commercial RDC		Etage commercial E-Sol
	1 à 4	6	2 à 4	6	2 à 4	5 et 6	3 et 4	5	1 , 3 et 4
q_{jser} (KN/m)	3.28		2.50		2.5		2.5		2.5
q_{gser} (KN/m)	4.10		3.08		3.08		3.08		3.08
q_{pser} (KN/m)	4.75		4.06		4.71		6.33		6.33
M_{jser} (KN.m)	6.22	3.10	4.88	2.36	5.08	4.74	5.08	4.74	5.08

M_{gser}	7.78	3.87	6.01	2.91	6.26	4.85	6.26	5.84	6.26
M_{pser}	9.01	4.49	7.93	3.83	9.57	8.94	12.86	12.01	12.86
I_0 (cm ⁴)*10 ⁻⁴	1.86	1.60	1.74	1.60	1.86	1.86	2.15	2.04	2.15
ρ	0.016	0.008	0.013	0.008	0.017	0.017	0.027	0.023	0.027
λ_v	0.97	1.89	1.258	1.89	0.97	0.93	0.602	0.70	0.602
λ_j	2.43	4.72	3.146	4.72	2.43	2.43	1.106	1.76	1.106
σ_{sj} (MPa)	124.2	117.3	124.73	89.46	101.38	94.69	64.07	69.56	64.07
σ_{sg} (MPa)	155.3	146.7	153.67	110.2	124.91	106.6	78.94	85.70	78.94
σ_{sp} (MPa)	179.9	169.9	202.56	145.3	191.01	178.4	160.2	176.1	160.2
μ_j	0.65	0.406	0.57	0.29	0.59	0.56	0.59	0.57	0.59
μ_g	0.708	0.49	0.63	0.38	0.65	0.63	0.65	0.63	0.65
μ_p	0.742	0.54	0.71	0.48	0.75	0.74	0.81	0.80	0.81
I_{ij} (m ⁴)*10 ⁻⁵	7.937	6.04	6.84	7.35	8.41	8.60	1.25	1.12	1.25
I_{ig} (m ⁴)*10 ⁻⁵	7.524	5.31	6.38	6.29	7.92	8.07	1.20	1.06	1.20
I_{ip} (m ⁴)*10 ⁻⁵	7.302	4.95	5.93	5.34	7.22	7.31	1.06	9.33	1.06
I_{vg} (m ⁴)*10 ⁻⁵	12.13	9.15	10.65	10.25	12.54	12.69	1.70	1.55	1.70
f_{ji} (cm)	0.489	0.12	0.45	0.07	0.37	0.34	0.25	0.26	0.25
f_{gi} (cm)	0.645	0.17	0.58	0.107	0.49	0.45	0.32	0.34	0.32
f_{pi} (cm)	0.77	0.21	0.83	0.16	0.82	0.76	0.75	0.80	0.75
f_{gv} (cm)	1.20	0.29	1.57	0.19	0.93	0.86	0.69	0.70	0.69
Δf (cm)	0.83	0.22	0.857	0.18	0.89	0.83	0.86	0.899	0.86
f_{adm} (cm)	0.9	0.55	0.9	0.55	0.9				

Tab. III. 11. Vérification des états limitent de déformation

III.3.7. Ferrailage de la dalle de compression :

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

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

On utilise un treillis soude ronds lisse f_{e235} .

III.3.7.1. Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.10 (\text{cm}^2 / \text{ml}) \quad \dots\dots\dots \text{CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

III.3.7. 1. Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit :

- $5\phi 6 / ml = 1.41 cm^2 / ml$ Armatures perpendiculaires aux poutrelles

Avec : $St = 20 cm \leq 20 cm$...Vérifiée.

- $4\phi 6 / ml = 1.13 cm^2 / ml$ parallèles aux poutrelles $\rightarrow St = 25 cm < 30 cm$.

Donc on choisit un treillis soudé : TS $\phi 6$ 150 \times 150.

TS $\phi 6$ 150 \times 150 dalle de compression

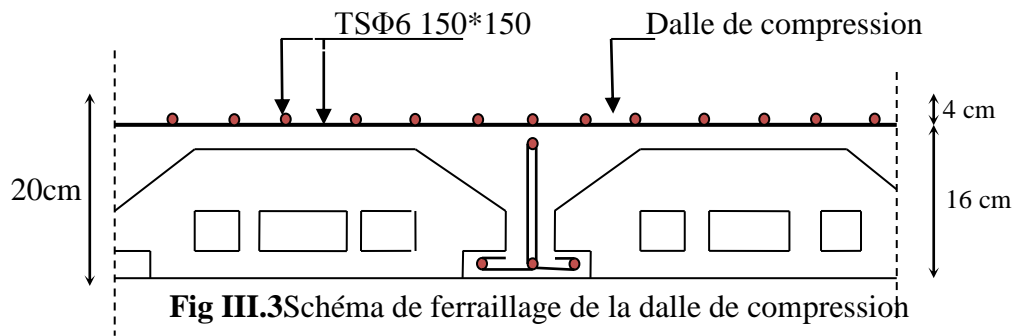
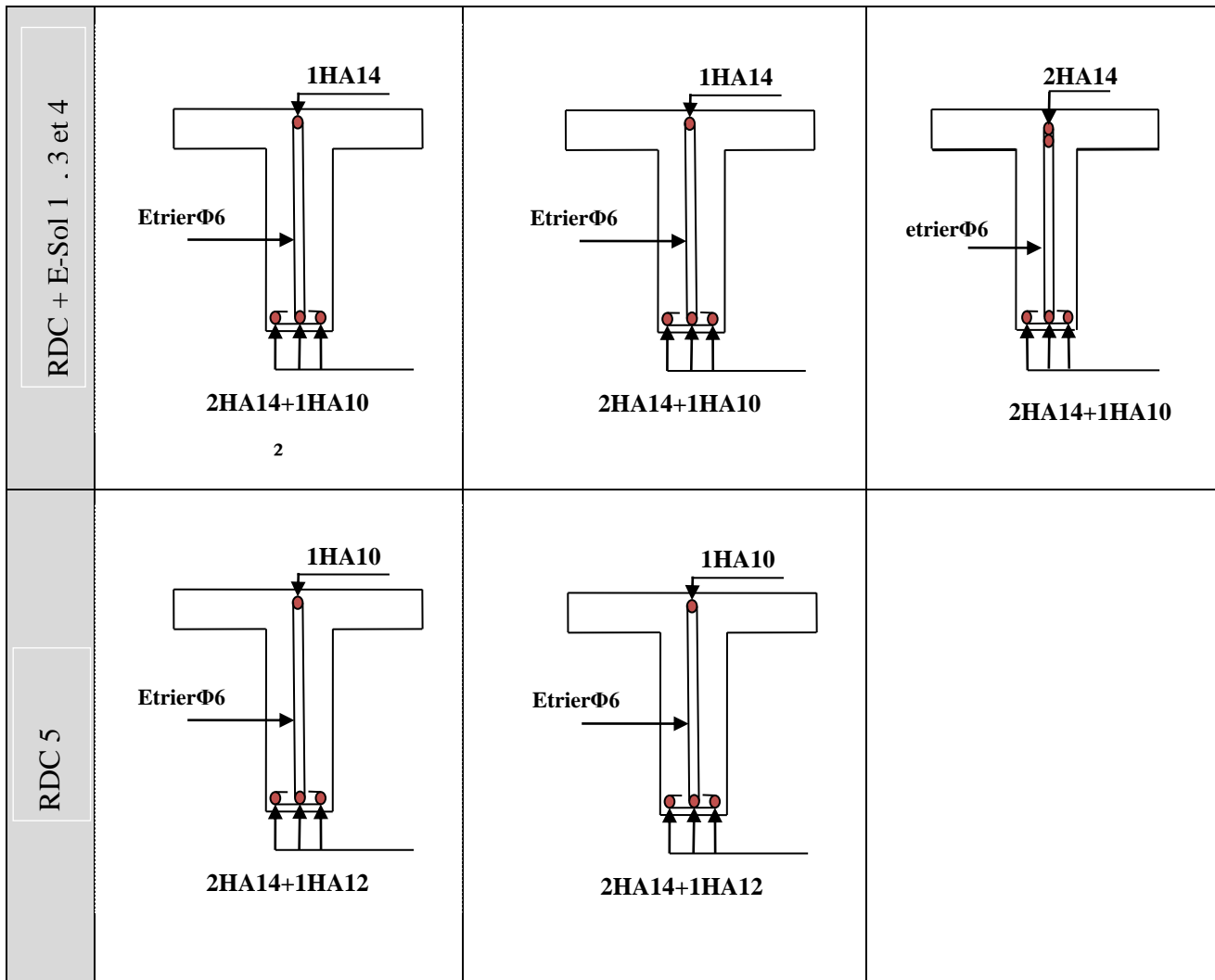


Fig III.3 Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.3.8. Schéma de ferrailage des poutrelles

plan cher	Schéma de ferrailage des poutrelles		
	Appuis de rive	Travée	Appuis intermédiaire
Terrasse inaccessible 1 à 4	<p>1HA10 Etrier $\phi 6$ 3HA10</p>	<p>1HA10 Etrier $\phi 6$ 3HA10</p>	<p>2HA10 Etrier $\phi 6$ 3HA10</p>
Terrasse + Etage courant 6	<p>1HA10 Etrier $\phi 6$ 2HA10</p>	<p>1HA10 Etrier $\phi 6$ 2HA10</p>	

<p>Etage courant 2 à 4</p>			
<p>Service 2 à 4</p>			
<p>Service 5 à 6</p>			



Tab III.12 : Schéma de ferrailage des poutrelles

III.4. Etude des poutres de chaînages :

C'est des poutres noyées dans les planchers qui servent pour supporter le poids des murs en doubles cloisons.

III.4.1 Dimensionnement :

La portée maximale de la poutre de chaînage est : $L_{max} = 3.85m$

Selon la condition de flèche :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \text{donc.....} 25.66cm \leq h \leq 38.50cm$$

Selon le **RPA 99 (Art : 9.3.3)** :

$$h \geq 15 \text{ cm et } b \geq \frac{2}{3} \times h \quad \text{D'où } h = 30 \text{ cm et } b = 25 \text{ cm. (30cm est l'épaisseur de mur)}$$

III.4.2 Sollicitation :

$$P_p = 0.3 \times 0.25 \times 25 = 1.875 \text{ KN/ml}$$

$$P_{mur} = 2.86 (3.06 - 0.3) = 7.808 \text{ KN/ml}$$

✓ Calcul à l'ELU :

$$q_u = 1,35 \cdot (p_p + p_{mur}) = 1,35 \times (1,875 + 7,808) = 13,07 \text{ KN/ml}$$

✓ Ferrailage :

Armature longitudinale :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{13,07 \times 3,85^2}{8} = 24,21 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	z (cm)	$A_{calculé}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
24,21	0,075	0,097	26,91	2,58	3T12 = 3,39

Tab III.13 : Ferrailage des poutres de chaînage.

Vérification à l'état limite ultime :**- Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 0,3 \cdot 0,28 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,01 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \quad V_u = \frac{ql}{2} = \frac{13,07 \times 3,85}{2} = 25,16 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu} = \frac{25,16 \times 10^{-3}}{0,23 \times 0,28} = 0,39 \text{ MPa}$$

- Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right] = 3,33 \text{ MPA}$$

$$\tau_{bu} = 0,39 < \bar{\tau}_{bu} = 3,33 \text{ MPA} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right) \Rightarrow \phi_t \leq 8,57 \text{ mm}$$

$$\Phi_t \geq 0,3 \Phi_l \Rightarrow \Phi_t \geq 0,36 \quad \text{Soit } A_t = 3\phi 6 = 0,85 \text{ cm}^2$$

Espacement :

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{b_0 \cdot (\tau_u - 0,3 \times K \cdot f_{t28})}$$

K=1 : Flexion simple, avec sans reprise de bétonnage.

$\alpha = 90$ (Les armatures sont perpendiculaires)

$$D'où \quad S_t \leq \frac{0.8 \times 400 \times 1.14}{25 \times (0.39 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} \Rightarrow S_t < 0 \text{ cm} \dots\dots\dots(1).$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 25} \Rightarrow S_t \leq 22.5 \text{ cm} \dots\dots\dots(2).$$

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 25.2 \text{ mm} \dots\dots\dots(3).$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

Vérification à l'ELS :

- Etat limite de compression du béton :

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

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

Calcul de y :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0 \Rightarrow y = 8.83 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 \Rightarrow I = 24424.02 \text{ m}^4$$

$$M_{ser} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{9.68 \times 3.85^2}{8} = 17.93 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{17.93 \times 8.83 \times 10^{-5}}{24424.02 \times 10^{-8}} = 6.48 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

État limite de déformation :

- Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{30}{385} = 0.078 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots \text{condition non vérifié} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.

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

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{l}{500} = 0.77cm$

Le calcul par SOCOTEC nous a donné $\Delta f = 2.14mm < f_{adm} = 7.7mm$

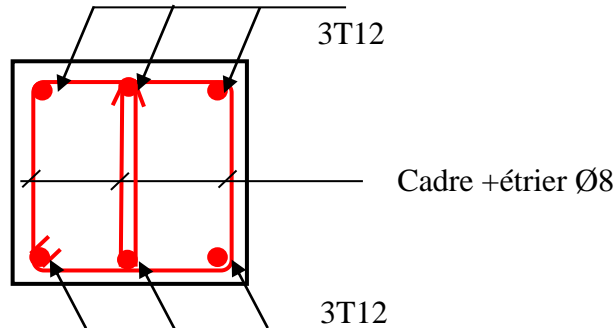


Fig III.4: Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.5. dalle pleine

III.5.1. Dalle sur deux appuis avec $\rho > 0.4$

On se contentera d'étudier la dalle type 4 qui est la plus défavorable (voir chap2 fig2.9), et ça sera le même

ferrailage pour les autres types $\rho = \frac{120}{185} = 0.64$

Donc la dalle travaille selon les deux sens.

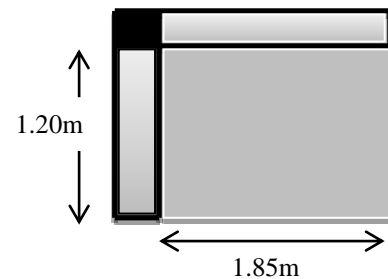


Fig III.5 : dalle sur deux

Calcul du chargement :

$$\left\{ \begin{aligned} q_u &= (1.35 \times 5.36) + (1.5 \times 3.5) = 12.48 \text{ KN.m} \\ q_s &= 5.36 + 3.5 = 8.86 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

Calcul de M_{0u}^x et M_{0u}^y :

$$\left\{ \begin{aligned} M_{0u}^x &= \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0765 \times 12.48 \times 1.20^2 = 1.37 \text{ KN.m} \\ M_{0u}^y &= \mu_y \times M_{0u}^x = 0.3472 \times 1.37 = 0.47 \text{ KN.m} \\ M_{0ser}^x &= \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0819 \times 8.86 \times 1.20^2 = 1.04 \text{ KN.m} \\ M_{0ser}^y &= \mu_y \times M_{0ser}^x = 0.5117 \times 1.04 = 0.53 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

➤ Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

En travée :

$$\begin{aligned} \text{ELU} & \left\{ \begin{aligned} M_t^x &= 0.85 M_{0u}^x = 1.16 \text{ KN.m} \\ M_t^y &= 0.85 M_{0u}^y = 0.39 \text{ KN.m} \end{aligned} \right. \\ \text{ELS} & \left\{ \begin{aligned} M_t^x &= 0.85 M_{0ser}^x = 0.88 \text{ KN.m} \\ M_t^y &= 0.85 M_{0ser}^y = 0.45 \text{ KN.m} \end{aligned} \right. \end{aligned}$$

En appuis :

$$\text{ELU} \rightarrow M_a^x = M_a^y = -0.5M^x_0 = -0.68KN.m$$

$$\text{ELS} \rightarrow M_a^x = M_a^y = -0.5M^x_0 = -0.52.KN.m$$

Ferraillage

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

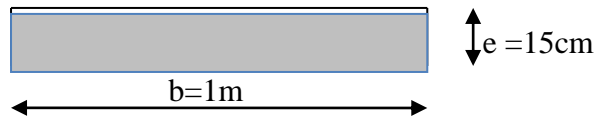


Fig III.6 : Section de la dalle pleine a ferraillée

Le tableau résume le calcul des armatures en travées et en appuis

En travée				
Sens x	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /ml)	S _t (cm)
	0.25	1.41	3HA10 = cm ² .36	33
Sens y	0.10	1.20	3HA8 = 1.51cm ²	33
En appuis				
Sens x, sens y	0.15	1.22	3HA8 = 1.51cm ²	33

Tab.III.14.Calcul du ferraillage de la dalle du balcon type4

Avec

$$A_{x\min} = 0.0008 \times \frac{(3 - \rho)}{2} b \times e$$

$$A_{y\min} = 0.0008 \times b \times e$$

Vérification des espacements

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 33\text{cm} \leq \min(3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ vérifiée (sens principale X-X)} \\ S_t = 33\text{cm} \leq \min(4 e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \text{ vérifiée (sens secondaire Y-Y)} \end{array} \right.$$

➤ Vérification diverse :

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{3} = \frac{12.48 \times 1.20}{3} = 4.99KN$$

$$V_u^y = \frac{P \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 5.47KN$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{5.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.042MPa \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$$\tau_{bu}^{\max} < \tau_{adm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

- **Vérification des A_l vis-à-vis de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $A_l \geq \frac{\gamma_s \times V}{f_e}$

Et on a : $A_l = 2.36$ et $V_{\max} = 5.47 \text{ KN} \Rightarrow 2.36 > 0.15 \text{ cm}^2$

- **Vérification des contraintes :**

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

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

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

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Appuis	- 0.52	6742.6	3.36	0.26	15
Travées (x)	0.88	6742.6	3.36	0.44	15
Travées (y)	0.45	6742.6	3.36	0.22	15

Tab III.15 vérification des contraintes

➤ **Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens x-x

1. $\frac{h}{l_x} > \frac{M'_x}{20M_{0x}} \Leftrightarrow 2.55 > 0.042 \dots\dots\dots \text{verifie}$ **BAEL 9(Art .IV ,10)**

2. $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \Leftrightarrow 0.0018 < 0.006 \dots\dots\dots \text{verifie}$

Sens y-y

1 $\frac{h}{l_y} > \frac{M'_y}{20M_{0y}} \Leftrightarrow 1.70 > 0.0424 \dots\dots\dots \text{verifiée}$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \Leftrightarrow 0.0012 < 0.006 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Schéma de ferrailage :**

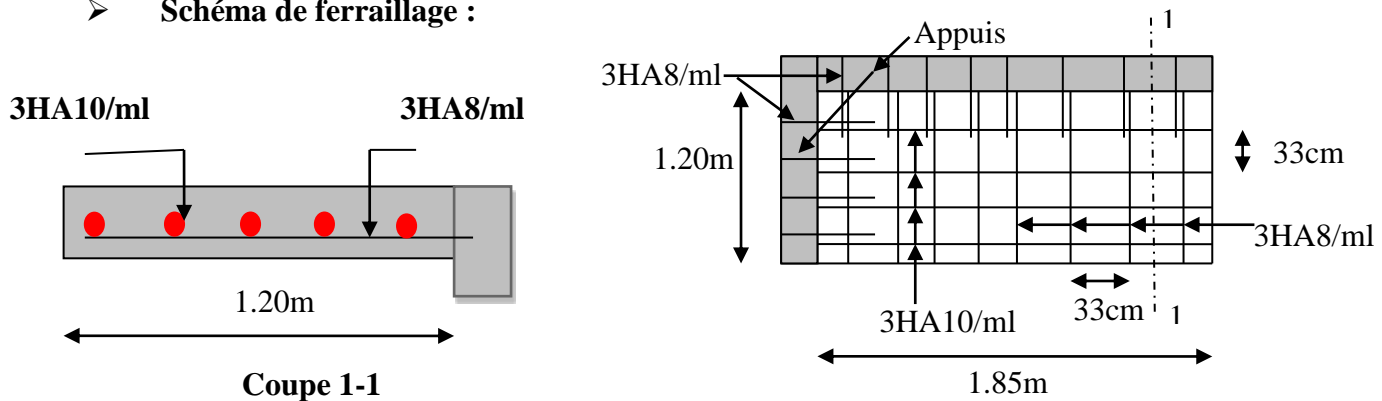


Fig.III.7 : schéma de ferrailage des dalles des balcons

III.5.2.Dalle sur deux appuis avec $\rho < 04$

$L_x = 1.40m$

$L_y = 3.55m$

$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1.40}{3.55} = 0.39$ La dalle travaille dans un seul sens.

➤ **Calcul des sollicitations :**

$M_{0u}^x = \frac{q_x L_x^2}{8} = \frac{12.48 \times 1.40^2}{8} = 3.05 \text{KN.m.}$

$M_{0ser}^x = \frac{q_{ser} L_x^2}{8} = \frac{8.86 \times 1.40^2}{8} = 2.17 \text{KN.m}$

➤ **En travée :**

$M^x_t = 0.85 M^x_{0u} = 2.60 \text{KN.m.}$

➤ **En appui :**

$M^x_a = -0.4 M^x_{0u} = -1.22 \text{KN.m.}$

$V_u = \frac{q_x L_x}{2} = 8.73 \text{KN.m}$

➤ **Ferrailage :**

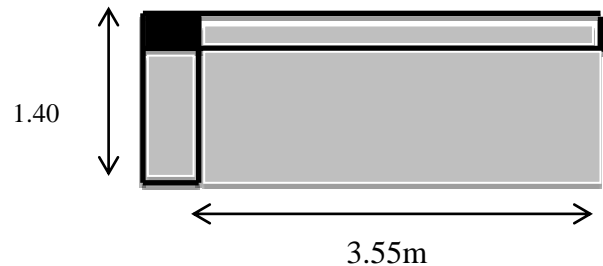


Fig III.8: dalle sur deux appuis

	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{min} (cm^2/ml)	A_{cal} (cm^2/ml)	$A_{adp}(cm^2/ml)$
Travée	3.05	0,0127	0,016	0,129	1.56	0,60	3HA10 = 2.36
appui	1.22	0,005	0,0063	0,129	1.65	0,23	3HA10 = 2.36

Tab III.16 Ferrailage de la dalle sur deux appuis

$A_{x_{min}} = 0.0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} b \times e \Rightarrow A_{min} = 1.56 cm^2$

➤ Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 0.39 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow A_r = 1.51 = 3\text{HA}8$$

➤ Calcul des espacements :

$$S_{ty} \leq \min(3 * e; 33\text{cm}) = 33\text{cm} ; \text{ Soit: } S_{tx} = 33\text{cm} .$$

$$S_{ty} \leq \min(45\text{cm} , 4 * e) = \min(45 , 4 * 15) ; \text{ Soit: } S_{ty} = 33\text{cm} .$$

➤ Vérifications :

2) L'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{8.73 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.067 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{verifié}$$

L'ELS

❖ Etat limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \quad ; \quad y = 3.36\text{cm} \quad ; \quad I = 6728.68 \text{ cm}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 1.08 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s, \text{ avec } \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.17 \times 10^{-3}}{6728.68 \times 10^{-8}} \times (0.13 - 0.0336) = 46.63 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots \text{ vérifiée}$$

❖ Etat limite de déformation :

$$1) \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad \frac{h}{l} = \frac{0.15}{1.40} = 0.107 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$2) \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \frac{0.15}{1.20} = 0.107 > \frac{2.60}{10 \times 3.05} = 0.085$$

$$3) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \cdot \frac{A}{b \cdot d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 < \frac{4.20}{400} = 0.0105$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée

➤ Schéma de ferrailage

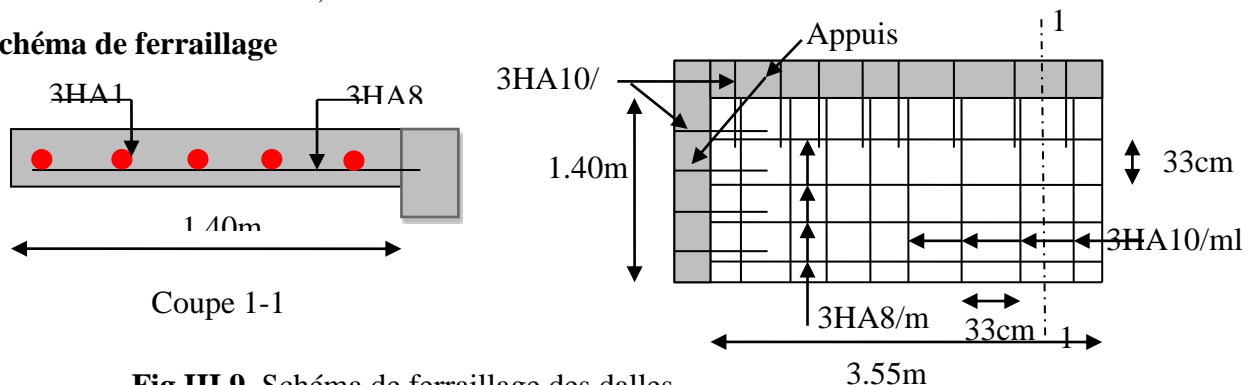


Fig III.9. Schéma de ferrailage des dalles

➤ **Dalle sur 3appuis**

Méthode de calcul

On utilise la théorie des lignes de ruptures, et on détermine les moments isostatiques sollicitant la pièce comme suit

		$1^{er} \text{ si } l_x < \frac{l_y}{2}$	$2^{em} \text{ si } l_x \geq \frac{l_y}{2}$
vue en plan			
Moment	M _x	$(\frac{p \times l_y^2 \times l_x}{2}) - 2 \times \frac{p \times l_y^3}{3}$	$\frac{p \times l_y^3}{24}$
	M _y	$\frac{p \times l_x^3}{6}$	$\frac{p \times l_x^2}{8} \times (l_y - \frac{l_x}{2}) + \frac{p \times l_x^3}{48}$

Tab III.17 Théorie de calcul des moments pour les dalles à trois appuis.

Notation : on prend $\begin{cases} l_x : \text{la grande portée (uniquement pour les dalles sur 3 appuis)} \\ l_y : \text{La petite portée} \end{cases}$

Dans notre cas on a :

$$L_x = 1.40 \text{ m} < \frac{l_y}{2} = 2.025 \text{ m}, \text{ donc on est dans le } 1^{er} \text{ cas}$$

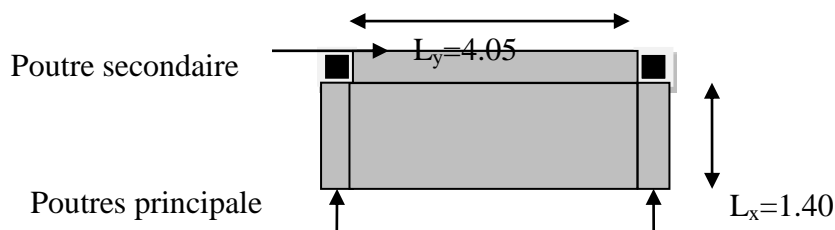


Fig III.10 Dalle sur 3appuis

➤ **Calcul du chargement :**

$$\begin{cases} q_u = (1.35 \times 5.36) + (1.5 \times 3.5) = 12.48 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 5.36 + 3.5 = 8.36 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage:**

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

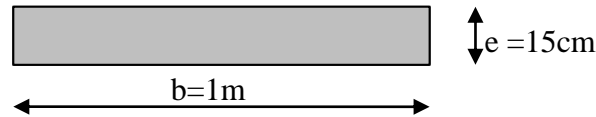


Fig.III.11. Section de la dalle pleine a ferrillé

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	$M_0(\text{KN})$		$M_t(\text{KN})$		A_{cal} (cm^2/m_l)	A_{min} (cm^2/m_l)	A_{apt} (cm^2/m_l)	S_t (cm)
	ELU	ELS	ELU	ELS				
En travée								
Sens x	26.71	18.95	22.71	16.11	5.28	1.2	5HA12=5.65	20
Sens y	5.71	4.05	4.85	3.44	1.08	1.2	3HA8=1.51	33
En appui								
Sens x, y	26.71	18.95	- 13.35	-9.47	3.04	1.2	4HA10=3.14	25

Tab III.18 Calcul du ferrillage de la dalle D_2

Avec $A_{y\text{min}} = A_{x\text{min}} = 0.0008 \times b \times e$

Vérification des espacements :

$$\begin{cases} S_t = 20\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ vérifiée (sens principale)} \\ S_t = 33\text{cm} \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \text{ vérifiée (sens secondaire)} \end{cases}$$

➤ **Vérification diverse :**

a) **A l'ELU :**

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{3} = \frac{12.48 \times 1.40}{2} = 5.82\text{KN}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{5.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.015\text{MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

$\tau_{\text{max}} < \tau_{\text{adm}}$ Vérifiée

- **Vérification des A_l vis-à-vis de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $A_l \geq \frac{\gamma_s \times V}{f_e}$

Et on a : $A_l = 5.65\text{cm}^2$ et $V_{\text{max}} = 5.82\text{KN} \Rightarrow 5.65 \geq 0.16\text{cm}^2$

b) **A l'ELS :**

-**vérification des contraintes :**

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

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

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

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Le tableau (tab III.19.) suivant illustre les résultats de calcul

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Appuis	-9.47	18942.8	5.8	0.63	15
Travées (x)	16.11	9423.1	4.02	6.87	15
Travées (y)	3.44	36922	1.6	0.64	15

Tab.III.19.vérification des contraintes

D'après le tableau on remarque que les contraintes sont vérifiées

Etat limite de déformation

Si les conditions suivantes vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

- 1). $\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$ $\frac{h}{l} = \frac{0.15}{1.40} = 0.107 > \frac{1}{16} = 0.0625$vérifier
- 2). $\frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \frac{0.15}{1.40} = 0.107 > \frac{16.11}{10 \times 18.95} = 0.085$vérifier
- 3). $\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \frac{A}{b \times d} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 < \frac{4.20}{400} = 0.0105$vérifier

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées

🔧 Schéma de ferrailage

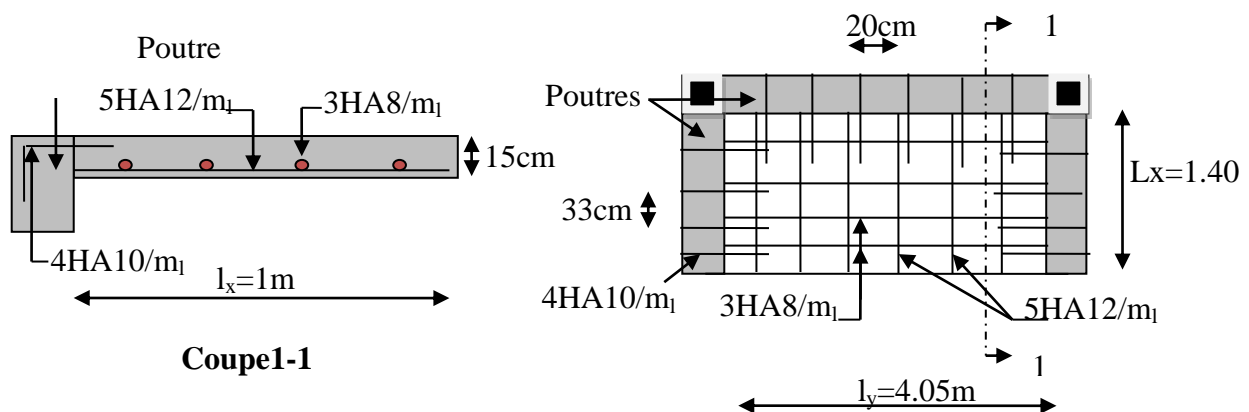


Fig.III.12.Schéma de ferrailage

III.5.3. Panneau du plancher (4 appuis) :

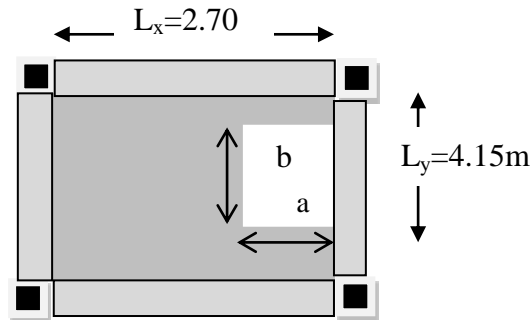


Fig.III.13 : panneau de dalle

$$\rho = \frac{270}{415} = 0.65$$

Donc la dalle travaille selon les deux sens..

✚ Calcul du chargement :

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 5.36 + 1.5 \times 2.5 = 10.98 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 5.36 + 2.5 = 7.89 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

✚ Calcul de M_{0u}^x et M_{0u}^y :

$$M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0751 \times 10.98 \times 2.70^2 = 6.01 \text{ KN.ml}$$

$$M_{0u}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.3613 \times 6.01 = 2.17 \text{ KN.ml}$$

$$M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0805 \times 7.89 \times 2.70^2 = 4.63 \text{ KN.ml}$$

$$M_{0ser}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.5235 \times 4.63 = 2.42 \text{ KN.ml}$$

➤ Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

- En travée :

$$\text{ELU} \begin{cases} M_t^x = 0.75 M_{0u}^x = 4.50 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0u}^y = 1.84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} M_t^x = 0.75 M_{0ser}^x = 3.47 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0ser}^y = 2.05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En appuis :

$$\text{ELU} \Rightarrow M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x = -3 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} \Rightarrow M_a^x = M_a^y = -0.5 M_a^x = -2.31 \text{ KN.m}$$

➤ Ferrailage :

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

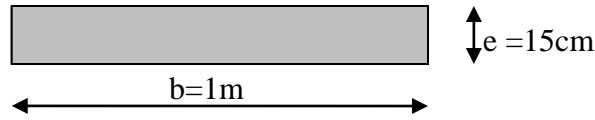


Fig.III.14. Section de la dalle pleine a ferrillé

Le tableau résume le calcul des armatures en travées et en appuis

En travée				
Sens-x	$A_{cal} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{min} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{opt} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$S_t (\text{cm})$
	1.12	1.41	4HA8=2.01	25
Sens-y	0.42	1.2	3HA8=1.51	33
En appuis				
Sens x, sens y	0.66	1.41	3HA8=1.51	33

Tab III.20. Calcul du ferrillage

$$A_{x_{min}} = 0.0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} b \times e \quad A_{y_{min}} = 0.0008 \times b \times e$$

✚ Vérification des espacements :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 25\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ vérifiée (sens principale)} \\ S_t = 33\text{cm} \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \text{ vérifiée (sens secondaire)} \end{array} \right.$$

✚ Vérification diverse :

a) A l'ELU :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{3} = \frac{10.98 \times 2.70}{3} = 9.88\text{KN} \quad \text{et} \quad V_u^y = \frac{P \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 11.18\text{KN}$$

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{11.18 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.086\text{MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

Vérification des A_l vis-à-vis de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $A_l \geq \frac{\gamma_s \times V}{f_e}$

Et on a : $A_l = 2.01\text{cm}^2$ et $V_{max} = 11.18\text{KN} \Rightarrow 2.01 \geq 0.32\text{cm}^2$

$$A_l^y \geq \frac{A_l^x}{4} \Rightarrow 1.51 \geq \frac{2.01}{4} = 1.005\text{cm}^2$$

b) A l'ELS :

-vérification des contraintes :

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

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

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

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Le tableau (tab3.17.) suivant illustre les résultats de calcul

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Appuis	-2.31	5608.7	3.05	1.25	15
Travées (x)	3.47	5608.7	3.05	1.88	15
Travées (y)	2.05	5608.7	3.05	1.12	15

Tab.III.21.vérification des contraintes

-Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Sens x-x**

1). $\frac{h}{l_x} \geq \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}} \Leftrightarrow 0.055 > 0.037$ vérifier

2). $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0015 < 0.005$ vérifier

Sens y-y

1). $\frac{h}{l_y} \geq \frac{M'_y}{20 \times M_{0x}} \Leftrightarrow 0.036 < 0.042$ Non vérifier

2). $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0015 < 0.005$ vérifier

Les conditions de la flèche ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire. Pour une portée supérieure à 5m, la

flèche admissible : $f_{adm} = \frac{405}{500} = 0.81 \text{ cm}$

$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.148 \text{ cm}$

Y=3.34cm I₀=229908.2cm⁴

$\mu_j = \mu_g = 0 \quad \mu_p = 0.0068$

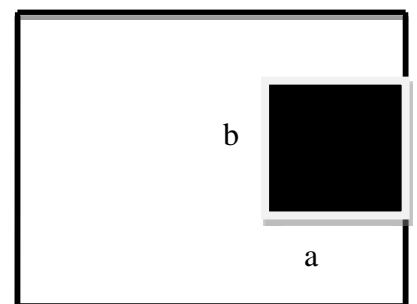


Fig III.15 : panneau sur 4 appuis

$$f_{gv} = 0,147 \quad f_{pi} = 0,0872 \quad f_{gi} = 0,0493 \quad f_{ij} = 0,0364$$

$\Delta f < f_{adm} = 0,81 \Rightarrow$ donc la fleche est verifie e

Dans cette dalle ont une ouverture de (1.95*1.75) donc on calculer la longueur des

Barre de renfort $L_f = a + b + 2L_S$

$L_S = 40\varnothing$ pour HA

$$L_S = 40 * 2,01 \text{ cm} = 80,4 \text{ cm}$$

✚ Dans le sens L_x

$$L_f = 1,95 + 1,75 + 1,6 \quad \text{donc } L_f = 5,30 \text{ m}$$

✚ Dans le sens L_y

$$L_S = 40 * 1,51 \text{ cm} \quad L_f = 1,95 + 1,75 + 1,20 \quad \text{donc } L_f = 4,90 \text{ m}$$

-Schéma de ferrailage

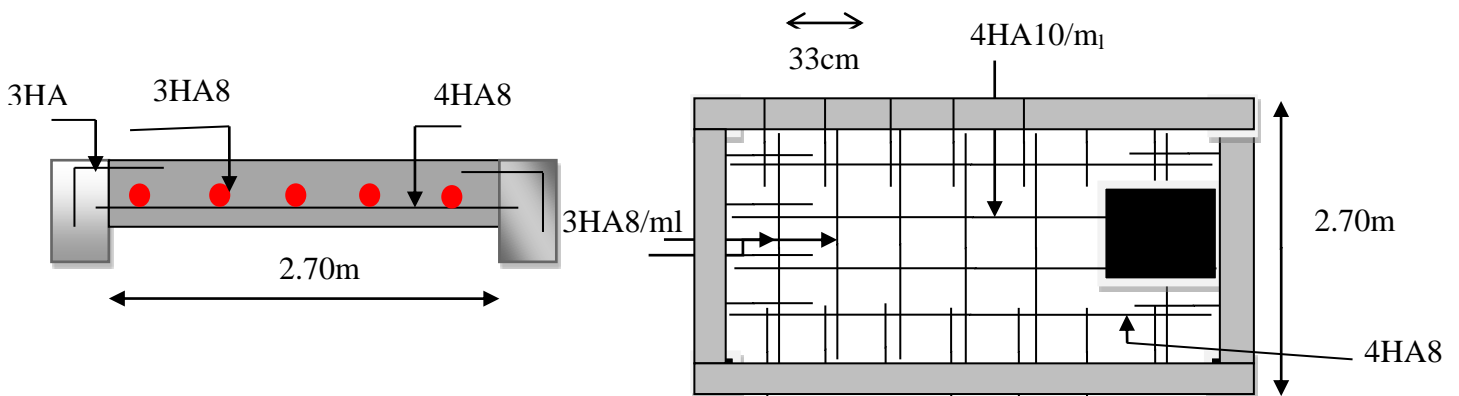


Fig III.16 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis

III.6. Etude des escaliers

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations et par la suite le ferrailage correspondant. Ce calcul peut être mené par la méthode de résistance des matériaux ou forfaitaire en prenant en considération le nombre de points d'appuis.

III.6.1 Escalier à trois volées (E-Sol)

1) Etude de la volée 1

$$\text{La volée : } \begin{cases} G_v = 8,31 \text{ KN} / \text{ m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN} / \text{ m}^2 \end{cases}$$

2) Etude du palier de repos

$$\text{Le palier : } \begin{cases} G_p = 4,87 \text{ KN} / \text{ m}^2 \\ Q_p = 2,50 \text{ KN} / \text{ m}^2 \end{cases}$$

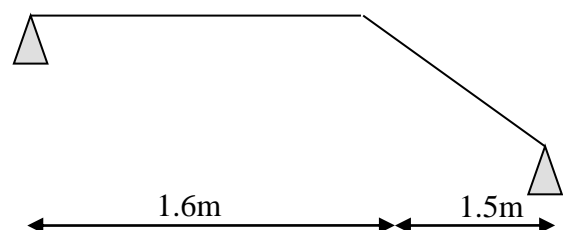
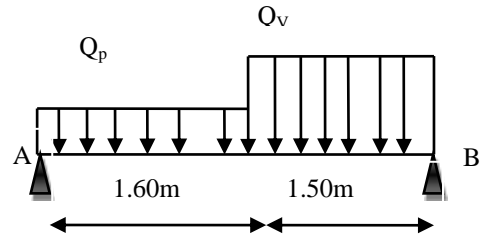


Fig III.17: schéma statique de l'escalier

III.6.1.1. Calcul du chargement

À l'ELU : $q = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$

À l'ELS : $q = G + Q$



	q volée (KN/m)	q palier (KN/m)
l'ELU	14.97	10.32
l'ELS	10.81	7.37

La poutre est isostatique, pour le calcul des réactions on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (10.32 \times 1.6) + (14.97 \times 1.5)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 38.96.KN$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow (10.32 \times \frac{1.6^2}{2}) + (14.97 \times 1.5 \times 2.35) - (R_B \times 3.10) = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_B = 21.28KN \\ R_A = 17.68KN \end{cases}$$

III.6.1.2. Calcul des sollicitations

Nous procédons par la méthode des sections car la poutre est soumise à des chargements différents

- $0 \leq x \leq 1.6m$

$$M(x) + \frac{10.32}{2} x^2 - 17.68x = 0 \Rightarrow M(x) = -5.16x^2 + 17.68x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.6) = 15.07KN.m \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -10.32x + 17.68$$

$$\begin{cases} T(0) = 17.68KN \\ T(1.6) = 1.168KN \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow 10.32x - 17.68 = 0$$

$$x = 1.71m \notin [0;1.6]$$

$$M^{max} = M(x = 1.71) = 15.14KN.m$$

- $0 \leq x \leq 1.50m$

- $M(x) + \frac{14.97}{2} x^2 - 21.28x = 0 \Rightarrow M(x) = -7.48x^2 + 21.28x$

- $\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.5) = 15.09 \text{ KN.m} \end{cases}$

- $T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -14.97x + 21.28$

- $\begin{cases} T(0) = 21.28 \text{ KN} \\ T(1.50) = -1.175 \text{ N} \end{cases}$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow -14.97x - 21.28 = 0$$

- $x = 1.42 \text{ m} \in [0; 1.5]$

$$M^{\max} = M(x = 1.42) = 15.14 \text{ KN.m}$$

$$M^{\max}(x = 1.75) = 14.77 \text{ KN.m}$$

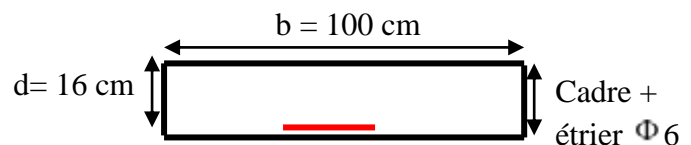
$$V^{\max} = 21.28 \text{ KN}$$

III.6.1.3. Calcul du Ferrailage à l'ELU

$$M_0 = M^{\max} = 15.13 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M_0 = 0.75 \times 15.13 = 11.34 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 M_0 = 0.5 \times 15.13 = 7.56 \text{ KN.m}$$



Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	M(KN.m)	μ_{bu}	α	z (cm)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
En travée	11.34	0.047	0.06	12.68	2.57	4HA10=3.14
En appui	7.56	0.031	0.039	12.79	1.69	4HA8=2.01

Tab III.22 : Résultat de ferrailage de l'escalier

Dans le but d'avoir une bonne répartition spatiale de nos armatures, on prévoit des armatures de répartition comme suit :

- **En appuis :** $A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$

- **En travée :** $A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$

Soit $A_r^a = 3\text{HA}8/\text{ml} = 1.51 \text{ cm}^2$

$$A_r^t = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Vérifications

➤ **Vérification à l'ELU**

▪ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

- **En travée :** $A^t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$ c'est vérifiée
- **En appuis :** $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$ c'est vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{21.28 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.16 \text{ MPa}$$

Fissuration nuisible

$$\bar{\tau}_{bu} = \min \left(0.07 \times \frac{f_{bu}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 1.17 \text{ MPa}$$

$\tau_{bu} = 0.16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 1.17 \text{ MPa} \rightarrow$ les armatures transversale sont pas nécessaires

▪ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

$$A_l \geq \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\delta_s}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 3.14 + 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 6.28 \text{ cm}^2 \geq \left(21.28 + \frac{11.34 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13} \right) \times \frac{1.15}{400} = 3.39 \text{ cm}^2 \quad \text{..... C'est vérifié}$$

• **Espacement des armatures**

Les règles d'espacement des barres données aux BAEL91 donnent :

• **Armatures longitudinales**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

➤ **Armatures transversales**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

• **État limite de compression du béton**

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

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

$$R_A = 12.67 \text{ KN}$$

$$R_B = 15.33 \text{ KN}$$

$$M^{\max} = 10.84 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 10.84 = 8.13 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 \times 10.84 = 5.42 \text{ KN.m}$$

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

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	Mser(KN.m)	Y (cm)	I (dm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	8.13	4.73	1.28	3.00	15
Appuis	5.42	3.92	0.899	2.36	15

Tab III.23 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

État limite de déformation

- **Vérification de la flèche :** La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{310} = 0.0483 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots \text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut calculer la flèche.

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \text{ ce qui donne pour notre cas : } f_{adm} = 0.62 \text{ cm}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

q_{jser} (KN/m ²)	q_{gser} (KN/m ²)	q_{pser} (KN/m ²)	M_{jser} (KN/m)	M_{gser} (KN/m)	M_{pser} (KN/m)
4.62	8.31	10.81	2.025	3.91	5.94

Le calcul de la flèche et fait à l'aide de logiciel socotec :

$$f_{gv} = 0.326mm, f_{pi} = 0.336mm, f_{ji} = 0.0606mm, f_{gi} = 0.128mm$$

La flèche totale $\Delta f_t = 0.473mm < f_{adm} = 6.2mm$ C'est vérifiée

Schéma de ferrailage

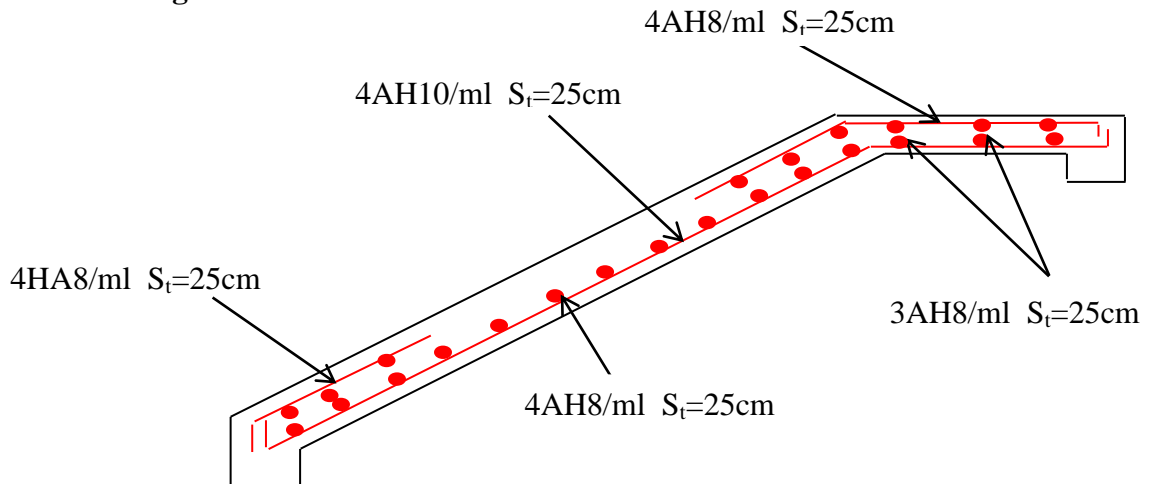


Fig. III.18 : schéma de ferrailage de volée 1 E/Sol

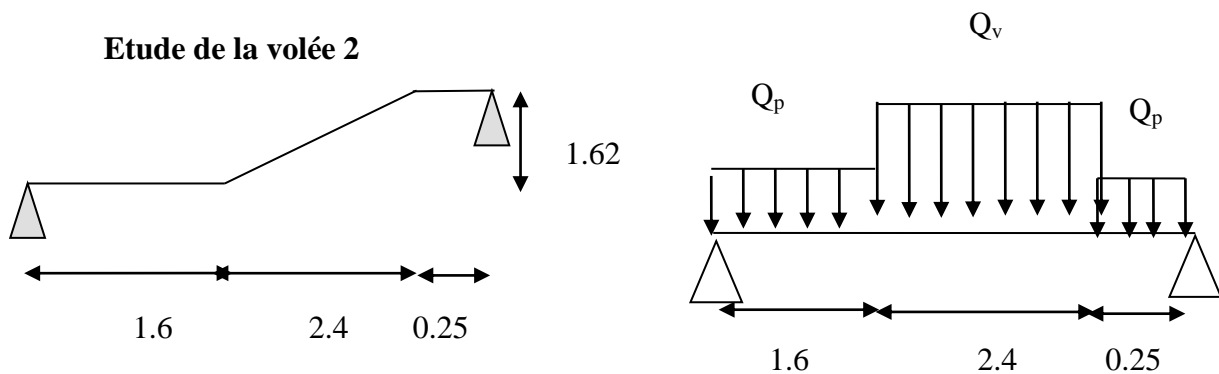


Fig III.19 : schéma statique de l'escalier

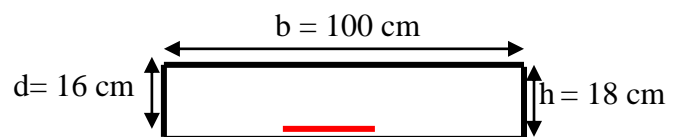
	q _v	q _p	R _a	R _b	M _t ^{max}	V ^{max}
ELU	15.14	10.32	29.56	25.88	31.09	29.56
ELS	10.94	7.37	21.30	18.58	22.41	21.30

Tab III.24. Calcul des sollicitations max

$$M_0 = M^{max} = 31.10 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M_0 = 0.75 \times 31.09 = 23.32 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_0 = -0.5 \times 31.09 = -15.55 \text{ KN.m}$$



Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	M(KN.m)	μ_{bu}	α	z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
En travée	23.32	0.064	0.083	15.47	4.33	4HA12=4.52
En appui	15.55	0.042	0.054	15.65	1.93	4HA8=2.01

Tab III.25 : Résultat de ferrailage de l’escalier

Dans le but d’avoir une bonne répartition spatiale de nos armatures, on prévoit des armatures de répartition comme suit :

- **En appuis :** $A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502cm^2$
- **En travée :** $A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13cm^2$

Soit $A_r^a = 3HA8/ml = 1.51 cm^2$

$A_r^t = 3HA8/ml = 1.51 cm^2$

III.6.1.4. Vérifications

➤ Vérification à l’ELU

	A _{ado} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	τ_{bu} MPA	$\bar{\tau}$ MPA	A _l (cm ²)	$(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\delta_s}{f_e}$ (cm ²)	S _t longitudinal cm	S _t transversal cm	OBS
Travée	4.52	1.93	0.18	3.33	6.53	5.50	25	25	v
Appui	2.01	1.93	0.18	3.33		3.95	33	33	v

Tab III.26 : Vérification a l’ELU

➤ Vérification à l’ELS

Localisation	Mser(KN.m)	Y (cm)	I (dm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	16.04	4.03	1.18	6.45	15
Appuis	8.96	3.44	0.878	3.50	15

Tab III.27 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

- **Vérification de la flèche :** La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{18}{425} = 0.0423 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut calculer la flèche.

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \text{ ce qui donne pour notre cas : } f_{adm} = 0.85\text{cm}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

q_{jser} (KN/m ²)	q_{gser} (KN/m ²)	q_{pser} (KN/m ²)	M_{jser} (KN/m)	M_{gser} (KN/m)	M_{pser} (KN/m)
5.43	8.44	10.94	9.50	14.26	19.04

Le calcul de la flèche est fait à l'aide de logiciel socotec :

$$f_{gv} = 5.99\text{mm}, f_{pi} = 5.268\text{mm}, f_{ji} = 0.999\text{mm}, f_{gi} = 2.939\text{mm}$$

La flèche totale $\Delta f_t = 7.318\text{mm} < f_{adm} = 8.5\text{mm} \dots\dots\dots$ C'est vérifiée

Schéma de ferrailage

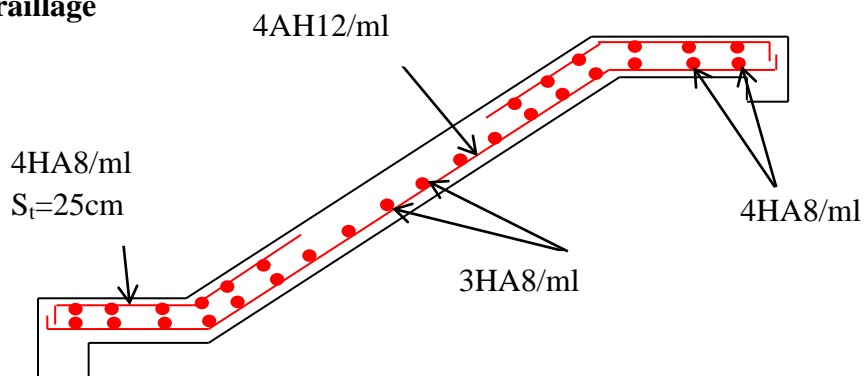


Fig III.20: schéma de ferrailage de volée 2 enter sol

3) Etude de la volée 3

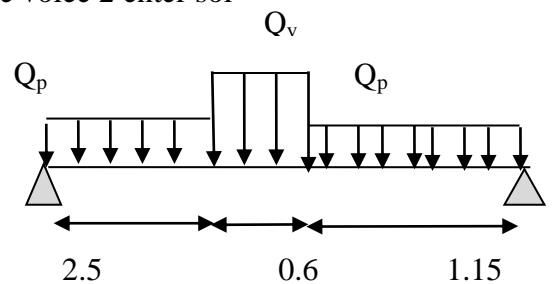
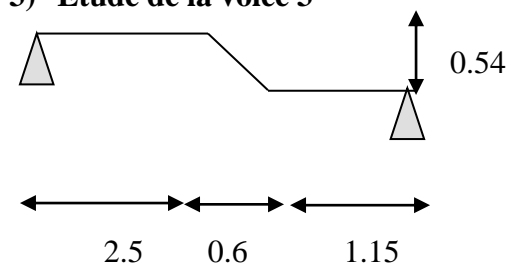


Fig. III.21: schéma statique de l'escalier

	q_v KN/m	q_p KN/m	R_a KN	R_b KN	M_t^{max} KN.m	V^{max} KN
ELU	16.94	10.32	23.29	24.55	26.15	24.55
ELS	12.27	7.37	16.66	17.60	18.84	17.6

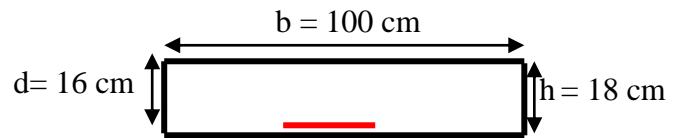
Tab III.28. calcul des sollicitations max

III.6.1.5. Calcul du Ferrailage à l'ELU

$M_0 = M^{max} = 14.77 \text{ KN.m}$

$M_t = 0.75 M_0 = 0.75 \times 26.15 = 19.61 \text{ KN.m}$

$M_a = -0.5 M_0 = -0.5 \times 26.15 = -13.07 \text{ KN.m}$



Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	M(KN.m)	μ_{bu}	α	z (cm)	$A_{calculée}(cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$
En travée	19.61	0.054	0.069	15.55	3.62	5HA10=3.93
En appui	13.07	0.036	0.045	15.70	2.39	4HA10=3.14

Tab III.29: Résultat de ferrailage de l'escalier

Dans le but d'avoir une bonne répartition spatiale de nos armatures, on prévoit des armatures de répartition comme suit :

- **En appuis :** $A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785cm^2$
- **En travée :** $A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.982cm^2$

Soit $A_r^a = 3HA8/ml = 1.51 \text{ cm}^2$

$A_r^t = 3HA8/ml = 1.51 \text{ cm}^2$

Vérifications

➤ Vérification à l'ELU

	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	τ_{bu} MPA	$\bar{\tau}$ MPA	A_l (cm^2)	$(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\delta_s}{f_e}$ (cm^2)	S_t longitudinal cm	S_t transversal cm	OBS
Travée	3.93	1.93	0.15	3.33	7.07	4.62	20	33	v
Appui	3.14	1.93	0.15	3.33		3.31	25	33	v

Tab III.30 : Vérification a l'ELU

➤ Vérification à l'ELS

Localisation	Mser(KN.m)	Y (cm)	I (dm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	16.01	3.79	1.06	5.73	15
Appuis	9.42	3.79	1.06	3.37	15

Tab III.31 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

➤ **Vérification de la flèche** : La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_c} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

➤ $\frac{h}{L} = \frac{18}{425} = 0.0423 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots$ condition non vérifié

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut calculer la flèche.

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \text{ ce qui donne pour notre cas : } f_{adm} = 0.85cm$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

q_{jser} (KN/m ²)	q_{gser} (KN/m ²)	q_{pser} (KN/m ²)	M_{jser} (KN/m)	M_{gser} (KN/m)	M_{pser} (KN/m)
6.05	9.77	12.27	8.03	11.21	15.94

Le calcul de la flèche est fait à l'aide de logiciel socotec :

$$f_{gv} = 4.232mm, f_{pi} = 4.715mm, f_{ji} = 0.376mm, f_{gi} = 1.897mm$$

La flèche totale $\Delta f_t = 6.697mm < f_{adm} = 8.5mm \dots\dots\dots$ C'est vérifiée

Schéma de ferrailage :

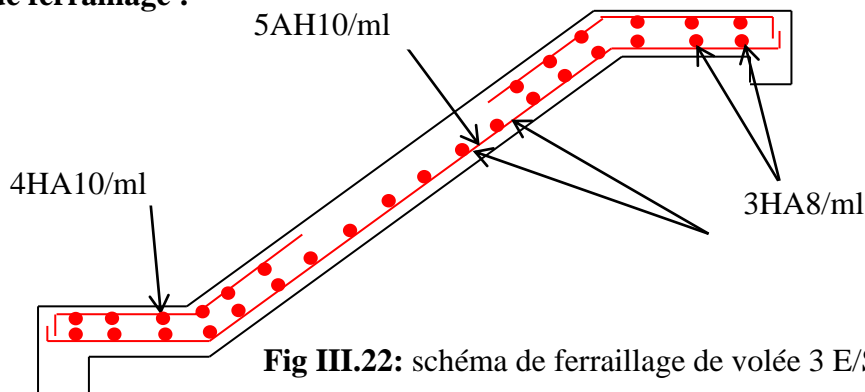


Fig III.22: schéma de ferrailage de volée 3 E/Sol

Etude RDC

4) Etude de la volée 1

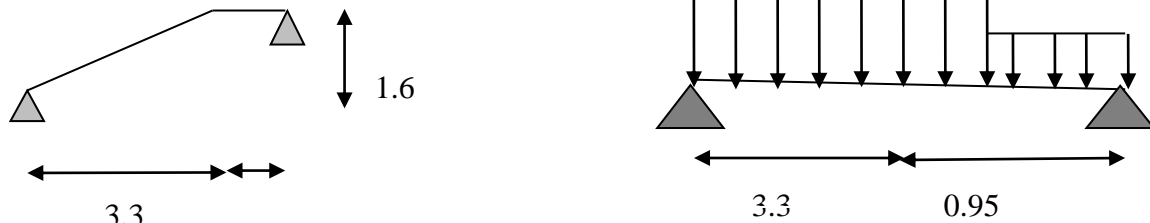


Fig III.23 : schéma statique de l'escalier.

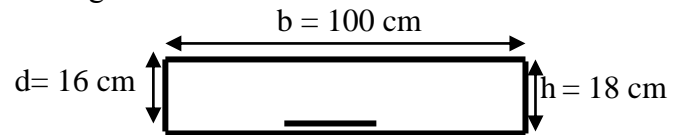
	q _v	q _p	R _a	R _b	M _t ^{max}	V ^{max}
ELU	16.49	10.32	34.39	29.84	35.86	34.39
ELS	11.94	7.37	24.88	21.51	25.96	24.88

Tab III.32. Calcul du Ferrailage à l'ELU

$$M_0 = M^{\max} = 31.10 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M_0 = 0.75 \times 35.86 = 26.89 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_0 = -0.5 \times 35.86 = -17.93 \text{ KN.m}$$



Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	M(KN.m)	μ_{bu}	α	z (cm)	A _{calculée} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
En travée	26.89	0.074	0.096	15.38	5.02	5HA12=5.65
En appui	17.93	0.049	0.063	15.59	3.30	5HA10=3.93

Tab III.33 : Résultat de ferrailage de l'escalier.

Dans le but d'avoir une bonne répartition spatiale de nos armatures, on prévoit des armatures de répartition comme suit :

- **En appuis :** $A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.982 \text{ cm}^2$
- **En travée :** $A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{5.62}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$

Soit $A_r^a = 3\text{HA}8/\text{ml} = 1.51 \text{ cm}^2$

$A_r^t = 3\text{HA}8/\text{ml} = 1.51 \text{ cm}^2$

Vérifications

➤ Vérification à l'ELU

A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	τ_{bu} MPA	$\bar{\tau}$ MPA	A _l (cm ²)	$(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\delta_s}{f_e}$	S _t longitudinal	S _t transversal	OBS

						(cm ²)	cm	cm	
Travée	5.65	1.93	0.21	3.33	9.58	6.35	20	33	v
Appui	3.93	1.93	0.21	3.33		4.56	20	33	v

Tab III.34 : Vérification a l'ELU

➤ Vérification à l'ELS

Localisation	Mser(KN.m)	Y (cm)	I (dm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	22.04	5.37	2.05	5.77	15
Appuis	12.98	4.42	1.42	4.03	15

Tab III.35 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

➤ **Vérification de la flèche :** La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{18}{425} = 0.0423 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut calculer la flèche.

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \text{ ce qui donne pour notre cas : } f_{adm} = 0.85cm$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

q_{jser} (KN/m ²)	q_{gser} (KN/m ²)	q_{pser} (KN/m ²)	M_{jser} (KN/m)	M_{gser} (KN/m)	M_{pser} (KN/m)
5.74	9.44	11.94	10.63	17.24	22.04

Le calcul de la flèche et fait à l'aide de logiciel socotec :

$$f_{gv} = 1.579mm, f_{pi} = 1.317mm, f_{ji} = 0.272mm, f_{gi} = 0.839mm$$

La flèche totale $\Delta f_t = 1.786mm < f_{adm} = 8.5mm$ C'est vérifiée

Schéma de ferrailage

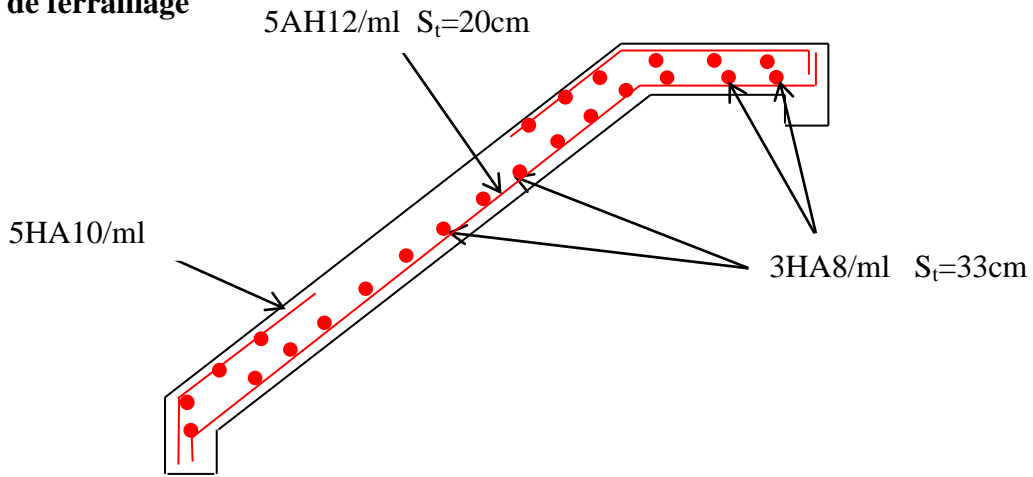


Fig III.24: schéma de ferrailage d'escalier étage courante

• **Etude de la volée 2**

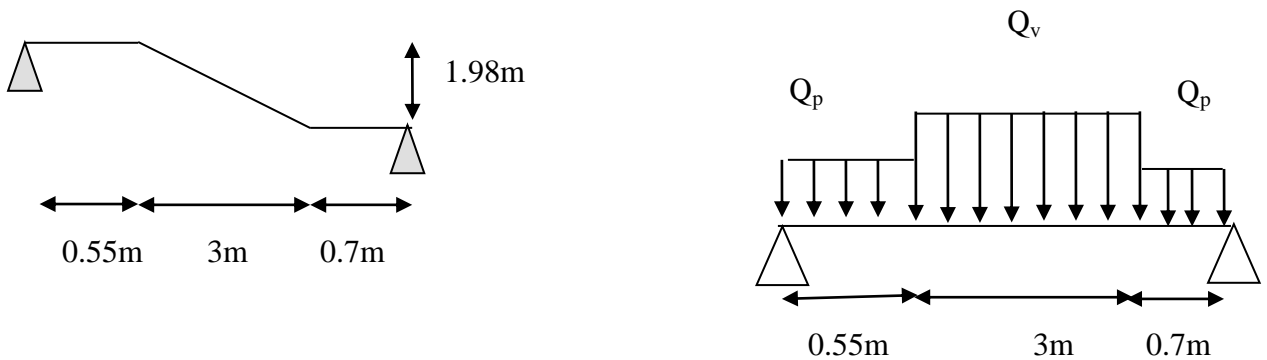


Fig III.25: schéma statique de l'escalier

	q_v KN/m	q_p KN/m	R_a KN	R_b KN	M_t^{max} KN.m	V^{max} KN
ELU	16.03	10.32	30.80	30.20	35.07	30.80
ELS	11.6	7.37	22.23	21.78	25.35	22.78

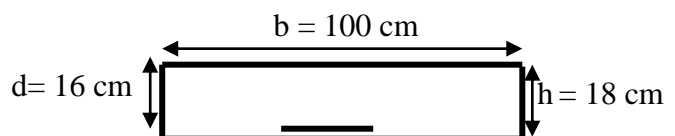
Tab III.36. Calcul des sollicitations max

III.6.1.6. Calcul du Ferrailage à l'ELU

$$M_0 = M^{max} = 14.77 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M_0 = 0.75 \times 35.07 = 26.30 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_0 = -0.5 \times 35.07 = -17.53 \text{ KN.m}$$



Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	M(KN.m)	μ_{bu}	α	z (cm)	A _{calculée} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
En travée	26.30	0.072	0.094	15.39	4.90	5HA12=5.65
En appui	17.53	0.048	0.062	15.60	3.23	5HA10=3.93

Tab III.37 : Résultat de ferrailage de l'escalier

Dans le but d'avoir une bonne répartition spatiale de nos armatures, on prévoit des armatures de répartition comme suit :

- **En appuis** : $A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.982cm^2$
- **En travée** : $A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41cm^2$

Soit $A_r^a = 3HA8/ml = 1.51 cm^2$

$A_r^t = 3HA8/ml = 1.51 cm^2$

Vérifications

➤ **Vérification à l'ELU**

	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	τ_{bu} MPA	$\bar{\tau}$ MPA	A _l (cm ²)	$(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\delta_s}{f_e}$ (cm ²)	S _t longitudinal cm	S _t transversal cm	OBS
Travée	6.79	1.93	0.19	3.33	10.72	6.13	20	33	v
Appui	3.93	1.93	0.19	3.33		4.38	20	33	v

Tab III.38 : Vérification a l'ELU

➤ **Vérification à l'ELS**

Localisation	Mser(KN.m)	Y (cm)	I (dm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	21.55	4.78	1.64	6.25	15
Appuis	12.67	3.79	1.06	4.53	15

Tab III.39 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

- **Vérification de la flèche** : La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{18}{425} = 0.0423 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots \text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut calculer la flèche.

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \text{ ce qui donne pour notre cas : } f_{adm} = 0.85cm$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

q_{jser} (KN/m ²)	q_{gser} (KN/m ²)	q_{pser} (KN/m ²)	M_{jser} (KN/m)	M_{gser} (KN/m)	M_{pser} (KN/m)
5.4	9.1	11.6	10.21	16.87	21.76

Le calcul de la flèche et fait à l'aide de logiciel socotec :

$$f_{gv} = 7.242mm, f_{pi} = 5.766mm, f_{ji} = 1.166mm, f_{gi} = 3.663mm$$

La flèche totale $\Delta f_t = 8.18mm < f_{adm} = 8.5mm \dots\dots\dots$ C'est vérifiée

Schéma de ferrailage

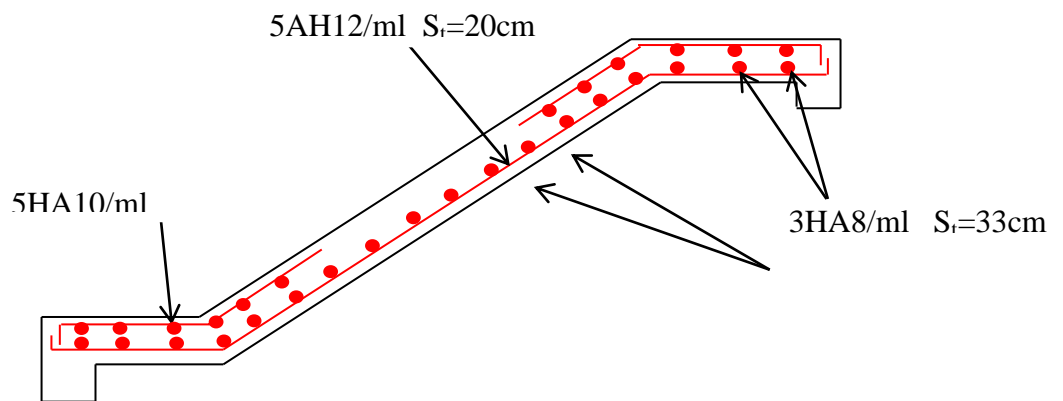


Fig III.26 : schéma de ferrailage de la volée 2 de RDC

• Etude de la volée 1 (Etage courant)

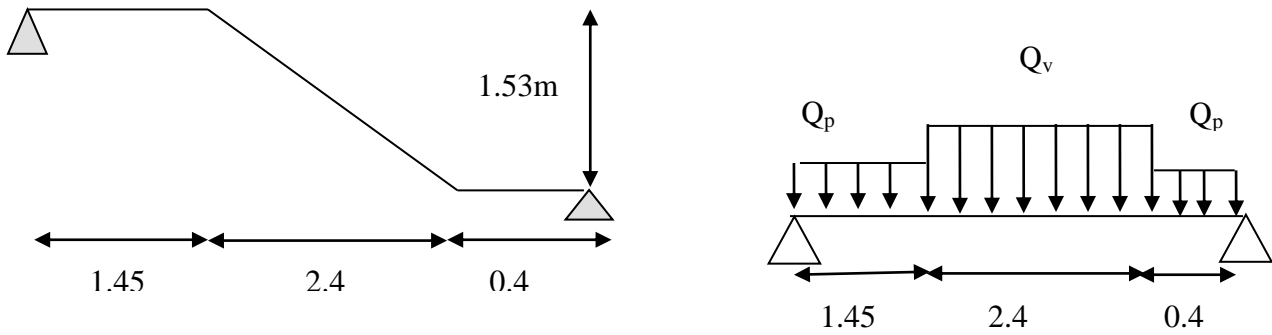


Fig III.27 : schéma statique de l'escalier

	q_v KN/m	q_p KN/m	R_a KN	R_b KN	M_t^{max} KN.m	V^{max} KN
ELU	15.87	10.32	26.94	30.22	32.72	30.22
ELS	11.47	7.37	19.36	21.79	23.61	21.79

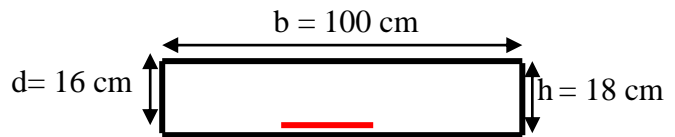
Tab III.40 : Calcul des sollicitations max

III.6.1.7. Calcul du Ferrailage à l'ELU

$M_0 = M^{max} = 14.77 \text{ KN.m}$

$M_t = 0.75 M_0 = 0.75 \times 32.72 = 24.54 \text{ KN.m}$

$M_a = -0.5 M_0 = -0.5 \times 32.72 = -16.36 \text{ KN.m}$



Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	M(KN.m)	μ_{bu}	α	z (cm)	$A_{calculée}(cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$
En travée	24.54	0.067	0.087	15.44	4.56	5HA12=5.65
En appui	16.36	0.054	0.057	15.63	3.00	5HA10=3.93

Tab III.41 : Résultat de ferrailage de l'escalier

Dans le but d'avoir une bonne répartition spatiale de nos armatures, on prévoit des armatures de répartition comme suit :

- **En appuis :** $A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.982cm^2$
- **En travée :** $A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41cm^2$

Soit $A_r^a = 3HA8/ml = 1.51 \text{ cm}^2$

$A_r^t = 3HA8/ml = 1.51 \text{ cm}^2$

Vérifications

➤ Vérification à l'ELU

	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	τ_{bu} MPa	$\bar{\tau}$ MPa	A_1 (cm ²)	$(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\delta_s}{f_e}$ (cm ²)	S_t longitudinal cm	S_t transversal cm	OBS
Travée	5.65	1.93	0.18	3.33	9.58	5.76	20	33	v
Appui	3.93	1.93	0.18	3.33		4.13	20	33	v

Tab III.42 : Vérification a l'ELU

➤ Vérification à l'ELS

Localisation	Mser(KN.m)	Y (cm)	I (dm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	20.07	3.44	0.878	7.85	15
Appuis	9.44	2.82	0.595	4.45	15

Tab III. 43 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

➤ **Vérification de la flèche :** La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

➤ $\frac{h}{L} = \frac{18}{425} = 0.0423 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots$ condition non vérifié

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut calculer la flèche.

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible :

$f_{adm} = \frac{L}{500}$ ce qui donne pour notre cas : $f_{adm} = 0.85cm$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

q_{jser} (KN/m ²)	q_{gser} (KN/m ²)	q_{pser} (KN/m ²)	M_{jser} (KN/m)	M_{gser} (KN/m)	M_{pser} (KN/m)
5.33	8.97	11.47	9.48	15.28	20.07

Le calcul de la flèche et fait à l'aide de logiciel socotec :

$$f_{gv} = 6.73mm, f_{pi} = 5.80mm, f_{ji} = 0.991mm, f_{gi} = 3.411mm$$

La flèche totale $\Delta f_t = 8.12mm < f_{adm} = 8.5mm$ C'est vérifiée

Schéma de ferrailage

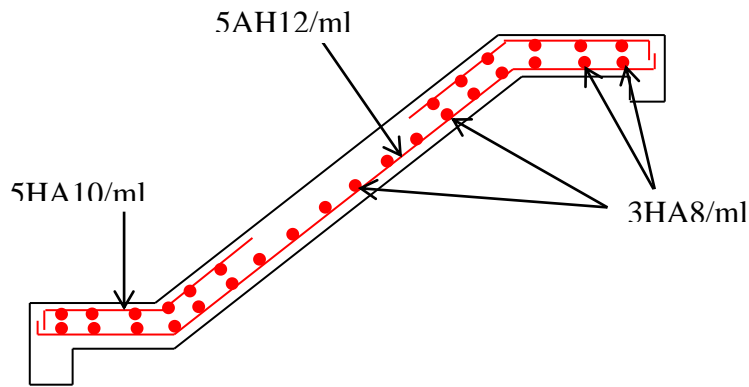


Fig III.28 : schéma de ferrailage d'escalier

➤ **Escalier balancée**

VOLEE TYYPE 1

Poids propre de garde-corps

$$P = 20 \times 0.1 \times 1 = 2KN$$

$$P_u = 1.35 \times 2 = 2.7KN$$

$$q_u = 1.35 \times 8.31 + 1.5 \times 4 = 17.218KN/ml$$

$$q_s = 8.31 + 4 = 12.31KN/m$$

❖ **Calculer des moments :**

$$L'ELU \begin{cases} M_u = -p_u l - q_u l^2 / 2 = -15.64KN/m \\ V_u = p_u + q_u l = 23.36KN \end{cases}$$

$$L'ELS \begin{cases} M_s = -p_s l - q_s l^2 / 2 = -11.26 KN/m \\ V_s = p_s + q_s l = 16.77 KN \end{cases}$$

❖ **Le ferrailage :**

$$A_u = \frac{M_u}{Z \times f_{st}}$$

$$U_{bu} = \frac{15.64 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.065$$

$$\alpha = 0.084$$

$$Z = 12.56 \text{ cm}$$

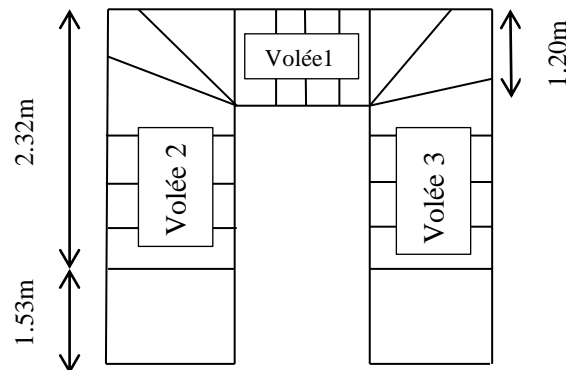
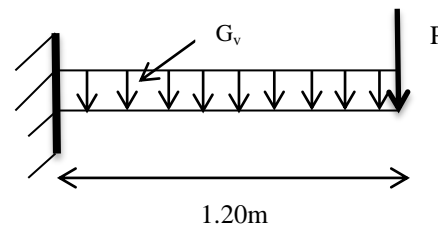


Fig III.29: vu en plane d'escalier



$$A_u = \frac{15.64 \times 10^{-3}}{12.56 \times 400} = 3.58 \text{cm}^2$$

$$A_u = 5\text{HA}10 \Rightarrow A_u = 3.93 \text{cm}^2$$

Espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Amateur de repartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{3} = \frac{3.93}{3} = 1.31 \text{cm}^2$$

$$A_r = 3\text{HA}8 \Rightarrow A_r = 1.51 \text{cm}^2$$

Espacement : $S_t = 33 \text{ cm}$

VOLEE TYPE 2 et 3

$$G_v = 8.31 \text{ KN/m}$$

$$G_p = 4.87 \text{ KN/m}$$

A L'ELU

$$q_u^p = 1.35 \times 4.87 + 1.5 \times 4 = 12.57 \text{KN}$$

$$q_u^v = 1.35 \times 8.31 + 1.5 \times 4 = 17.22 \text{KN}$$

A L'ELS

$$q_s^p = 4.87 + 4 = 8.87 \text{KN}$$

$$q_s^v = 8.31 + 4 = 12.31 \text{KN}$$

- **Calculer de RDM:**

$$R_A + R_B = 26.73 \text{KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_A = 11.87 \text{KN}$$

$$R_B = 14.97 \text{KN}$$

1^{ere} tronçon: $0 \leq x \leq 1.53\text{m}$

$$\sum M/0 = 0$$

$$M = 11.87x - 4.87 \frac{x^2}{2} \text{ KN/m}$$

$$T_Y = 4.87x - 11.87 \text{ KN}$$

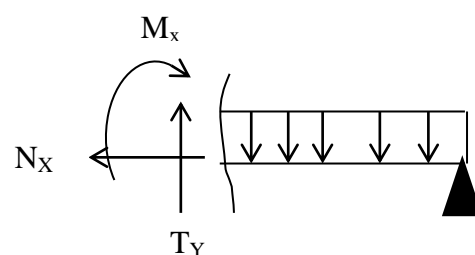
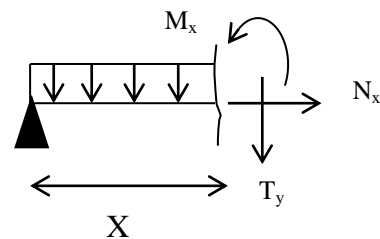
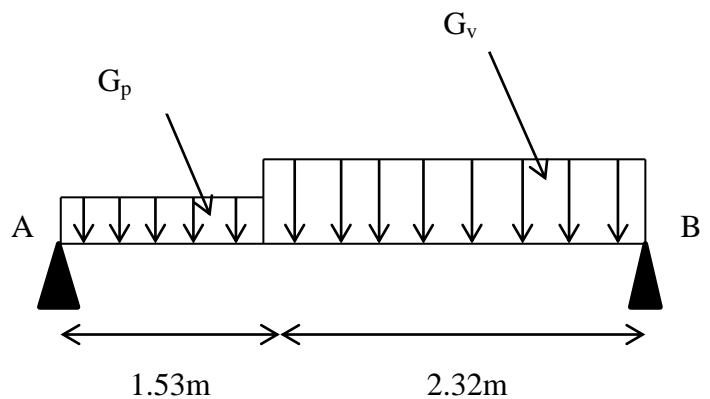
$$T_Y(0) = -11.87 \text{ KN}$$

$$T_Y(0.153) = 4.31 \text{KN}$$

$$x = \frac{11.78}{4.87} \Rightarrow x = 2.40 \text{m}$$

$$M(2.40) = 14.26 \text{KN/m}$$

2^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 2.32\text{m}$



$$\sum M/0 = 0$$

$$M = 14.97x - 8.31 \frac{x^2}{2} \text{ KN/m}$$

$$T_Y = 14.97x - 8.31 \text{ KN}$$

$$T_Y(0) = -14.97 \text{ KN}$$

$$T_Y(01.53) = -4.31 \text{ KN}$$

$$x = \frac{14.97}{8.31} \Rightarrow x = 1.80 \text{ m}$$

$$M(1.80) = 13.48 \text{ KN/m}$$

$$M_t = 0.75 \times 13.48 = 10.48 \text{ KN/m}$$

$$M_a = -0.5 \times 13.48 = -6.74 \text{ KN/m}$$

$$U_{bu} = 0.042 \quad \alpha = 0.054 \quad Z = 12.72 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{10.48 \times 10^{-3}}{12.72 \times 400} = 2.28 \text{ cm}^2$$

Vérification de condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{st28}}{f_e} = 1.57 \text{ cm}^2 \leq A_t \dots \dots \dots \text{verifie}$$

Donc : $A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 \quad S_t = 25 \text{ cm}^2$

- **En appuis :** $A_a = \frac{M_a \times A_t}{M_t} = \frac{2.28 \times 6.74}{10.48} = 1.46 \text{ cm}^2$

Soit : $A_a = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2 \quad S_t = 33 \text{ cm}$

Armature de répartition :

- **En appuis :** $A_r^a = \frac{1.51}{4} = 0.37 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$

- **En travée :** $A_r^t = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$

➤ **Schéma de ferrailage :**

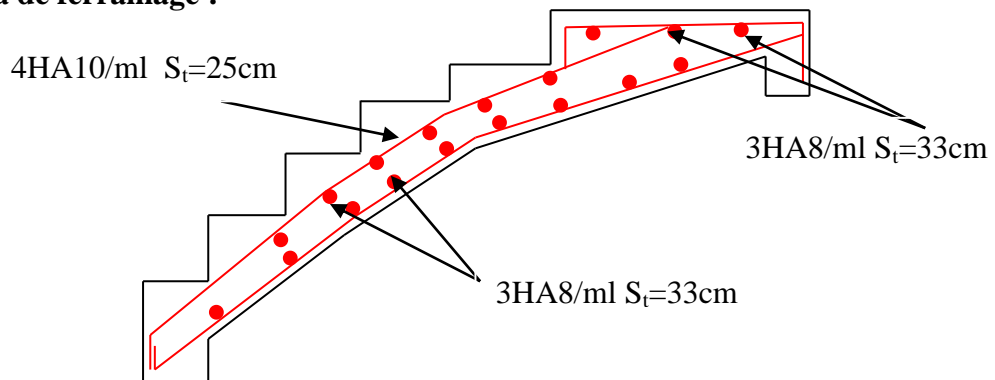


Fig III30 : schéma de ferrailage de la volée 1

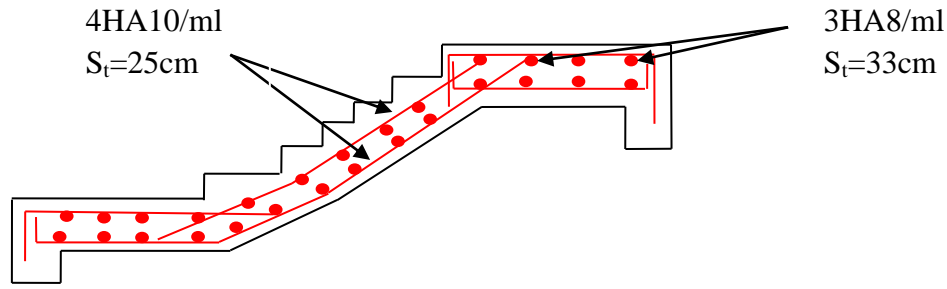


Fig III.31 : schéma de ferrailage de la volée

III-7. Etude de la poutre palière :

a) Dimensionnement

Condition de RPA :

$$b \geq 20\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

Condition de la flèche :

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

$$10\text{cm} < h < 15\text{cm}$$

On prend :

H= 30 cm et b = 30 cm

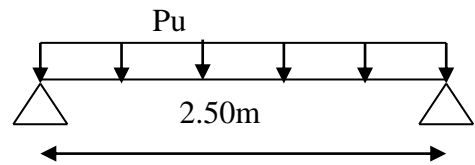


Fig.III.32: Schéma statique de la poutre palière

b) Les charges sur la poutre :

g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25\text{KN}/m$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B

ELU : $R_B = 29.84\text{KN}$

ELS : $R_B = 21.51\text{KN}$

Les sollicitations

$$P_u = 1.35 g_0 + R_B$$

$$P_u = 32.87 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 21.51 + 2.25$$

$$P_s = 23.76 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 25.67 \text{ KN} / m$$

$$M^t = 0.85M_0 = 21.82 \text{ KN} / m$$

$$M^a = -0.4M_0 = -10.27 \text{ KN} / m$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 41.08 \text{ KN}$$

c) Calcul d'armature à la flexion simple :

	$M \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	$Z \text{ (m)}$	$A_{CAL} \text{ (cm}^2\text{)}$
En travée	21.82	0.021	0.026	0.267	2.04
En appuis	10.27	0.010	0.012	0.268	0.95

Tab III.44 : Calcul d'armature

Exigence du RPA :

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h = 4.5 \text{ cm}^2$$

A^a : Section d'armature en appui

A^t : Section d'armature en travée

Donc on prend $A^a = 4.5 \text{ cm}^2$

d) Calcul d'armature a la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui (**Figure III-16**).

$$M^{tortion} = M_b^a = 17.93 \text{ KN.m}$$

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 **(Art A.5.4.2 .2.) [4]**

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_1 : section d'acier

$$e = \varnothing / 6 = h / 6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1 \text{ m}^2$$

$$A_1 = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 4.12 \text{ cm}^2$$

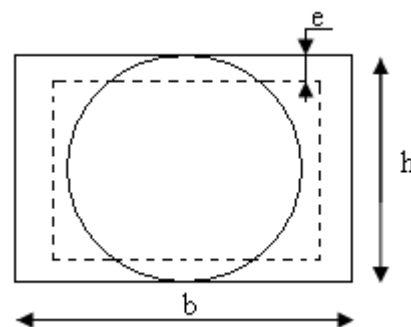


Fig III.33 : Section creuse équivalente

e) Choix des armatures**•En travée**

$$A' = 2.04 + \frac{4.12}{2} = 4.10 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 3\text{HA}12+3\text{HA}10=5.75\text{cm}^2$$

•En appui

$$A' = 4.5 + \frac{4.12}{2} = 6.56\text{cm}^2 \quad \text{Soit } 3\text{HA}12+3\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier la condition suivante :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

On vérifie que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2}$ contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant. [Art A.5.421

BAEL91].

On a $V_{\max} = 44.37\text{KN}$

$$\tau_v = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{41.08 \times 10^{-3}}{0.27 \times 0.3} = 0.50\text{MPa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{17.93 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 2.86\text{MPa}$$

D'où $\tau_u = 2.90\text{MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.3f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$ Condition vérifiée

Ferraillage :

f) Calcul des armatures transversales :

Soit $S_t = 15\text{cm}$

– **Flexion simple :**

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45\text{cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.3 \times 0.15 \times (0.50 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = -0.18\text{cm}^2$$

– **Torsion :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s^2}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{17.93 \times 10^{-3} \times 100 \times 10^{-2} \times 1.15^2}{2 \times 625 \times 10^{-8} \times 400} = 0.47\text{cm}^2$$

D'où $A_t = 1.35 + 0.45 = 1.8\text{cm}^2$ soit $4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$

• Vérification de l'état limite de compression de béton

On vérifie : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

$$0.5b \times y^2 + 15A \times y - 15A(d - y)^2 = 0$$

Avec

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

Sur appuis ($M_a=9.50\text{KN.m}$) ; $y = 10.09\text{cm}$; $I = 36136.44 \text{ cm}^4$

Application numérique

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{9.50 \times 10^{-3}}{36136.44 \times 10^{-8}} \times 10.09 \times 10.09^{-2} = 2.65 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} &= 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{aligned} \right.$$

Donc : $\sigma_{bc} = 2.65 < \overline{\sigma}_{bc}$ Condition vérifié

En travée ($M^t=15.77 \text{ KN.m}$)

$$\sigma_{bc} = 4.40 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \text{ Condition vérifié}$$

g) Schéma de ferrailage de la poutre palière :

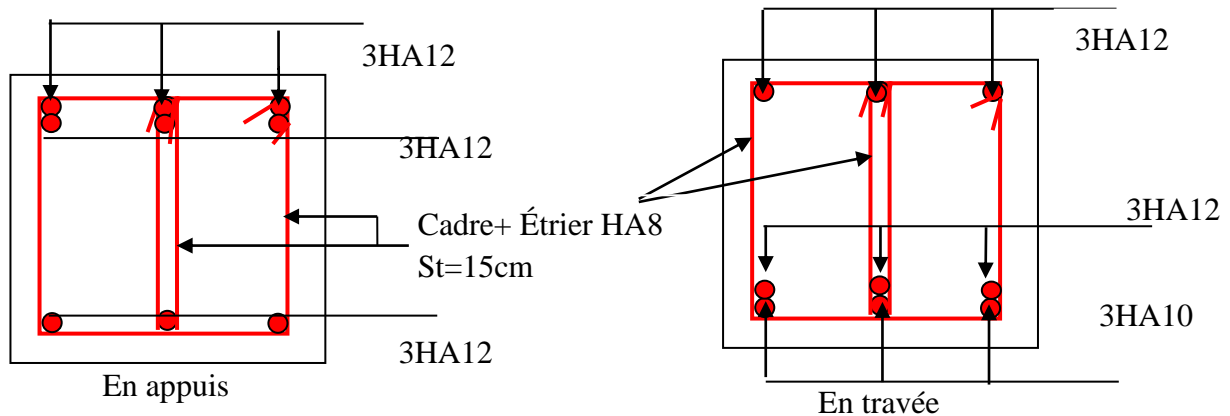


Fig.III.34 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.8. Etude de la poutre brisée

La poutre inclinée se calcule à la flexion simple et à la torsion.

1. Pré- dimensionnement

On doit vérifier la condition de la flèche:

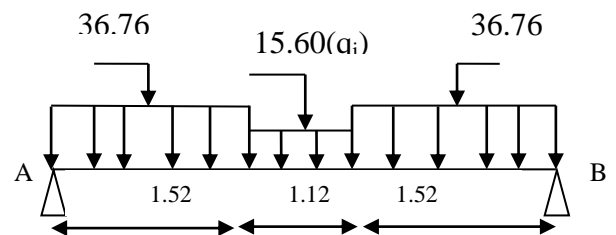
$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 26.33 \leq h \leq 39.5 \text{ cm}$$

On prend: $h=35\text{cm}$ et $b=30\text{cm}$

1.1. Calcul à la flexion simple

1.2. Calcul des sollicitations

La poutre est soumise à son poids propre :



$$g_0 = 0.35 \times 0.3 \times 25 = 2.62 \text{ KN/ml}$$

$$g_1 = 25 \times 0.35 \times 0.3 / \cos 40.60^\circ = 4.03 \text{ KN/ml}$$

Poids du cloisons légère de séparation: $P_m = (0.9 + (0.2 \times 2)) \times 1 \Rightarrow P_m = 1.3 \text{ KN/ml}$

Poids du grade coups : $P_g = (20 \times 0.1 \times 1) \Rightarrow p_g = 2 \text{ KN/ml}$

La charge transmise par la 3^{ème} volée est une réaction

Après le calcul R.D.M au na :

	q _r (kn)	q _i (kn)	R _a =R _B (kn)	M ^t _{max} (KN .m)	V _{max} (KN)
ELU	36.76	27.06	71.39	69.45	-71.39
ELS	24.79	19.60	48.64	38.58	-48.65

Tab III.45 : Calcul des sollicitations max

Les moments sollicitant

A l'ELU : $M_t = 0.75 \times M_u \Rightarrow M_t = 52.08 \text{ KNm}$

$$M_a = 0.5 \times M_u \Rightarrow M = 34.72 \text{ KN}$$

A l'ELS: $M_t = 0.75 \times M_s \Rightarrow M_t = 28.93 \text{ KNm}$

$$M_a = 0.5 \times M_s \Rightarrow M_a = 19.29 \text{ KNm}$$

	M (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A _{CAL} (cm ²)
En travée	52.08	0.112	0.285	0.29	5.16
En appui	34.72	0.074	0.10	0.25	3.99

Tab III.46 : Ferrailage de la poutre brisé à la flexion simple.

2-Vérification à l'E.L.U

- **Effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{71.39 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,33} = 0,721 \text{ MPa} < \tau_u^- \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (71.39 \times 10^{-3} - \frac{52.08 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0,33}) \times \frac{1.15}{400} = -2.98 \text{ cm}^2$$

- Calcul de l'espacement St

1) $St \leq \min(0,9d, 40cm) \Rightarrow St \leq 29.7$ On opte: St=15cm en travée et St=10cm en appui.

1. Calcul de la section d'armature a la torsion

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**

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_1 : section d'acier

$$e = \varnothing / 6 = b / 6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.075 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e)+(b-e)] = 1.10\text{m}$$

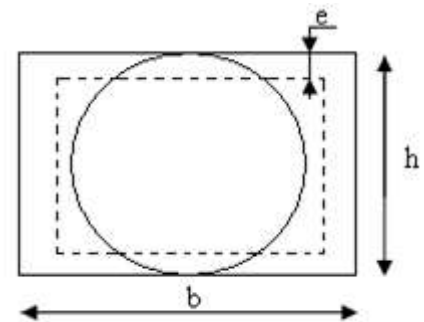


Fig III.35. Section creuse équivalent

3.1. Ferrailage à la torsion

Le moment de torsion à prendre est le moment aux appuis de la volée donc :

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times u \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_{tor} = 0.76\text{cm}^2.$$

$M_{tor} = 6.74\text{KN} \cdot \text{m}$

3.2. Les armatures longitudinales :

Vérification de la condition de non fragilité : $A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 4.95\text{cm}^2.$

Section d'armature longitudinale à prendre

- En travée : $A = 5.16 + 0.76 \Rightarrow A = 5.92\text{cm}^2$, on opte : $A = 3T12 + 3T12 = 6.79\text{cm}^2$
- En appui : $A = 3.99 + 0.76 \Rightarrow A = 4.75\text{cm}^2$, on opte: $A = 3T12 + 3T10 = 5.75\text{cm}^2$

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{flexion} = 0,72\text{MPa}; \tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} \Rightarrow \tau_{tor} = 0.898\text{MPa}$$

$$\sqrt{\tau_{tor}^2 + \tau_{flex}^2} \leq \tau_{adm} = 3.25\text{Mpa} \Leftrightarrow 1.82^2 + 0,72^2 \leq 3,25^2 \Rightarrow 1.32 \leq 10,56 \dots \dots \text{Vérifié}$$

Armatures transversales : On opte St = 15cm en travée et St = 10cm en appui.

$$A_{tor}^t = \frac{M_{tor} \times st \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow \begin{matrix} A_{tor}^t = 0,19\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{travée} \\ A_{tor}^t = 0,13\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{appuis} \end{matrix}$$

- Section d'armature transversale à prendre

- En travée : $A = 0.45 + 0.19 \Rightarrow A = 0.64\text{cm}^2$

- En appui : $A = 0.3 + 0.13 \Rightarrow A = 0.43 \text{ cm}^2$

On choisit : un cadre et un étrier de T8

1. Vérification à l'E.L.S

- l'état limite de compression de béton : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

Avec : $0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$; $I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$

- Au appuis : $M_a = 19.29 \text{ KN.m}$; $y = 11.20 \text{ cm}$; $I = 16781.91 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = \frac{19.29 \times 10^{-3}}{16781.91 \times 10^{-8}} \times 11.20 \times 10^{-2} = 12.87 < \overline{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée.

- En travée : $M_t = 28.93 \text{ KNm}$; $y = 18.74 \text{ cm}$; $I = 67193.28 \text{ cm}^4$.

$\sigma_{bc} = 8.07 < \overline{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée

6. Schéma de ferrailage

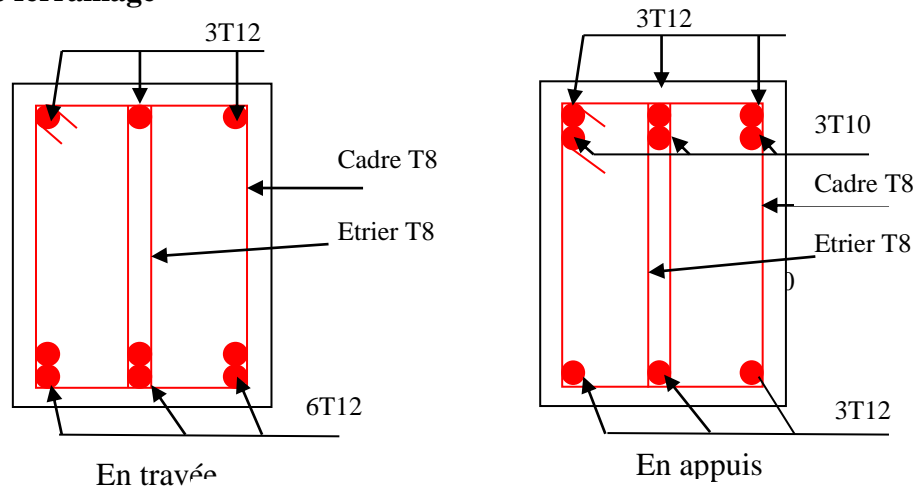


Fig III.36 : Schéma de ferrailage

III.9. Description de l'ascenseur :

- **Cabine** : Organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes et les charges à transporter.
- **Gaine** : Volume dans lequel se déplacent la cabine, le contrepoids et le vérin hydraulique. Ce volume est matériellement délimité par le fond de la cuvette, les parois et le plafond.
- **Palier** : Aire d'accès à la cabine à chaque niveau de service.
- **Cuvette** : Partie de la gaine située en contre - bas du niveau d'arrêt inférieur desservi par la cabine.
- **Hauteur libre** : Partie de la gaine située au-dessus du dernier niveau desservi par la cabine.

- **local des machines** : Local où se trouvent la machine et son appareillage.

III.9.1. Caractéristiques des ascenseurs :

- **charges nominales** :

En kilogrammes : 320 - 400 - 630 - 800 - 1 000 - 1 250 - 1 600 - 2 000 - 2 500.

- **vitesses nominales [m/s]** :

La vitesse nominales de l'ascenseur est donner comme suit : 0.4 ; 0.63 ; 1 ; 1.6 et 2.5 (0.4 n'est applicable qu'aux ascenseurs hydrauliques ; 1.6 et 2.5 ne sont applicables qu'aux ascenseurs électriques).

- **Nombre de passagers (Annexe 3):**

Le nombre de passagers est le plus petit des nombres obtenus par la formule :

$$n = \frac{\text{charge nominale}}{75} \Rightarrow n = \frac{630}{75} = 8.4$$

Dans notre structure, on utilise un ascenseur pour huit personnes, dont ses caractéristiques sont :

$L = 140\text{cm}$: Longueur de l'ascenseur . $L_r = 110\text{cm}$: Largeur de l'ascenseur.

$H = 220\text{cm}$: Hauteur de l'ascenseur. $F_c = 102\text{KN}$: Charge due à la cuvette.

$D_m = 82\text{KN}$: Charge due à la salle des machines.

$P_m = 15\text{KN}$: Charge due à l'ascenseur.

$P_{perssonnes} = 6.3\text{KN}$: La charge nominale. $V = 1.00\text{m/s}$: La vitesse.

III.8.2. Etude de l'ascenseur :

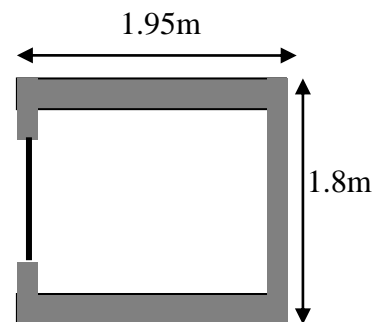
La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges important (machine+ ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a $l_x = 1.80\text{m}$ et $l_y = 1.95\text{m}$ donc une surface

$$S = 1.80 \times 1.95 = 3.51\text{m}^2.$$

$$e \geq \frac{l}{20} = \frac{1.95}{20} = 0.0975\text{m}$$

Soit alors son épaisseur est $e=20\text{cm}$.



III.9.3. Evaluation des charges et surcharges :

$G_1 = 25 \times 0.2 = 5\text{KN/m}^2$: Poids de la dalle en béton **Fig III.37**. Schéma de la Cage d'ascenseur.

$G_2 = 25 \times 0.05 = 1.1\text{KN/m}^2$: Poids de revêtement en béton.

$$G' = G_1 + G_2 = 6.1\text{KN/m}^2.$$

$$G'' = \frac{F_e}{S} = \frac{102}{3.51} = 29.06 \text{ KN/m}^2. \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 35.16 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Et } Q = 1 \text{ KN/m}^2.$$

A) Cas de charge repartie :

- A l'ELU :

- Calcul des sollicitations à ELU :

$$q_u = 1.35 \times G_{\text{totale}} + 1.5 \times Q = 1.35 \times 35.16 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 48.96 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.92 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.92 \Rightarrow \begin{cases} \text{\grave{a} ELU } (\nu = 0) \\ \mu_x = 0.0437 \\ \mu_y = 0.8251 \\ \text{\grave{a} ELS } (\nu = 0.2) \\ \mu_x = 0.0509 \\ \mu_y = 0.8799 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times Pu \times l_x^2 = 0.0437 \times 48.96 \times (1.8)^2 = 6.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0.8251 \times 6.93 = 5.72 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments réelles :

- En travée : Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 5.89 \text{ KNm}$

$$\text{Sens y-y' : } M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.86 \text{ KNm}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 1.76 \text{ KNm}$$

- Calcul le ferrailage :

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18 \text{ cm}$ et $d_y = 17 \text{ cm}$.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)
travée	x-x	5.89	0.0128	0.0161	17.88	0.94	1.66
	y-y	4.86	0.0118	0.0148	16.89	0.82	1.6
appui	x-x	1.76	0.0038	0.0047	17.96	0.28	1.66

y-y	1.46	0.0035	0.0043	16.97	0.25	1.6
-----	------	--------	--------	-------	------	-----

Tab.III. 47: Calcul de la section de ferrillage de la dalle d'ascenseur

➤ **Vérification à l'E.L.U**

a) **Condition de non fragilité**

On calcule A_{min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008; e = 20cm; b = 100cm, \rho = 0.92$

$$\left. \begin{matrix} e > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 1.66cm^2/ml \\ A_{min}^y = 1.6cm^2/ml \end{cases}$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

• Tableau récapitulatif des résultats de calcul :

	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	Type	$A_{daptern}(cm^2)$	OBS
Sens x-x	0.94	0.28	1.66	4T10	3,14	vérifiée
Sens y-y	0.82	0.25	1.6	4T10	3,14	vérifiée

Tab III.48 : Vérification de la condition de non fragilité.

• **Calcul des espacements**

Sens x-x': $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$ on adopte $S_t = 25cm$

Sens y-y': $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$ on adopte $S_t = 25cm$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times f_{c28} / \gamma_b = 1.16MPa$$

$\rho = 0.97 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens.

Sens x - x : $V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 29.37KN$.

Sens y - y : $V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 30.18KN$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

	$V_u(KN)$	$\tau_u(MPA)$	$\bar{\tau}_u(MPA)$	OBS
Sens x-x	29.37	0,16	1,16	vérifiée
Sens y-y	30.18	0,17	1,16	vérifiée

Tab III.49 : Vérification de l'effort tranchant

➤ **Vérification a l'ELS:**

$q_s = G_{tot} \times Q = 36.16.KN / m^2$, on fera le calcul de la dalle pour une bande de 1ml

▪ **Evaluation des moments :**

$$\rho = 0.92 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0509 \\ \mu_y = 0.8799 \end{cases} \quad \text{[Annexe 02]}$$

$$M_x = \mu_x \times P_s \times l_x^2 = 0,0509 \times 36.16 \times (1.8)^2 = 5.96 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.8799 \times 5.96 = 5.24 \text{ KN.m}$$

1. Travée

$$M_{tser}^x = 0.85 \times M_0^x = 5.066 \text{ KN.m}$$

$$M_{tser}^y = 0.85 \times M_0^y = 4.454 \text{ KN.m}$$

2. Appuis

$$M_{ax} = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 5.066 = 1.52 \text{ Kn.m}$$

$$M_{ay} = 1.33 \text{ Kn.m}$$

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

On vérifie : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

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

Sens xx :

➤ **En travée :** $M_{tx} = 5.066 \text{ KN.m}$

$$\frac{b_0 * y^2}{2} + 15 * A * y - 15 * A * d = 0 \Rightarrow y = 3.67 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 11319.63 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.066 * 10^{-3}}{11319.63 * 10^{-8}} * 3,67 * 10^{-2} = 1.64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **En appui :**

$$M_a = 1.52 \text{ KN.m} \quad , \quad y = 3.67 \text{ KN.m} \quad , \quad I = 11319.63 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.493 \text{ Mpa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{c'est vérifiée.}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

Puisque la condition de non fragilité est satisfaite donc aucune vérification à effectuer.

• Vérification des contraintes dans l'acier

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 150 * \eta\right) = 240MPa$$

$$\sigma_s (= 156.35MPa) < \bar{\sigma}_s (= 240MPa) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

• Vérification de la flèche

Le calcul de la flèche se fait de la même manière que dans le calcul des planchers ; d'après le **BAEL91** et **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2) \quad (\text{BAEL 91}).$$

$$3. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2,4}{f_e} \quad (3)$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Condition (1)	Condition (2)	Condition (3)
x-x	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
y-y	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tab III.50 : vérification de la flèche

B) Cas d'une charge concentrée :

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur aire $a_0 \times b_0$. Elle agit uniformément sur aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u = dimension suivant y-y.

b_0 et v : Dimension suivant x-x.

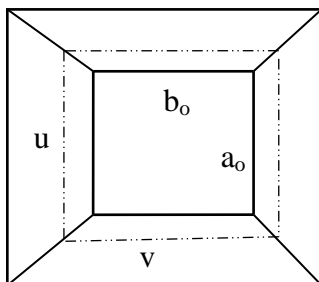


Fig.III.38 : Schémas représentant la surface d'impact.

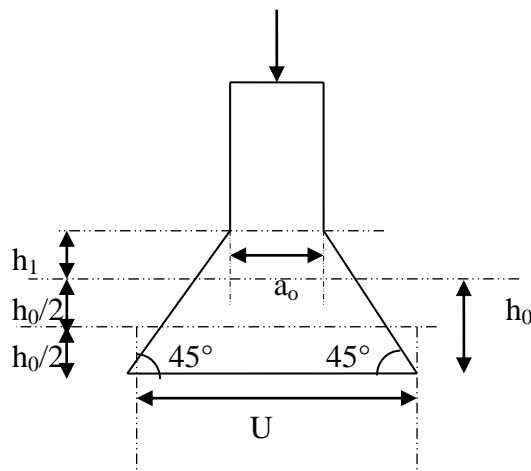


Fig.III.39 : Calcul de Périmètre au niveau de la feuille moyenne.

$$\text{On a } \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases} \text{ pour } V = 1m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm. \\ b_0 = 80cm. \end{cases}$$

Avec $h_1 = 5cm$: Epaisseur de revêtement.

$h_0 = 20\text{ cm}$: Epaisseur de dalle.

$\xi = 1$: Coefficient qui dépend du type de revêtement

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 \Rightarrow u = 110cm. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 \Rightarrow v = 110cm. \end{cases}$$

➤ **Calcul les sollicitations :**

$$\begin{cases} M_x = q_u \times (M_1 + \gamma \times M_2) \\ M_y = q_u \times (M_2 + \gamma \times M_1) \end{cases}$$

$$\text{Avec } \gamma : \text{Coefficient de poisson } \begin{cases} \gamma = 0 & \text{à l'ELU} \\ \gamma = 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

➤ M_1 En fonction de $\frac{u}{l_x}$ et ρ ; M_2 En fonction de $\frac{v}{l_y}$ et $\frac{v}{l_x}$ et $\rho = 0.92$

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{110}{180} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0.61 \\ \frac{v}{l_y} = \frac{110}{195} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0.56 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.087 \\ M_2 = 0.070 \end{cases}$$

➤ **Evaluation des moments M_{x1} et M_{y2} du système de levage à l'ELU :**

$$\text{On a: } g = D_m + P_m + P_{personne} = 82 + 15 + 6.3 = 103.3KN.$$

$$q_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 103.3 = 139.455KN$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times M_1 \Rightarrow M_{x1} = 139.45 \times 0.087 = 12.13KNm \\ M_{y1} = q_u \times M_2 \Rightarrow M_{y1} = 139.45 \times 0.070 = 9.76KNm \end{cases}$$

- **Evaluation des moments due au poids propre de la dalle à l'ELU :**

$$- q_u = 48.96KN$$

$$- M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 6.93KN.m$$

$$- M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 5.72KN.m$$

➤ **Superposition des moments :**

$$\text{Les moments agissants sur la dalle sont : } \begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 19.06KNm \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 15.48KNm \end{cases}$$

➤ **Les moments réels :**

La section considérée est une section de (1m×0.20m) sollicité à la flexion simple.

$b = 100\text{cm}$, $h = 20\text{cm}$, $d_x = 18\text{cm}$, $d_y = 17\text{cm}$, $f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa}$.

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux qui suivent:

1. En travée :

	M_T (kn.m)	A Calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
Sens x-x	19.06	3.108	4HA10=3.14
Sens y-y	15.48	2.66	4HA10=3.14

Tab III.51 : Ferrailage en travée

2 .En appuis :

	M_T (kn.m)	A CALCULE (cm ²)	A adopté (cm ²)
Sens x-x	5.72	0.92	4HA10=3.14
Sens y-y	4.64	0.78	4HA10=3.14

Tab III.52 : Ferrailage en appuis

➤ **Vérification : [BAEL91]**

▪ **Vérification de la condition de non fragilité**

$h_0 = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$, $\rho_0 = 0,8 \text{ ‰}$; HA Fe E400

$$\rho = 0.97 > 0,4 \Rightarrow A_x^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h$$

$$A_x^{\min} = 0,0008 \times \left(\frac{3 - 0.92}{2} \right) \times 0,20 = 1.66 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 1 \times 0.20 = 1,60 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à l'E.L.U**

a. Vérification au poinçonnement :

$$p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec : p_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (110 + 110) \Rightarrow U_c = 440 \text{ cm} ; \quad q_u = 139.455 \text{ KN}$$

Or $q_u = 139.455 \text{ KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 648 \text{ KN}$. Pas de risque de poinçonnement.

b. Vérification de l'effort tranchant : $b=100\text{cm}$; $d=18\text{cm}$.

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

On a : $u = v = 110\text{cm} \Rightarrow V_{\max} = \frac{q_u}{2 \times u + v} = \frac{139.455}{2 \times 1.1 + 1.1} = 42.26 \text{ MPa}$

$$V_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{42.26}{1 \times 0.18} \times 10^{-3} = 0.23 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \text{ Vérifiée.}$$

➤ **Calcul à l'ELS :**

1) Le moment engendré par le moment de levage :

Les moments engendrés par le système de levage : $q_{ser} = g = 103.3 \text{ KN}$.

$$\begin{cases} M_{x1} = q_s \times (M_1 + M_2 \times \gamma) \\ M_{y1} = q_s \times (M_2 + M_1 \times \gamma) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 103.3 \times (0.087 + 0.070 \times 0.2) = 10.43 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 103.3 \times (0.070 + 0.087 \times 0.2) = 9.03 \text{ KNm} \end{cases}$$

Les moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$\rho = 0.92 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0509 \\ \mu_y = 0.8799 \end{cases} \quad \text{Annexe2}$$

$$q_{ser} = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 1.17 \text{ KNm} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 1.03 \text{ KNm} \end{cases}$$

Les moments agissants sur la dalle sont : $\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.6 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10.06 \text{ KNm} \end{cases}$

a) Vérification des contraintes :

➤ **Calcul des moments**

$$M_t^x = 0.85 \times 11.6 \Rightarrow M_t^x = 9.86 \text{ KNm}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 10.06 \Rightarrow M_t^y = 8.55 \text{ KNm}$$

$$M_a = 0.3 \times 11.6 \Rightarrow M_a = 3.48 \text{ KNm}$$

b) Etat limite de compression de béton : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

Sens x-x : $y = 3.67\text{cm}$; $I = 11319.63\text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 3.19 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

Sens y-y : $y = 3.55\text{cm}$ et $I = 10011.77\text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 3.03 \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

c)Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

d) Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche se fait de la même manière que dans le calcul des planchers ; d'après le **BAEL91** et **CBA93** la vérification a la flèche est inutile si :

Les conditions à vérifier sont les suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L_x} = \frac{0.20}{1.8} = 0.111 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h_t}{L_y} = \frac{0.20}{1.95} = 0.102 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L_x} = \frac{0.20}{1.8} = 0.111 > \frac{M_{tx}}{10 \times M_x} = \frac{9.86}{10 \times 11.6} = 0.085 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h_t}{L_y} = \frac{0.20}{1.95} = 0.102 > \frac{M_{ty}}{10 \times M_y} = \frac{8.55}{10 \times 10.03} = 0.085 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 18} = 0.0017 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 17} = 0.0017 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée

➤ **Schéma de ferrailage**

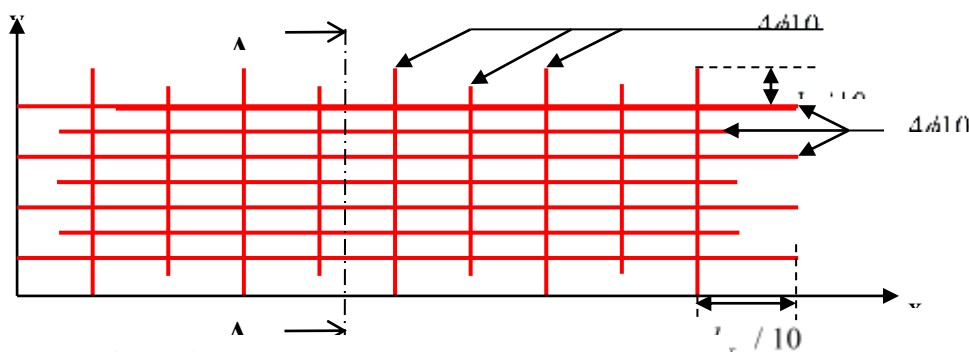


Fig III40. Schéma de ferrailage de la dalle.

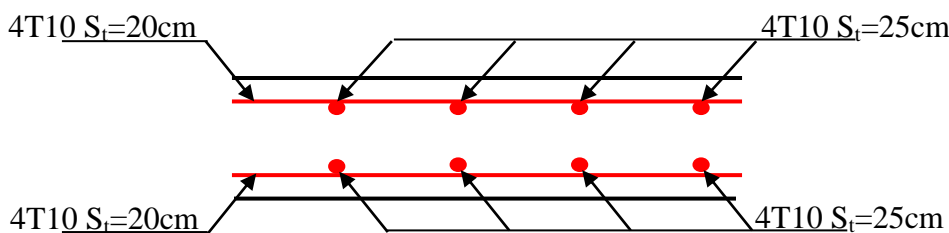


Fig III.41. Vue en coupe A-A du ferrailage de la dalle.

III.10. Acrotère C'est un élément en béton armé encastré au niveau du plancher terrasse inaccessible, ses dimensions sont adoptées d'après les plans architecturaux.

$$S_{acr} = (15 \times 60) + \left(\frac{3 \times 10}{2}\right) + (7 \times 10)$$

$$S_{acr} = 0.0985 \text{ m}^2$$

Hypothèse de calcul :

- Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.
- La fissuration est nuisible.
- Le calcul sera fait en flexion composée.

III.10.1. Evaluation des charges :

- Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.0985 \times 1 = 2.46 \text{ KN}$.
- Poids d'enduit extérieur (ciment : $e = 1.5 \text{ cm}$) : $G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.60 \times 1 = 0.18 \text{ KN}$.
- Poids d'enduit intérieur (ciment : $e = 2 \text{ cm}$) : $G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.60 \times 1 = 0.24 \text{ KN}$.

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.88 \text{ KN}$$

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

La force sismique :

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (Article 6.2.3)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A = 0,15$).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

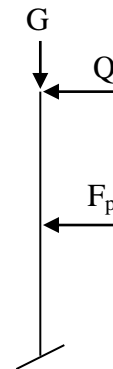
W_p : Poids de l'acrotère.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.88 = 1.38 \text{ KN}$$

Le centre de gravité de la section est $G(X_g; Y_g)$:

$$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.085 \text{ m} \quad Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.32 \text{ m}$$



III.10.2. Calcul des sollicitations :

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 2.88 \text{ KN} \quad M_G = 0.$$

$$N_Q = 0 \quad M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KNm}$$

$$N_{F_p} = 0 \quad M_{F_p} = F_p \times Y_g = 1.38 \times 0.32 = 0.441 \text{ KNm}$$

L'acrotère travaille en flexion composée.

III.10.3. Combinaisons d'actions :

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.88	3.88	2.88
M (KN.m)	1.04	0.90	0.60

Tab III.53 Combinaisons d'action.**III.10.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :**

La combinaison à considérer est : G + Q + E

$$N_u = 2.88 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.04 \text{ KN.m}$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.36m \\ \frac{h}{6} = 0.1m \end{array} \right.$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extrémité du noyau central donc la section est

partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 telle que :

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.

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{h}{250}\right) = 2cm. \quad e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \quad \text{CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

$$l_f : \text{Longueur de flambement ; } l_f = 2 \times h = 1.2m$$

$$h_0 : \text{Hauteur de la section qui est égale à } 15cm.$$

Donc:

$$e_2 = 0.58 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.96 \text{ m}$$

III.10.5. Ferrailage de la section :

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$N_u = 2.88 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 2.76 \text{ KN.m}$$

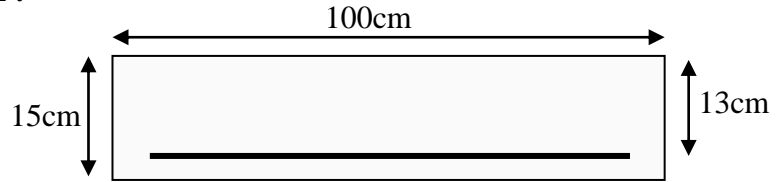


Fig III.42. Section à ferrailer.

Selon le **BAEL 91:**

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{6} \right) = 2.92 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.012, \alpha = 0.016, z = 12.91 \text{ cm}, A = 0.61 \text{ cm}^2$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.26 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

a) *Condition de non fragilité:*

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56 \text{ cm}^2.$$

On remarque que $A_s < A_{\min}$ donc on prend $A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$.

Se qui fait $4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Calcul des espacements :

Les armatures principales : $S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$ soit $S_t = 25 \text{ cm}$

Les armatures de répartition : $S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$ soit $S_t = 25 \text{ cm}$

b) **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad V_u = F_p + Q = 2.38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.0183 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_u < \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}. \text{ c'est vérifiée.}$$

Vérifications à L'ELS:

Vérification de la contrainte d'adhérence limite:

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} \leq \bar{\tau}_s \quad \text{BAEL91 (Article J.II.2)}$$

Avec $\sum u_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\sum u_i = \pi \times n \times \phi = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.20 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \quad \psi = 1.5 \quad \text{Pour les HA}$$

$$\Rightarrow \tau_s < \bar{\tau}_s \quad \text{c'est vérifiée.}$$

Etat limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = K \times y_{ser}$$

$$\sigma_{sc} = n \times K \times (d - y_{ser})$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_s; 150 \times \eta\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{N_{ser}}{I} \times y_c$$

Avec :

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

Détermination de y_{ser} :

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

$$p = -3 \times c^2 - 90 \times A' \times \frac{(c - d')}{b} + 90 \times A \times \frac{(d - c)}{b}$$

$$q = -2 \times c^3 - 90 \times A' \times \frac{(c - d')^2}{b} - 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$\text{On } A' = 0, A = 2.01 \times 10^{-4} \text{ m}^2, b = 1 \text{ m et } c = -0.133 \text{ m}$$

$$\text{Donc on trouve : } p = -4.83 \times 10^{-2} \quad \text{et } q = 3.72 \times 10^{-4}$$

$$\text{Après résolution de l'équation (*) on trouve : } y_c = 0.251 \text{ m} \Rightarrow y_{ser} = y_c + c = 0.118 \text{ m}$$

$$\text{Calcul de } I : \quad I = 5.48 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.15 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} = 0.237 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

III.10.6. Schéma de ferrailage :

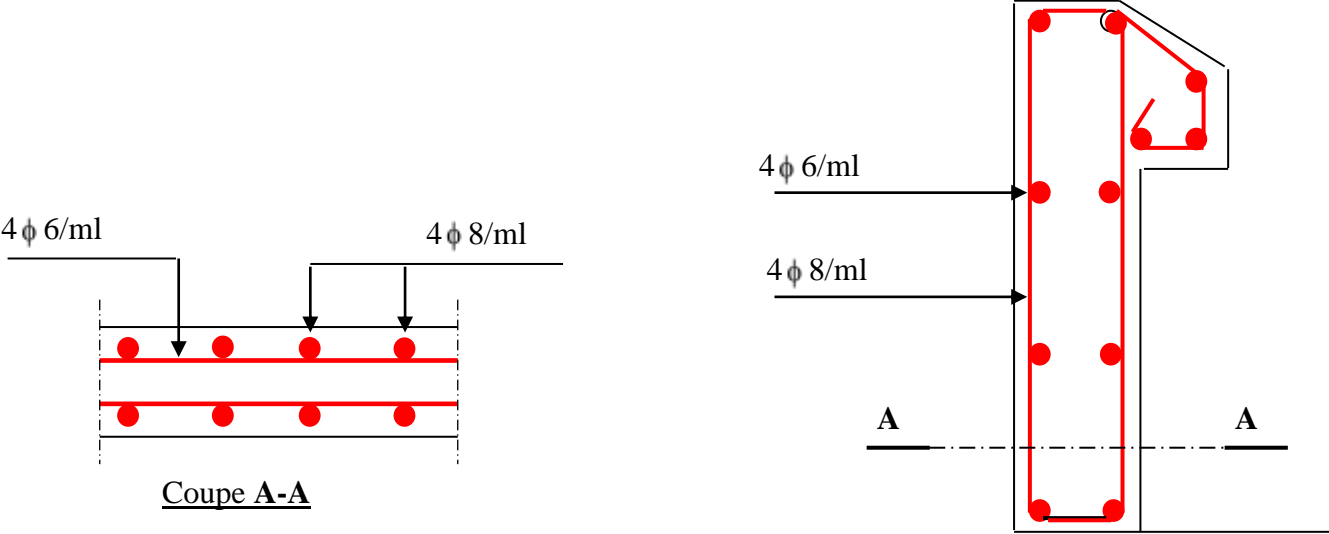


Fig III.43. Schéma de ferrailage de l'acrotère.
(Terrasse inaccessible)

Chapitre IV

Etudes dynamique

Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'éléments finis qui permet de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel de calcul utilisé est le SAP2000.V.14 .

IV.1. Méthodes de calcul

Le **RPA99** propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

1. La méthode statique équivalente.
2. Les méthodes dynamiques : -La méthode d'analyse modale spectrale.
-La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

IV.2. Méthode statique équivalente :

A) Principe : Selon **RPA99.V2003Art (4.2.1)** les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dans laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles concentrées au centre de gravité des planchers et de même propriétés d'inertie.

B) Condition d'application :

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloc étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.
- Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99. V2003 (article 4.1.2)**.

Dans notre structure ces conditions ne sont pas satisfaites, alors cette méthode n'est pas applicable.

C) Calcul de la force sismique totale : La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{RPA99.V2003Art (4.2.3)}$$

Avec : **A** : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe de la structure et de la zone sismique. Dans notre cas : groupe d'usage 2 (H=38.58<48m)

Zone sismique : IIa ⇒ A = 0,15.

R : coefficient de comportement global de la structure.

Valeur donnée par le tableau (4-3) du RPA 99 en fonction du système de contreventement. (Contreventement mixte voiles /portiques avec interaction ⇒ R = 5).

Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$. **RPA 99. V2003 (Formule 4-4)**

p_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q sont satisfaits ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau 4-4 (**RPA 99.V2003**).

'' Critère q ''	Observée	P _q /xx	Observée	P _q /yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	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	/	/	/	/
5- Contrôle de qualité des matériaux	/	/	/	/
6- Contrôles de qualité des d'exécution	/	/	/	/

Tableau IV. 1 : Valeurs des pénalités P_q

Donc : Q /_{xx} =1,15 ; Q/_{yy} = 1,10

W : poids total de la structure : $W = \sum_{i=1}^n W_i$, avec : $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

W_{Qi} : Poids dus aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) du RPA 99.

$$\beta = 0.2 \rightarrow \text{usage d'habitation et service}$$

$$\beta = 0.3 \rightarrow \text{Bâtiment à usage commercial}$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Il est fonction de catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T.

Le poids total de la structure :

$$W=24705.439 \text{ KN}$$

D) Estimation de la période fondamentale de la structure :

La période empirique peut être calculée de deux manières :

$$1- \quad T_1 = C_T \times (h_N)^{3/4} \quad \text{RPA 99. V2003 (Art .4.2.4).}$$

$$2- \quad T_2 = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \quad \text{RPA 99. V2003 (Formule 4-7)}$$

Avec : $T = 1.3 \times \min(T_1; T_2)$

$h_N = 38.58 \text{ m}$: La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

$$\Rightarrow C_T = 0,05 \quad \text{RPA99.V2003 (tableau 4.6)}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T.

D'où : $T_1 = 0.774\text{s}$.

Sens(x) : $D = 18.35 \Rightarrow T_2 = 0.81\text{s}$

Sens(y) : $D = 9 \text{ m} \Rightarrow T_2 = 1.157 \text{ s}$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times \min(0.81; 0.774) = 1.006\text{s} \\ T_{Sy} = 1.3 \times \min(0.774; 1,157) = 1.006\text{s} \end{cases}$$

• Valeur de T_1 et T_2 :

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**RPA 99.V2003** tableau 4-7)

$$\text{Sol meuble} \Rightarrow \text{Site (S3)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15\text{s} \\ T_2 = 0,5\text{s} \end{cases}$$

$$T_2 < T_x < 3,0 s \Rightarrow D_x = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3}$$

RPA 99.V2003 (Art 4.3.3)

$$T_2 < T_y < 3,0 s \Rightarrow D_y = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3}$$

Tel que : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}}$ → facteur de correction d'amortissement.

Avec : D : facteur d'amplification dynamique moyen selon la direction considéré

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage (RPA Tableau 4-2)

Construction auto stable → $\xi = 7 \%$.

RPA 99.V2003 (Art 4.2.3)

Contreventement par voiles → $\xi = 10 \%$.

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne ⇒ $\begin{cases} \xi = 8.5\% \\ \eta = 0.816 \end{cases}$

D'ou : $D_x = 1.513$; $D_y = 1.513$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.51 \times 1.15}{5} \times 29559,513 = 1539.90 KN = 154t$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.51 \times 1.10}{5} \times 29559,513 = 1472.95 KN = 147.30t$$

IV.3. Méthode dynamique modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure ne dépasse pas 65m, la méthode dynamique s'impose.

A) principe :

Il est recherché par cette méthode 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 suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99.V2003 (Formule 4-13)}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

Le spectre de réponse est donné par le logiciel (spectre).

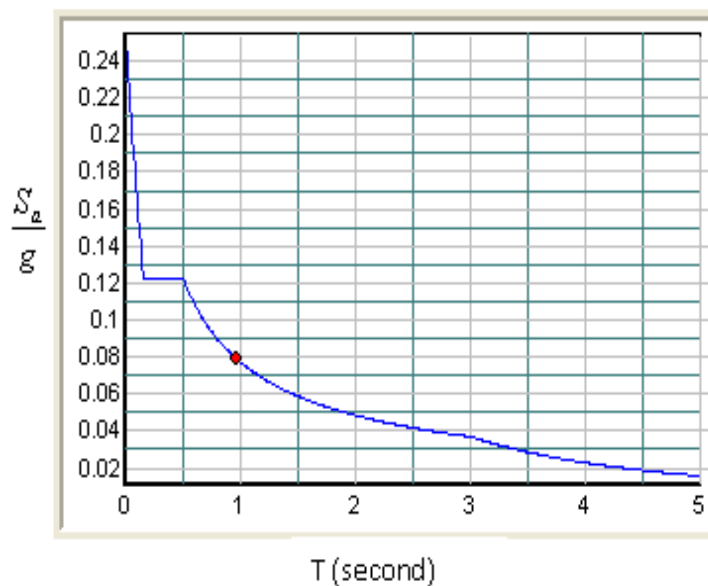


Figure IV.1 : Spectre de calcul.

B) Les hypothèses :

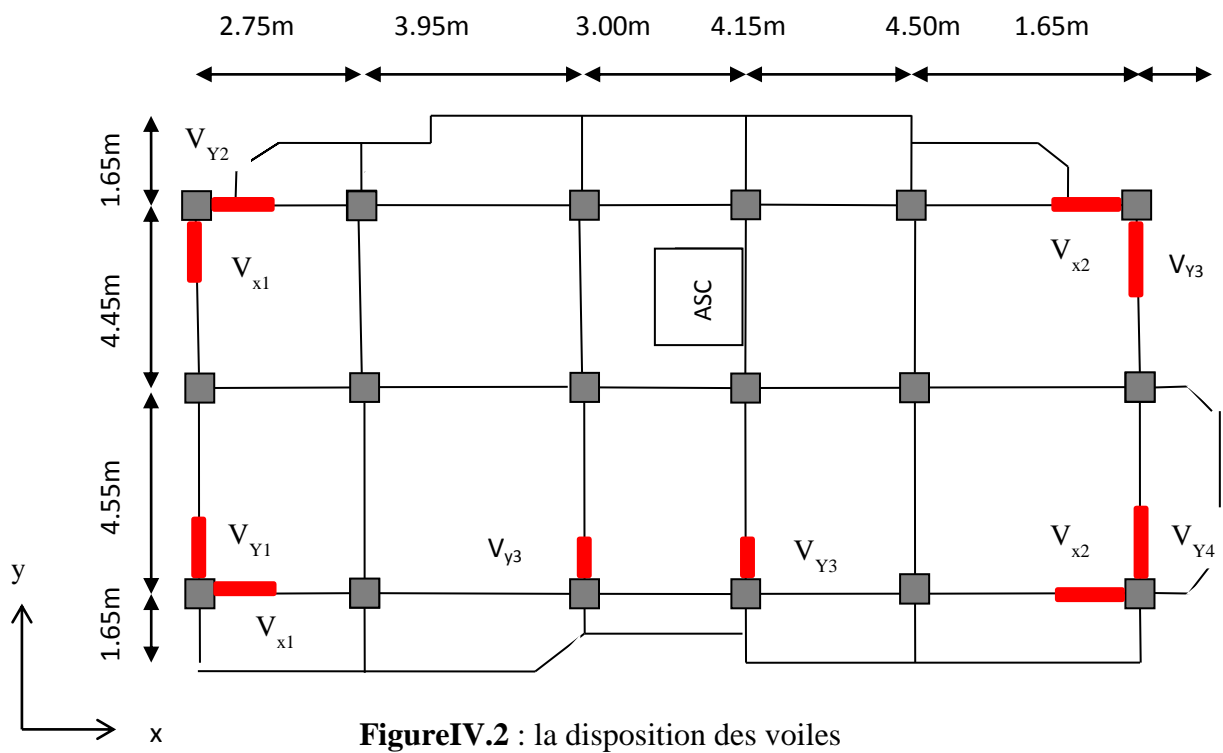
1. les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
2. seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.
4. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

IV.4. Description du logiciel SAP 2000 V14

Le SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

IV.5. Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux, ainsi que l'épaisseur de voile on a retenu la disposition représentée ci-dessous. Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode de vibration et répondre favorablement aux conditions du **RPA99 /2003**



FigureIV.2 : la disposition des voiles

➤ Présentation des trois premiers modes :

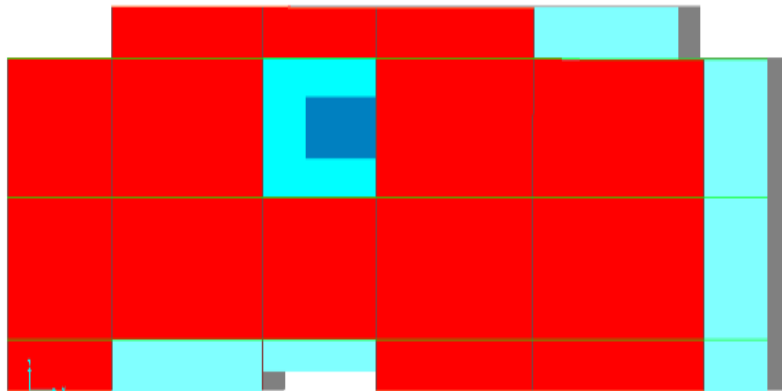


Figure IV.3: MODE 2 (translation suivant l'axe XX).

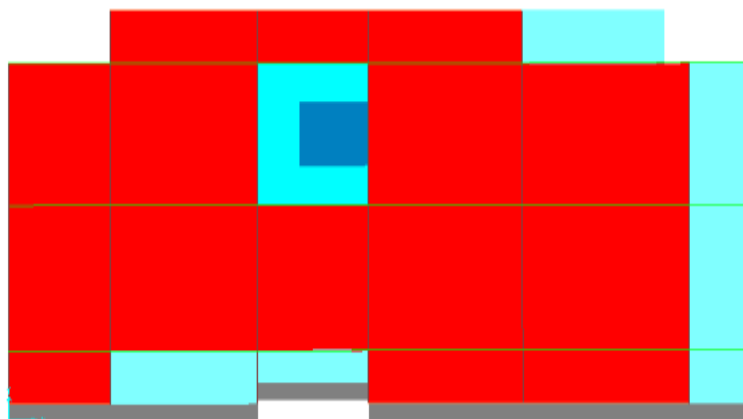


Figure IV.4: MODE 1 (translation suivant l'axe YY).

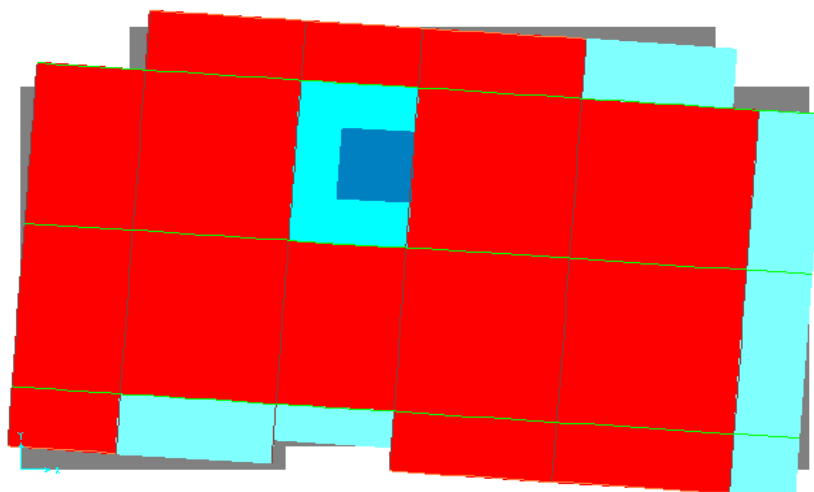


Figure IV.5: MODE 3 (rotation autour de l'axe Z).

IV.6. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000V14

- **Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :**

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le **RPA99.V2003** doit être supérieur à 90%.

Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode.

Mode	Période sec	Individuel mode		Cumulative mode	
		Ux(%)	Uy(%)	SumUx(%)	SumUy(%)
Mode 1	0,980542	0,00231	0,71591	0,00231	0,71591
Mode 2	0,855855	0,72185	0,00141	0,72416	0,71732
Mode 3	0,728749	0,0069	0,00423	0,73106	0,72155
Mode 4	0,308819	0,00036	0,12658	0,73141	0,84813
Mode 5	0,272894	0,13122	0,00049	0,86263	0,84861
Mode 6	0,234454	0,00154	0,00062	0,86418	0,84923
Mode 7	0,164356	0,00013	0,05252	0,8643	0,90175
Mode 8	0,143729	0,04594	0,00025	0,91024	0,902

Tableau IV.2 : la participation massique pour chaque mode.

- **Analyse des résultats :**

On constate que la période fondamentale de vibration est inférieure a celle calcule par

Les formules empiriques du **RPA 99.V2003** majorée de 30 %

$$(T_y = 0.98 \text{ s} \leq T_{sy} = 1.006 \text{ s} , T_x = 0.85 \text{ s} \leq T_{sx} = 1.006 \text{ s}).$$

IV.7. Justification de l'interaction voiles portiques

- **Sous charges verticales :**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont obtenus par le logiciel SAP2000 v14.

niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	portiques	voiles	portiques(%)	voiles(%)
E-S	26642,078	5774,579	82,1863834	17,8136166
RDC	23993,98	5410,865	81,5987297	18,4012703
Service	21798,587	3957,067	84,636123	15,363877
2 étages	19362,189	3729,052	83,8507943	16,1492057
3 étages	17068,246	3352,472	83,5829867	16,4170133
4 étages	14866,436	2983,471	83,2857897	16,7142103
5 étages	12472,579	2637,782	82,5432232	17,4567768
6 étages	10347,242	2283,371	81,9219305	18,0780695
7 étages	8296,028	1852,468	81,746379	18,253621
8 étages	6131,484	1470,391	80,657522	19,342478
9 étages	4188,23	931,522	81,8053296	18,1946704
10 étages	2248,266	548,007	80,4022354	19,5977646

Tableau IV.3 : Charges verticales reprises par les portiques et les voiles.

✓ **Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction portiques voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages (tous les portiques reprennent plus de 80% des charges verticales).

• **Sous charges horizontales :**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont obtenus par le logiciel **SAP2000**

Niveaux	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Charge reprise		Pourcentage repris(%)		Charge reprise		Pourcentage repris(%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
E-S	682,776	694,338	49,580209	50,419791	789,047	494,095	61,4933499	38,5066501
RDC	474,549	599,731	44,1736791	55,8263209	625,213	264,076	70,3048165	29,6951835
Service	974,066	481,21	66,9334202	33,0665798	835,531	435,645	65,7289785	34,2710215
2 étages	862,256	528,404	62,0033653	37,9966347	711,56	466,456	60,4032543	39,5967457
3 étages	871,449	434,361	66,7362786	33,2637214	701,578	399,835	63,6979952	36,3020048
4 étages	860,747	360,691	70,4699706	29,5300294	681,925	346,133	66,3313743	33,6686257
5 étages	729,819	357,39	67,1277556	32,8722444	579,644	341,878	62,9007229	37,0992771
6 étages	686,306	283,697	70,7529771	29,2470229	537,575	286,176	65,2594048	34,7405952
7 étages	628,531	210,021	74,954326	25,045674	477,969	236,141	66,9321253	33,0678747
8 étages	471,42	198,918	70,3257163	29,6742837	354,832	213,014	62,4873645	37,5126355
9 étages	393,115	114,401	77,4586417	22,5413583	284,85	146,509	66,0354832	33,9645168
10 étages	355,411	87,271	80,2858485	19,7141515	239,737	45,424	84,070753	15,929247

Tableau IV.4 : Charges horizontales reprises par les portiques et les voiles.

- ✓ **Analyse des résultats :** On remarque que l'interaction portiques-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages (tous les portiques reprennent plus de 25% des charges horizontales) sauf au 10^{ème} étage avec un écart de 5,28% selon x-x et 9,07% selon y-y **IV.6.**

IV.8.Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilisée est la suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \quad \text{RPA 99.V2003 (Article 7.1.3.3)}$$

Nd : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par **SAP2000**.

Bc : L'aire brute du poteau.

Niveaux	Section (cm ²)	N _d (KN)	B _c (m ²)	V	observation
E-Sol	75×70	2793.90	0.525	0.21	Vérifiée
RDC et Service	70×65	2486.54	0.455	0.21	Vérifiée
2eme,3eme et 4 ^{eme}	65×60	1995.34	0.390	0.20	Vérifiée
5 ^{eme} , 6 ^{eme} et 7 ^{eme}	60×55	1296.73	0.330	0.15	Vérifiée
8 ^{eme} , 9 ^{eme} et 10 ^{eme}	55×50	648.803	0.275	0.094	Vérifiée

Tableau IV.5 : Vérification de l’effort normal réduit dans les poteaux.

IV.9. Vérification vis à vis des déformations

Le déplacement horizontal à chaque niveau *K* de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99.V2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} :Déplacement dû aux forces F_i (y compris l’effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau *K* par rapport au niveau *K-1* est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots \dots \dots \text{RPA.V2003(Formule 4 - 19)}$$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_k \dots \dots \dots \text{RPA99.V2003 (Art.5.10)}$

h_k :Étant la hauteur de l’étage

niveau	Sens X_X					
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
Entre sol	0.0006	0.003	0	0.003	324	0.000926
RDC	0.0024	0.012	0.003	0.009	414	0.00217
Service	0.0042	0.021	0.012	0.009	306	0.00294
2 étages	0.0061	0.0305	0.021	0.0095	306	0.00310
3 étages	0.008	0.04	0.0305	0.0095	306	0.00310
4 étages	0.010	0.05	0.04	0.01	306	0.00326
5 étages	0.0119	0.055	0.05	0.005	306	0.00164

6 étages	0.0136	0.065	0.055	0.01	306	0.00326
7 étages	0.0152	0.075	0.065	0.01	306	0.00326
8 étages	0.0167	0.08	0.075	0.005	306	0.00163
9 étages	0.0179	0.085	0.08	0.005	306	0.00163
10 étages	0.0189	0.09	0.085	0.006	306	0.00167

Tableau IV.6 : Vérification des déplacements suivant X_X

niveau	Sens Y_Y					
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)
Entre sol	0.0006	0.03	0	0.03	324	0,0092593
RDC	0.0024	0.012	0.03	-0.018	414	-0,004348
Service	0.0044	0.022	0.012	0.01	306	0,003268
2 étages	0.0067	0.033	0.022	0.011	306	0,0037582
3 étages	0.0091	0.045	0.033	0.012	306	0,0039216
4 étages	0.0115	0.057	0.045	0.012	306	0,0039216
5 étages	0.0137	0.065	0.057	0.007	306	0,002451
6 étages	0.0158	0.079	0.065	0.014	306	0,0045752
7 étages	0.0177	0.088	0.079	0.009	306	0,0031046
8 étages	0.0194	0.097	0.088	0.008	306	0,0027778
9 étages	0.0207	0.103	0.097	0.0065	306	0,0021242
10 étages	0.0219	0.109	0.103	0.006	306	0,0019608

Tableau IV.7 : Vérification des déplacements suivant Y_Y.

✓ Analyse des résultats

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.10. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99.V2003 (Article 5.9)}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du

niveau « k » ; avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$ **RPA99.V2003 (Article 5.9)**

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
Entre sol	324	32416,657	0.003	1377,114	0,02179589	0.03	1283,142	0,0023392129
RDC	414	29404,845	0.009	1074,28	0,05950365	-0.018	889,289	-0,001437633
Service	306	25755,654	0.009	1455,276	0,0520533	0.01	1271,176	0,06621334
2 étages	306	23091,241	0.0095	1390,66	0,05154998	0.011	1178,016	0,07366692
3 étages	306	20420,718	0.0095	1305,81	0,04855044	0.012	1101,413	0,07270774
4 étages	306	17849,907	0.01	1221,438	0,04775767	0.012	1028,058	0,06808919
5 étages	306	15110,361	0.005	1087,209	0,02270965	0.007	921,522	0,04018916
6 étages	306	12630,613	0.01	970,003	0,04255297	0.014	823,751	0,0701512
7 étages	306	10148,496	0.01	838,552	0,03955034	0.009	714,11	0,04412033

8 étages	306	7601,875	0.005	670,338	0,01853	0.008	567,846	0,0371867
9 étages	306	5119,752	0.005	507,516	0,00016878	0.0065	431,359	0,02521169
10 étages	306	2796,273	0.006	442,682	0	0.006	285,161	0

Tableau IV.8 : Vérification de l'effet P- Δ .

✓ **Analyse des résultats :**

On remarque, d'après les résultats obtenus que $\theta_k < 0.1$ dans tous les niveaux, d'où les effets du second ordre (effet P- Δ) peuvent être négligés.

IV.11. Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'Article 4.3.6 du **RPA99.Version2003**, 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} .

	$V_{dyn}(KN)$	$V_{dyn}(KN)$	V_{dyn} / V_{st}
Sens xx	1539.90	1625.90	1.055
Sens yy	1472.95	1500.23	1.018

Tableau IV.9 : vérification de la résultante des forces.

✓ **Analyse des résultats :**

$$\frac{V_{dyn}}{V_{sta}} \geq 0.80 \Rightarrow \text{Donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés.}$$

V_{dyn} : Effort tranchant de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000.

Conclusion

Après avoir modélisé la structure on a pu opter à des voiles de 20 cm d'épaisseur pour le E/sol et RDC, des voiles de 15 cm pour les autres niveaux, ainsi que, les dimensions des poteaux et des poutres principales et secondaire sont acceptables et vérifient les conditions du RPA99.V2003, (pour avoir des translations dans les deux premiers modes, la satisfaction de l'interaction voiles-portiques et le taux de participation massique).

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme. La structure doit être le plus possible symétrique

car la distribution régulière des éléments structuraux permet une transmission directe des forces : Cette symétrie devrait être respectée en plan, de même que l'uniformité de la structure en élévation ; en effet, symétrie et uniformité évite l'apparition de zones critiques, et la concentration de contraintes. Nous conseillons donc aux concepteurs de distribuer régulièrement et symétriquement les éléments structuraux.

Chapitre V

Etudes des éléments structuraux

Introduction :

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailles) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

V.1 : Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux de la structure, ils doivent résister aux différents types de sollicitations, et satisfaire les exigences de sécurité vis-à-vis de la résistance et de la ductilité.

Leur ferrailage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables :

- Moment maximal et un effort normal correspondant.
- Effort normal maximal avec le moment correspondant.
- Effort normal minimal avec le moment correspondant.

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations précédentes sont :

- 1) $1,35G + 1.5Q$
- 2) $G + Q$
- 3) $G + Q \mp E_x$
- 4) $0,8G \mp E_x$
- 5) $G + Q \mp E_y$
- 6) $0,8G \mp E_y$

V.1.1. Les recommandations du RPA 99/2003 :**a) Les armatures longitudinales:**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone II).
- Le pourcentage maximal est de : 4 % en zones courantes.
6 % en zones de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ (zone II).

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

$(h_1 \cdot b_1)$: section de poteau.

h_e : hauteur d'étage.

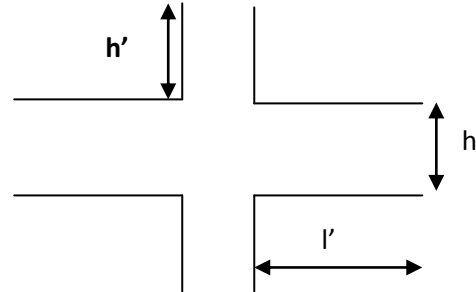


Figure V-1 : Zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone recouvrement
S- sol et E-sol	70×75	42	210	315
RDC et 1 ^{er} étage	70×65	36.40	182	273
2 ^{eme} ... 4 ^{eme} étage	60×65	31.20	156	234
5 ^{eme} ... 7 ^{eme} étages	55×60	26.40	132	198
8 ^{eme} ... 10 ^{eme} étages	50×55	22	110	165

Tab V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux.

b) Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \text{ RPA99 (Article 7.4.2.2)}$$

Avec :

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 : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élanement 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 déterminée dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t = \min (10,15\text{cm})$ en zone **IIa**

- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l$ en zone **IIa**

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A}{t \times b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants $\phi_{che \text{ min ées}} \geq 12\text{cm}$ pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur de poteau.

V.1.2. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000V14, les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tab V.2-Sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
S- sol et E-sol	2801.62	4.52	185.81	2075.69	4.99	12.11	234.28
RDC et 1 ^{er} étage	2494.09	18.71	372.18	621.95	3.43	24.59	314.68
2 ^{ere}4 ^{eme} étage	2003.44	13.44	176.20	951.32	138.50	8.97	111.61
5 ^{eme} ...7 ^{eme} étages	1302.25	13.90	160.63	758.26	168.61	11.67	100.86
8 ^{eme} ...10 ^{eme} étages	651.41	15.61	108.032	365.32	75.07	22.27	66.46

V.1.3 : calcul du Ferrailage

▪ Ferrailage longitudinales :

Le ferrailage des poteaux se fait dans les deux plans et selon la combinaison la plus défavorable, les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant

Niveau	Section (cm ²)	A_{\min} (cm ²) (RPA)	A (cm ²) socotec	A adoptée (cm ²)
S- sol et E-sol	70×75	42	0.5	10HA20+6HA16=43.48
RDC et 1 ^{er} étage	70×65	36.40	8.67	6HA16+8HA20=37.19
2 ^{ere}4 ^{eme} étage	60×65	31.20	0	10HA16+4HA20=32.58
5 ^{eme} ...7 ^{eme} étages	55×60	26.40	0.7	4HA16+6HA20=26.86
8 ^{eme} ...10 ^{eme} étage	50×55	22	1.07	4HA14+8HA16=24.12

Tableau V.3 : Les Armatures longitudinale dans les poteaux

b) Ferrailage transversales

Niveau	S-sol/E-sol	RDC et 1 ^{er}	2 ^{eme} ... 4 ^{eme}	5 ^{eme} ... 7 ^{eme}	8 ^{eme} ... 10 ^{eme}
Section (cm ²)	70*75	70*65	60*65	55*60	50*55
ϕ_l^{\max} (cm)	2	2	2	2	1.6
ϕ_{\min}^l (cm)	1.6	1.6	1.6	1.6	1,4
l_f (cm)	226.8	289.8	214,2	214,2	214,2
λg	3,24	4.45	3,57	3.89	4,28
Vu (KN)	234.28	314.68	111.61	100.86	66.46
I_y	80	80	80	80	80
St zone nodale (cm)	10	10	10	10	10
St zone courante (cm)	15	15	15	15	15
A_t (cm ²)	4.39	5,32	2.41	2.36	1,70
A_{\min}^t (cm ²) zone courante	6.50	4.26	2.36	4.76	3.60
A_{\min}^t (cm ²) zone nodale	5.18	4.84	4.05	2.12	2.4
Nbre de cadres	4Ø8	3Ø8	3 (Ø8)	3 (Ø8)	3(Ø8)

Tableau V.4 : Les armatures transversales dans les poteaux

Conformément au RPA99 version 2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\Phi \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3} \Rightarrow \frac{20}{3} = 6.66mm \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

▪ **Vérifications :**

a). Vérification au flambement

Selon BAEL91, (art 4.4.1) : les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau et le plus élancé.

Critère de la stabilité de forme :

Le poteau le plus élancé : ($l_0=4.14\text{m}$)

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA93 (Art : B.8.2.1)}$$

Avec : B_r : Section réduite du béton

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement λ_g .

A_s : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si : } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda} \right) & \text{si : } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

D'où : $\lambda = \frac{2.898}{0.216} = 13.42$ Avec : $l_f = 0.7 \times l_0$

$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$ avec : $\left\{ \begin{array}{l} a : \text{largeur de la section nette} \\ b : \text{hauteur de la section nette} \end{array} \right.$

A_s : Section d'armature.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (m)	l _f (m)	i (m)	λ	α	As	B _r	N _{ultime}	N _{max}
							(m ²)	(m ²)	(MN)	(MN)
S-sol et E-sol	75×70	3.24	2,268	0,216	10,50	0,835	0,004348	0,4964	8.938	2.801
RDC et 1 ^{er} étage	70×65	4.14	2,898	0,202	14.35	0,822	0,003719	0,4284	7.584	2.494
2 ^{eme} ... 4 ^{eme}	65×60	3,06	2,142	0,187	11.45	0,832	0,003493	0,3654	6.640	2.003
5 ^{eme} ... 7 ^{eme}	60×55	3,06	2,142	0,173	12.38	0,829	0,002686	0,3074	5.493	1.302
8 ^{eme} ... 10 ^{eme}	55×50	3,06	2,142	0,159	13.47	0,825	0,002412	0,2544	4.578	0.651

Tableau V.5 : vérification du flambement des poteaux

$N_{max} < N_u \Rightarrow$ Pas de risque de flambement.

b). Vérification des contraintes :

Comme La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$

$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$

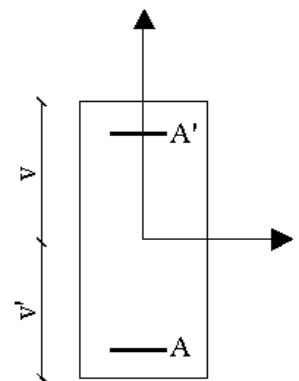


Fig. V.2 : Section d'un poteau

$$v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \text{ et } d = h - 3 \text{ cm}$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section	d	As	V	v'	I _{gg}	N _{ser}	M _{ser}	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	Obs
	(cm ²)	(cm)	(cm ²)	(cm)	(cm)	(m ⁴)	(KN)	(KN.m)	(MPa)	(MPa)	
S-sol et E-sol	75×70	72	43.48	46.40	28.60	0,0330	2036.19	39.102	4.43	15	vérifiée
RDC et 1er étage	70×65	67	37.19	38.50	31.50	0,0237	1816.66	69.310	5,12	15	vérifiée
2eme...4eme	65×60	62	34,93	36	29	0,0177	1459.72	27.004	4.29	15	vérifiée
5eme7eme	60×55	57	26,86	34.75	25.25	0,0126	949.062	37.020	2.98	15	vérifiée
8 ^{eme} ...10 ^{eme}	50×45	47	24.12	28.04	21.952	0,0062	475.392	41.673	3,99	15	vérifiée

Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton des poteaux

c). Vérification des sollicitations tangentes :

Selon le **RPA99** version 2003 (Article 7.4.2.2)

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Tous les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V _u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Obs
S-sol et E-sol	75×70	2.268	3,24	0,04	73	234.285	0.458	1	vérifiée
RDC et 1eretage	70×65	2.898	4.45	0,04	67	314.689	0,722	1	vérifiée
2eme...4eme	65×60	2,142	3,57	0,04	62	111.618	0,300	1	vérifiée
5eme...7eme	60×55	2,142	3.89	0,04	57	100.862	0,322	1	vérifiée
8 ^{eme} ... 10 ^{eme}	50×45	2,142	4,28	0,04	47	66.46	0,314	1	vérifiée

Tableau V.7 : Vérification des sollicitations tangentes

V.1.4. Dispositions constructives :

- **Longueur des crochets :**

$$L = 10\Phi_l = 10 \times 1.2 = 12cm$$

- **La longueur minimale des recouvrements est de :**

$$L_r \geq 40\phi \Rightarrow 40 \times 2.0 = 80cm$$

On adopte : L_r = 100 cm

$$L_r \geq 40\phi \Rightarrow 40 \times 16 = 64cm$$

On adopte : L_r = 80 cm

- **Détermination de la zone nodale :**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales d'une façon à avoir des espacements très rapprochés à cause de la sensibilité de cet endroit qu'est constitué par le nœud poteau poutre.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon la RPA99 version2003)

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante

- Pour E/sol

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right) = \text{max} (69, 75, 70, 60)$$

Donc : $h' = 75\text{cm}$

$$L' = 2h = 2 \times 75 = 150$$

- Pour RDC :

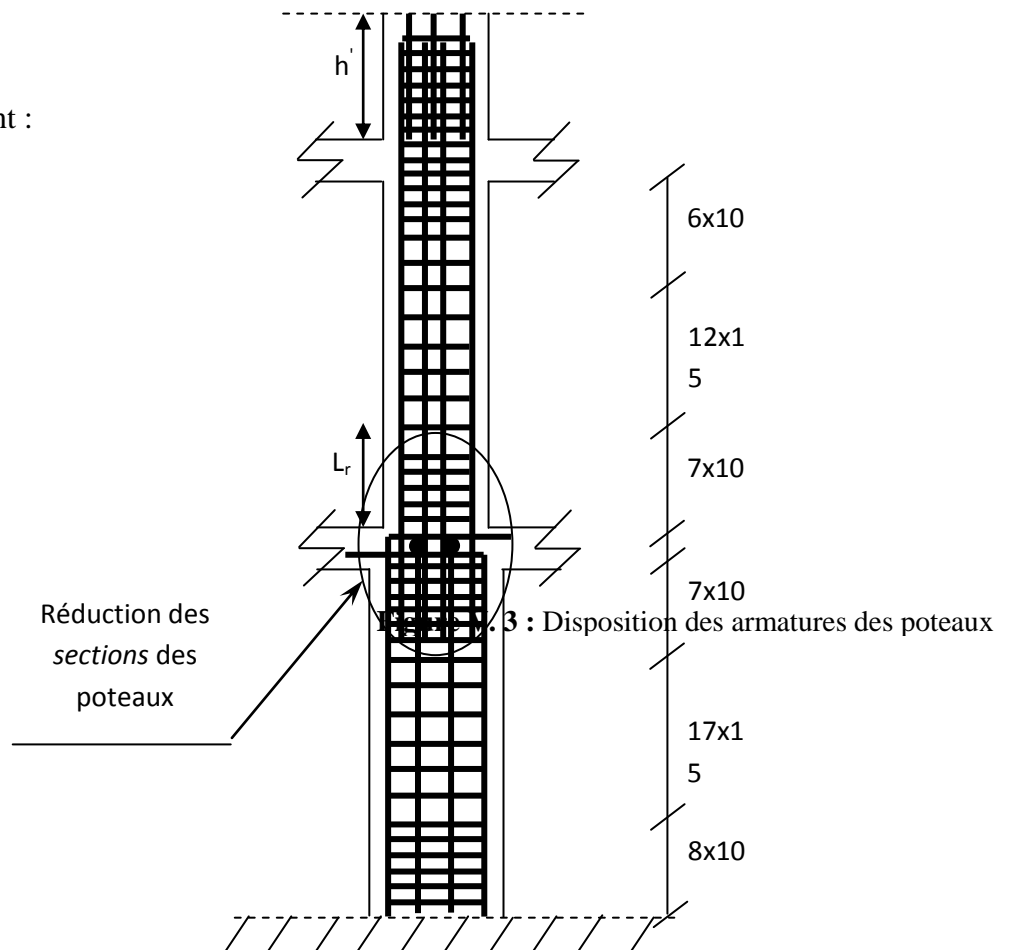
$h' = 70\text{cm}$

$$L' = 140\text{cm}$$

- les étages courant :

$h' = 60\text{cm}$

$L' = 120\text{cm}$



• Schéma de ferrailage des poteaux

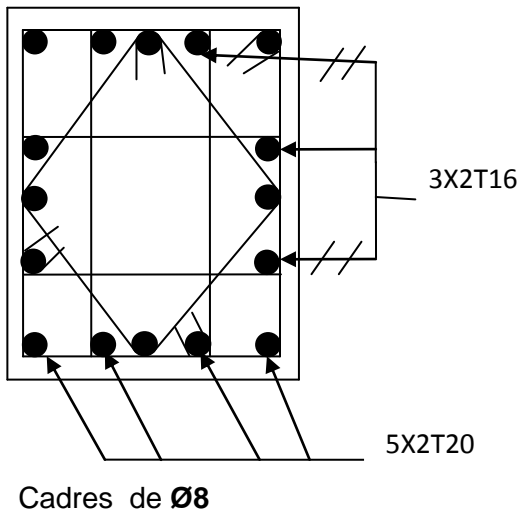


Figure V.4. schéma de ferrailage des Poteaux (75x70)

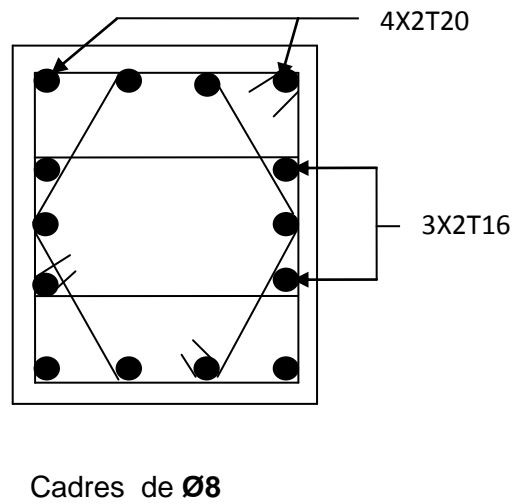


Figure V.5. schéma de ferrailage des Poteaux (70x65)

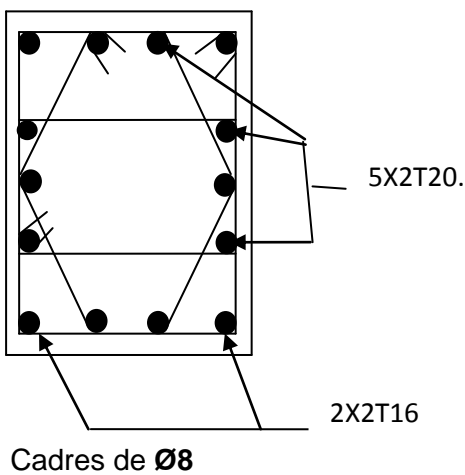


Figure V.6. schéma de ferrailage des Poteau (65x60)

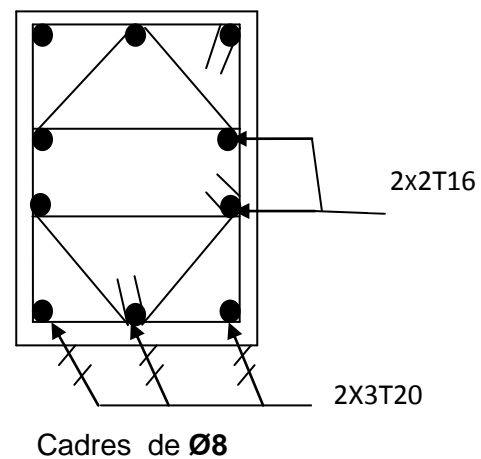


Figure V.7. schéma de ferrailage des Poteau (60x55)

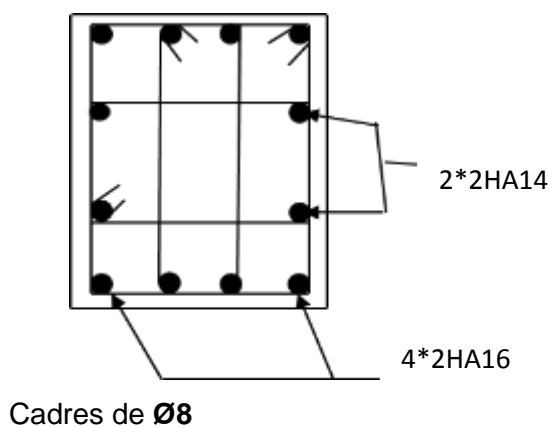


Figure V.8. schéma de ferrailage des Poteau (55x50) cm²

V.2. Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après la détermination des sollicitations, on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/version 2003 et celles données par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/version2003 suivantes :

- ❖ $1,35 \times G + 1,5 \times Q$
- ❖ $G + Q$ **RPA99** (Article 5.2)
- ❖ $G + Q + E$
- ❖ $G + Q - E$
- ❖ $0,8 \times G + E$
- ❖ $0,8 \times G - E$

V.2.1 Recommandation du RPA99/2003 (Art 7.5.1)

a) Coffrage :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{array} \right. \quad \text{RPA99 (Article 7.5.1)}$$

b) ferrailage

Les armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$ en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$4\% b \times h$ En zone courante.

$6\% b \times h$ En zone de recouvrement.

- 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.
- La longueur minimale des recouvrements est de :
 - ✓ 40ϕ en zone I et II
 - ✓ 50ϕ en zone III
 avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit avec des crochets à 90° .
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

▪ **Les armatures transversales :** **RPA99V2003 (Art 7.5.2.2)**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de : } S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

$$\text{En dehors de la zone nodale : } S \leq \frac{h}{2} \quad \text{Avec : } h : \text{ La hauteur de la poutre}$$

- 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.

• Dispositions constructives des portiques

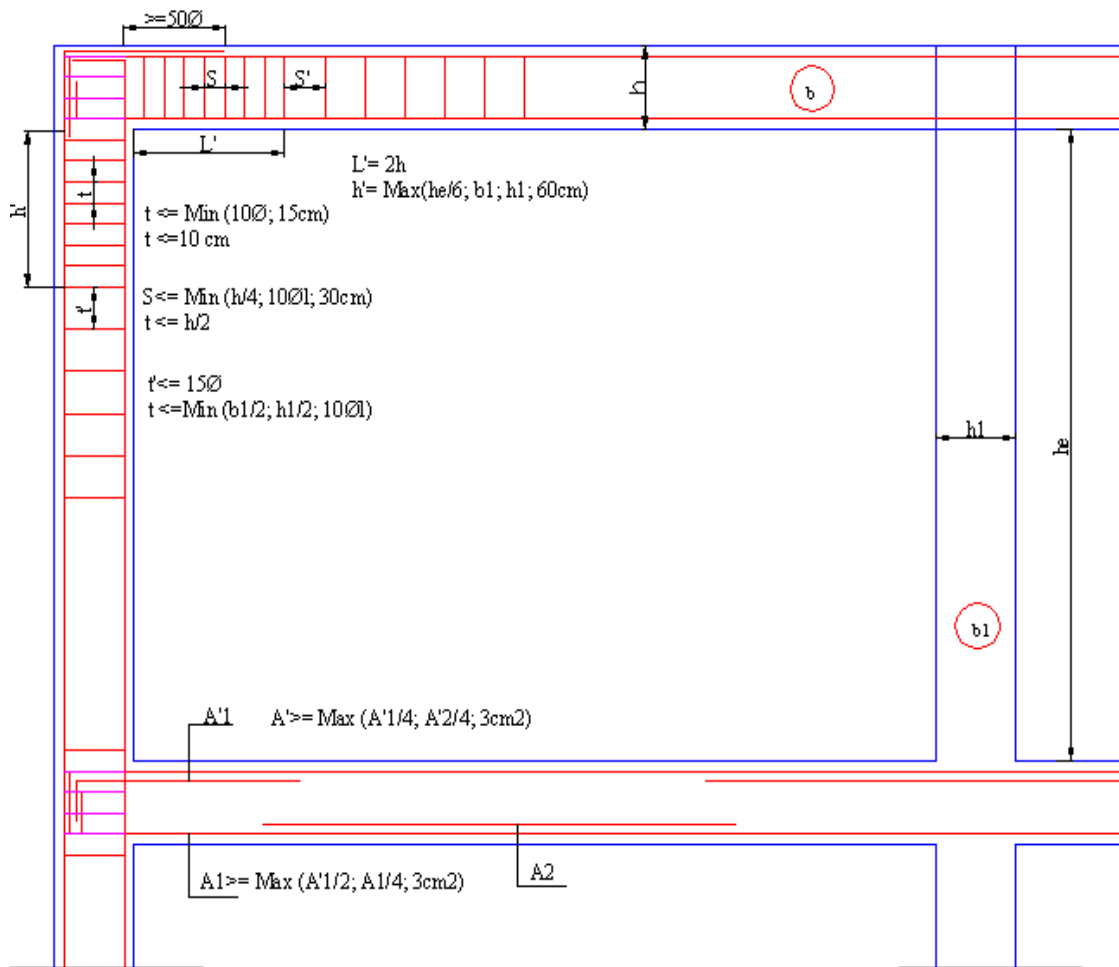


Figure V.9: Dispositions constructives des portiques

- Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale :
- Recommandation du RPA99/2003 (Art 7.5.1)

2U superposés (avec alternance dans l'orientation)



- Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité)}$$

Figure V.10 : 2U superposés

V.2.2. Ferrailages des poutres :

▪ Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (40×45) la plus

sollicitée avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} Mt = 114,13\text{KN.m} \\ Ma = 115,47\text{KN.m} \end{cases}$$

Armatures en travée : $\mu_{bu} = \frac{114,13 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.42^2 \times 14.2} = 0,113$

$$\mu_{bu} = 0,113 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0,15 \Rightarrow z = 0,394\text{m} \Rightarrow A_s = 8,32 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_s = 6T14 \Rightarrow A_s = 9,24 \text{ cm}^2$

Armatures en appui : $\mu_{bu} = 0.115 < \mu_l = 0.3916 \rightarrow A'_s = 0$

$$\alpha = 0.153 \Rightarrow z = 0.396\text{m} \rightarrow A_s = 8,38 \text{ cm}^2$$

On adopte pour $A_s = 6 \text{ HA } 14 = 9,24 \text{ cm}^2$

Les tableaux suivants regroupent le calcul de ferrailage des différentes poutres.

a) Les armatures longitudinales :

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du RPA

Etage	Type de la poutre	Section (cm ²)	Localisation	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
E/SOL	Poutre principale	40×45	Appui	8,38	9	6HA14=9,24
			Travée	8,31		6HA14=9,24
	Poutre secondaire	40×45	Appui	4,47	9	6HA14=9,24
			Travée	8,71		6HA14=9,24
RDC	Poutre principale	40×45	Appui	12,01	9	6HA16=12,06
			Travée	11,32		5HA16+1HA14=11,59
	Poutre secondaire	40×45	Appui	9,57	9	3HA16+3HA14=10,65
			Travée	7,65		6HA14=9,24
Etage service	Poutre principale	40×45	Appui	11,55	9	5HA16+1HA14=11,59
			Travée	11,41		5HA16+1HA14=11,59
	Poutre secondaire	40×45	Appui	11,82	9	6HA16=12,06
			Travée	9,98		3HA16+3HA14=10,65
Etage courant	Poutre principale	40×45	Appui	11,97	9	6HA16=12,06
			Travée	10,60		3HA16+3HA14=10,65
	Poutre	40×45	Appui	10,61	9	3HA16+3HA14=10,65

	secondaire		Travée	11,34		5HA16+1HA14=11,59
Terrasse	Poutre principale	40×45	Appui	7,28	9	6HA14=9,24
			Travée	3,11		6HA14=9,24
Inaccessible	Poutre secondaire	40×45	Appui	5,23	9	6HA14=9,24
			Travée	5,16		6HA14=9,24

Tableau V.8: Tableau récapitulation du ferrailage des poutres

b) Armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

- **Poutres principales** $\phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{40}{10}\right) = \min(1.2; 1.28; 4)$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

- **Poutres secondaires** $\phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{40}{10}\right) = \min(1.2; 1.28; 4)$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

- **Calcul des espacements des armatures transversales**

Selon le RPA addenda2003

- ✓ Zone nodale : $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30\text{cm}\right)$.

Poutres principales : $S_t \leq \text{Min}(11.25\text{cm}; 14.4\text{cm}; 30\text{cm})$ Soit : $S_t=10\text{cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \text{Min}(11.25\text{cm}; 14.4\text{cm}; 30\text{cm})$ Soit : $S_t=10\text{cm}$

- ✓ Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5\text{cm} \Rightarrow S_t \leq 22.5\text{cm}$ Soit : $S_t = 15\text{cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5\text{cm} \Rightarrow S_t \leq 22.5\text{cm}$ Soit : $S_t = 15\text{cm}$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8\text{cm}^2$$

$$A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1.8\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

V.2.3 Vérification :**a) Vérification du (%) des armatures selon le RPA 99 :**

Pourcentage maximum des armatures longitudinales

✓ **Poutres principales**

En zone courante :

$$A_{max} = 4\% \times b \times h = 0.04 \times 40 \times 45 = 72 \text{ cm}^2 > A_{cal} \rightarrow \text{vérifiée}$$

En Zone de recouvrement :

$$A_{max} = 6\% \times b \times h = 0.06 \times 40 \times 45 = 108 \text{ cm}^2 > A_{cal} \rightarrow \text{vérifiée}$$

✓ **Poutres secondaires :**

En zone courante :

$$A_{max} = 4\% \times b \times h = 0.04 \times 40 \times 45 = 72 \text{ cm}^2 > A_{cal} \rightarrow \text{vérifiée}$$

En zone de recouvrement :

$$A_{max} = 6\% \times b \times h = 0.06 \times 40 \times 45 = 108 \text{ cm}^2 > A_{cal} \rightarrow \text{vérifiée}$$

▪ **Les longueurs de recouvrement :**

La longueur minimale des recouvrements est :

$$\phi = 12 \text{ mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \quad \text{soit } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \quad \text{soit } L_r = 70 \text{ cm}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \quad \text{soit } L_r = 80 \text{ cm}$$

b) Vérifications à l'ELU :**1) Condition de non fragilité :**

$$A > A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.028 \text{ cm}^2 \quad \dots \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2) Contrainte tangentielle maximale :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} < \tau_{adm}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible: } \tau_{adm} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Poutres	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	τ_{adm} (MPa)	Observation
Poutre principale	314.96	1.87	3.33	Vérifiée
Poutre secondaire	352.43	2.09	3.33	Vérifiée

Tableau V. 9: Vérification des contraintes tangentielles

$\tau_{bu} < \tau_{adm} \rightarrow$ on a pas de risque de cisaillement

• **Vérification des armatures longitudinales à l’effort tranchant :**

• **Poutres principales :**

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}]$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [248.4 - \frac{147.94}{0.9 \times 0.42}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -0.016 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire au niveau de l’appui intermédiaire car l’effort tranchante est négligeable devant l’effort de moment

• Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 314.96 \times 10^{-3}}{400} = 9.005 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Poutres secondaires**

• Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [264,16 - \frac{136,08}{0.9 \times 0.42}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -0.016 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire au niveau de l’appui intermédiaire car l’effort tranchante est négligeable devant l’effort de moment

• Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 264,16 \times 10^{-3}}{400} = 9.005 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \leq 0 \Rightarrow$ aucune vérification pour les armatures longitudinales à l’effort tranchant

c) Vérification à l'ELS :

1) L'Etat limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

2) État limite de compression du béton :

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

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

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I + (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation σ _{bc} < σ̄ _{bc}
Poutre principale	Appuis	84.14	42573.10	7.33	14.48	15	Vérifié
	Travée	56.90	65087.20	9.14	7.99	15	Vérifié
Poutre secondaire	Appuis	55.03	42573.10	7.33	9.47	15	Vérifié
	Travée	56.43	65087.20	9.14	7.92	15	Vérifié

Tableau V.10: Résultats de vérification des contraintes dans le béton.

3) Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

• Poutres secondaires :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
 $\frac{h}{l} = \frac{45}{450} = 0.10 > 0.062$ Condition vérifiée

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$

$M_t = 56.43 \text{KN.m}$

$G = 7.59 \text{KN/m}$; $Q = 5.25 \text{ KN/m}$; $G_0 = 25 \times 0.4 \times 0.45 = 4.5 \text{ KN/m}$

$G_T = 7.59 + 4.5 = 12.09 \text{KN/m}$

$q_s = G + Q = 12.09 + 5.25 = 17.34 \text{KN/m}$

$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = 43.89 \text{KN.m}$

$\frac{h}{l} = 0.10 \geq \frac{M_t}{M_0 \times 10} = 0.128$ Condition n'est pas vérifiée

- La vérification a flèche est nécessaire :

Planchers	RDC	Terrasse inaccessible
$q_{jser}(\text{KN/ml})$	2.50	3.51
$q_{gser}(\text{KN/ml})$	3.08	4.10
$q_{pser}(\text{KN/ml})$	6.33	4.75
$M_{jser}(\text{KN.m})$	4.75	6.67
$M_{g ser}(\text{KN.m})$	5.86	7.78
$M_{pser}(\text{KN.m})$	12.03	9.02
$I_0 (\text{cm}^4)$	1.45×10^{-3}	1.45×10^{-3}
P	0.0055	0.0055
λ_v	3.81	3.81
λ_i	1.52	1.52
$\sigma_{sj}(\text{MPa})$	13.76	19.34
$\sigma_{sg}(\text{MPa})$	16.98	22.56
$\sigma_{sp}(\text{MPa})$	34.86	26.13
μ_j	0.52	0.45
μ_g	0.48	0.0077
μ_p	0.28	0.0090
$If_{ij}(\text{cm})^4$	0.003	0.0053
$If_{ig}(\text{cm})^4$	0.0045	0.0068
$If_{ip}(\text{cm})^4$	0.051	0.010
$If_{vg}(\text{cm})^4$	0.015	0.0107

$f_{ji}(m)$	7.79×10^{-5}	7.90×10^{-5}
$f_{gi}(m)$	8.04×10^{-5}	7.90×10^{-5}
$f_{pi}(m)$	1.47×10^{-5}	7.33×10^{-5}
$f_{gv}(m)$	7.29×10^{-5}	0.000137
$\Delta f(m)$	0.0216	0.0227
f_{adm}	0.9	0.9

Tableau. V.11. vérification de la flèche

• Poutres principales :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} = \frac{45}{455} = 0.098 > 0.0625$ condition vérifiée
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$

$M_t = 56.90 \text{KN.m}$

$G = 18.64 \text{KN/m}; Q = 21.62 \text{ KN/m} ; G_0 = 25 \times 0.40 \times 0.40 = 4. \text{KN/m}$

$G_T = 18.64 + 4.5 = 23.14 \text{ KN/m}$

$q_u = G + Q = 23.14 + 21.62 = 44.76 \text{KN/m}$

$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = 115.83 \text{KNm}$

$\frac{h}{l} = 0.098 \geq \frac{M_t}{M_0 \times 10} = 0.049 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{9 \times 10^{-4}}{0.4 \times 0.42} = 0.0053 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

V.2.4 Schéma de ferrailage des poutres

Les schémas de ferrailage des poutres sont représentés dans schémas ci après :

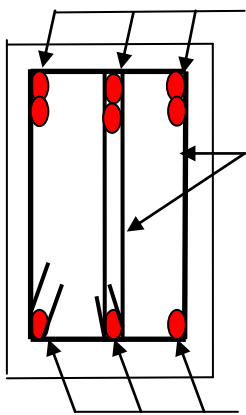
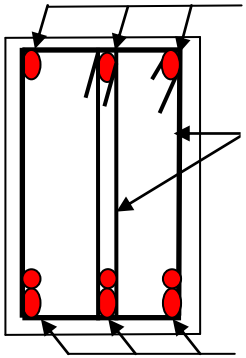
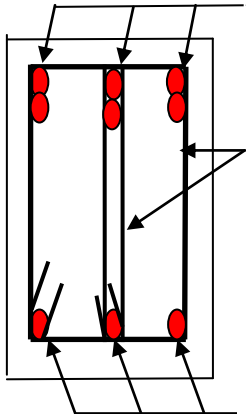
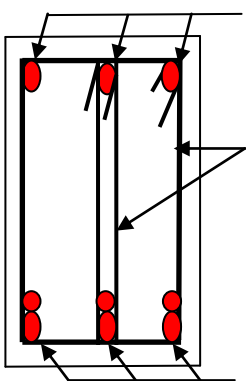
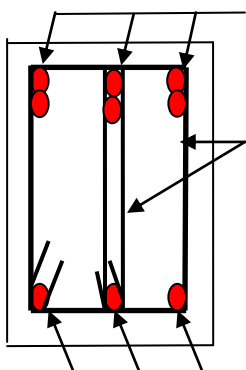
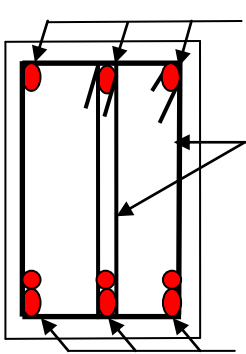
	En appui	En travée
Poutres principales	 <p>6HA14</p> <p>3HA14</p>	 <p>3HA14</p> <p>Étrier +CadreØ8</p> <p>6HA14</p>
Poutres secondaires	 <p>6HA14</p> <p>3HA14</p>	 <p>3HA14</p> <p>Étrier +CadreØ8</p> <p>6HA14</p>

Tableau V.12 section de ferrailage de l'E/Sol et terrasse inaccessible

	En appui	En travée
Poutres principales	 <p>6HA16</p> <p>Étrier +CadreØ8</p> <p>3HA16</p>	 <p>3HA16</p> <p>Étrier +CadreØ8</p> <p>5HA16+ 1HA14</p>

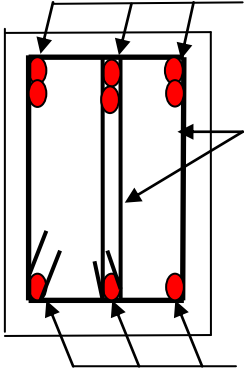
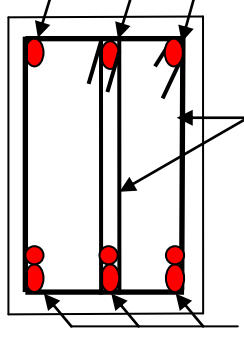
<p>Poutres secondaires</p>	 <p>3HA16+ 3HA14</p> <p>Étrier +CadreØ8</p> <p>3HA14</p>	 <p>3HA14</p> <p>Étrier +CadreØ8</p> <p>6HA14</p>
----------------------------	---	---

Tableau V.13 section de ferrailage de RDC .

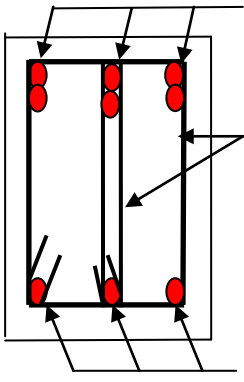
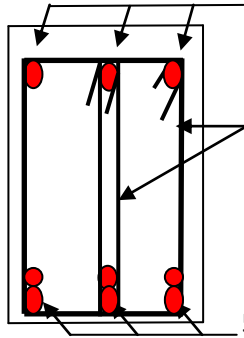
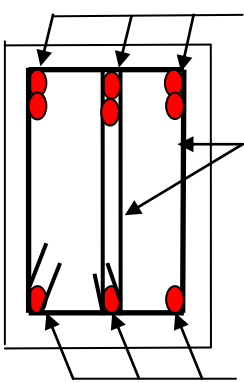
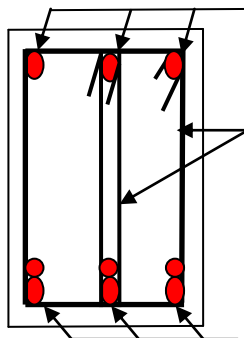
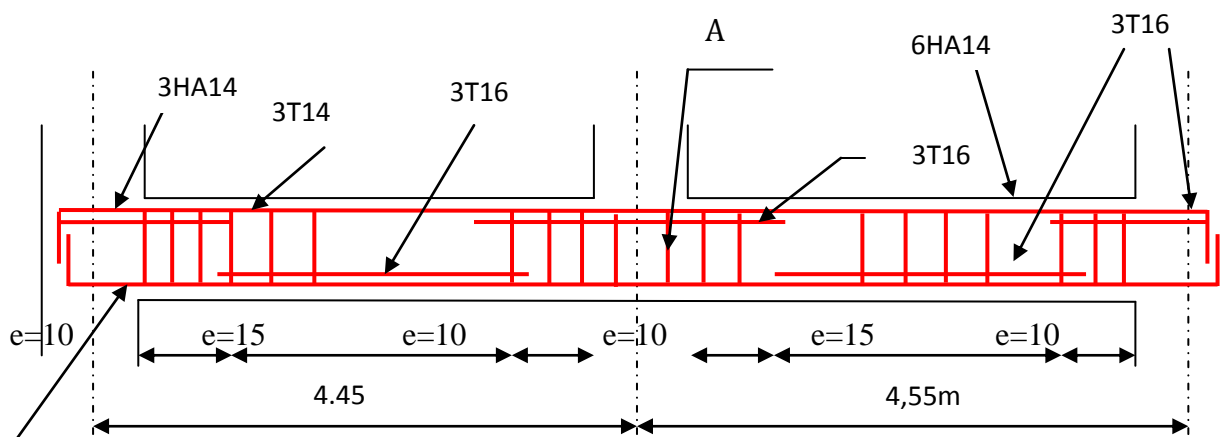
	En appui	En travée
<p>Poutres principales</p>	 <p>5HA16+ 1HA14</p> <p>Étrier +CadreØ8</p> <p>Étrier +CadreØ8</p> <p>3HA16</p>	 <p>3HA16</p> <p>Étrier +CadreØ8</p> <p>5HA16+1HA14</p>
<p>Poutres secondaires</p>	 <p>6HA16</p> <p>Cadre+ HA8</p> <p>Étrier +CadreØ8</p> <p>3HA14</p>	 <p>3HA16</p> <p>Étrier +CadreØ8</p> <p>3HA16+3HA14</p>

Tableau V.14 section de ferrailage de l'Etage Service

	En appui	En travée
Poutres principales	<p>6HA16 Étrier + Cadre Ø8 3HA14</p>	<p>3HA16 Étrier + Cadre Ø8 3HA16 + 3HA14</p>
Poutres secondaires	<p>3HA16 + 3HA14 Étrier + Cadre Ø8 3HA16</p>	<p>3HA14 Étrier + Cadre Ø8 5HA16 + 1HA14</p>

Tableau V 15 sections de ferrailage de l'Etage Courant (2^{ème} ... 10^{ème})

V.2.5. schémas constructives des armatures dans les poutres :



3T16

Figure.V.11 Disposition constructive des armatures des poutres

V.3. Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le **RPA99/03** (Art.7.6.2) exige que : $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

Avec ; M_n, M_s : mmts résistant ultimes dans les poteaux.

M_w, M_e : mmts résistant ultimes dans les poutres.

h : La hauteur totale de la section du béton.

$$Z = 0,85 \cdot h$$

a. Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = Z \cdot A_s \cdot \sigma_s$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Section (cm ²)	Z (m)	As (cm ²)	M _R (KNm)
S/Sol et E/Sol	75×70	0,637	43.48	963.84
RDC et Service	70×65	0,595	37.19	770.05
2 ^{ème} à 4 ^{ème}	65×60	0,552	34.99	672.14
5 ^{ème} à 7 ^{ème}	60×55	0,510	26.86	476.71
8 ^{ème} à 10 ^{ème}	55×50	0.467	24.12	391.98

Tableau V.16 Moment résistant dans les poteaux.

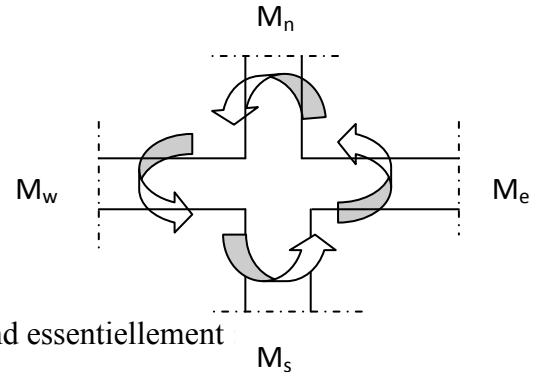


Fig. V.12 la zone nodale

b. Détermination du moment résistant dans les poutres

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	M_w (KNm)	M_e (KNm)	$1,25 \cdot (M_w + M_e)$ (KNm)	$M_n + M_s$ (KNm)	Observation
E/Sol et E/Sol	245.66	245.66	614.15	1927.98	Vérifiée
RDC+ Service	340.58	340.58	851.45	1540.10	Vérifiée
2 ^{ème} à 4 ^{ème}	311.86	311.86	779.66	1344.28	Vérifiée
5 ^{ème} à 7 ^{ème}	311.86	311.86	779.66	953.42	Vérifiée
8 ^{ème} à 10 ^{ème}	311.86	311.86	779.66	783.97	Vérifiée

Tableau V.17 Vérification des zones nodales

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans toutes les poutres, alors on aura la formation des rotules plastiques dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V.4. Etude des voiles**Introduction**

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), Les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan.

Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travail comme une console encasté à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont un comportement différent :

✓ Voiles élancés : $(\frac{h}{l} > 1,5)$

✓ Voiles courts : $(\frac{h}{l} < 1,5)$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de ruptures dans un voile élancé causé par ces sollicitations :

✓ Rupture par flexion

- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

V.4.1. Recommandation du RPA :

a. Armatures verticales :

- Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. 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 : $A_{\min} = 0,2 \cdot L_t \cdot e$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t \leq e$ (e : épaisseur de voile).

- A chaque extrémités 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. Les 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 $10\phi_l$.

c. Les armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

d. Les armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculé avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1,4 \cdot V_u$$

e. Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{\min} = 0,15\% b \cdot h \dots\dots\dots \text{dans la section globale de voile.}$$

$$A_{\min} = 0,10\% b \cdot h \dots\dots\dots \text{dans la zone courante.}$$

- $\phi_t \leq \frac{1}{10} e$ (Exception faite pour les zones d'about).

- L'espacement : $s_t = \min(1,5a; 30\text{ cm})$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.4.2. Le ferrailage :

a. Les armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($b \times h$).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la moitié de la section en respectant toujours les recommandations du RPA99, addenda 2003

b) Les armatures horizontales :

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau - 0,3 \cdot f_{ij} \cdot k}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du RPA.

Les résultats de ferrailages seront récapitulés dans le tableau ci après où :

$A_V^{\min} /_{\text{voile}}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$(A_{\min} = 0,15\% b \cdot l)$

$A_V^{\text{calculée}} /_{\text{face}}$: Section d'armature calculée pour une seule face de voile.

$A_V^{\text{adoptée}} /_{\text{face}}$: Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

S_t : Espacement.

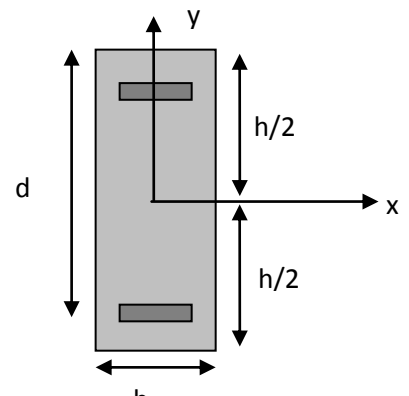


Figure V.13: Section du voile

$A_h^{min} /_{voile}$: Section d'armature horizontale minima dans le voile complet ($A_{min} = 0,15\%b \cdot l$) le

$A_h^{calculée} /_{face}$: Section d'armature calculée ($A_v^{adoptée} / 4$).

$A_h^{adoptée} /_{ml}$: Section d'armature adoptée pour un mètre linière.

$N^{bre} /_{ml}$: Nombre de barres adopté par un mètre linière.

- Calcul du ferrailage du voile :

Le SAP 2000, nous donne les sollicitations (N, M et V) dans chaque voile.

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

• **Voile sens xx : (Vx 1)**

Niveau	RDC et Service	2,3 et 4 ^{eme} étage	5,6 et 7 ^{eme} étage	8,9 et 10 ^{eme} étage
Section (cm ²)	200x20	200x15	200x15	200x15
N (KN)	1328.37	902.516	648.01	362.848
M (KNm)	472.36	-39.8	-65.376	-14.424
V (KN)	167.42	-142.478	-133.558	-109.974
Amin (RPA) (cm ²)	6	6	6	6
A calculée/ face (cm ²)	12.47	12.02	10.72	5.527
A adopté / face (cm ²)	12.66	12.19	10.78	7.91
Nombre de barres/face	4T16+3T14	3T16+4T1	7T14	7T12
St (cm)	25	25	25	25
A _h calculée (cm ²)	0.45	5.87	5.87	5.87
A _h min /ml (cm ²)	1.02	0.43	0.43	0.71
A _h adoptée (cm ²)	3.14	6.28	6.28	6.28
Nbre des barres/face/ml	4HA10	8HA10	4HA10	8T10
St (cm)	25	12.5	12.5	12.5

Tableau V.18 : Ferrailage du voile Vx 1

- Voile sens xx : (Vx 2)

Niveau	RDC et Service	2,3 et 4 ^{ème} étage	5,6 et 7 ^{ème} étage	8,9 et 10 ^{ème} étage
Section (cm ²)	140x20	140x15	140x15	140x15
N (KN)	813.43	604.45	439.862	230.91
M (KNm)	-19.93	66.62	84.32	95.60
V (KN)	-159.361	189.082	141.29	94.38
Amin (RPA) (cm ²)	5.6	4.2	4.2	3.15
A calculée/ face (cm ²)	12.307	11.31	8.92	2.63
A adopté / face (cm ²)	13.13	11.72	9.14	5.53
Nombre de barres/face	5T16+2T14	2T16+5T14	3T14+4T12	7T10
St (cm)	25	25	25	25
A _h calculée (cm ²)	8.37	5.87	5.87	0.56
A _h min /ml (cm ²)	0.83	0.71	0.74	0.82
A _h adoptée (cm ²)	9.48	6.32	6.32	2.01
Nombre de barre/face/ml	12T10	8T10	8T10	4T8
St (cm)	8	12.5	12.5	20

Tableau V.19 : Ferrailage du voile Vx 2

- Voile sens yy : (Vy1)

Niveau	RDC et Service	2,3 et 4 ^{ème} étage	5,6 et 7 ^{ème} étage	8,9 et 10 ^{ème} étage
Section (cm ²)	140x20	140x15	140x15	140x15
N (KN)	938.77	532.717	382.213	259.908
M (KN.m)	-221.12	13.1052	-60.89	-21.73
V (KN)	-100.717	98.317	79.576	56.135
Amin (RPA) (cm ²)	4.2	4.2	4.2	4.2
A calculée/ face (cm ²)	8.74	8.06	6.408	3.83
A adopté / face (cm ²)	10.65	8.42	7.60	4.74
Nombre de barres/face	3T16+3T14	4T14+2T12	2T14+4T12	6T10
St (cm)	25	25	25	25
A _h calculée (cm ²)	0.75	5.87	5.87	5.87
A _h min /ml (cm ²)	0.87	0.51	0.41	0.29
A _h adoptée (cm ²)	3.14	6.32	6.32	6.32
Nombre de barre/face/ml	4T10	8T10	8T10	8T10
St (cm)	25	12.5	12.5	12.5

Tableau V.20 : Ferrailage du voile Vy1

- Voile sens y-y : (Vy2)

Niveau	RDC et Service	2,3 et 4 ^{ème} étage	5,6 et 7 ^{ème} étage	8,9 et 10 ^{ème} étage
Section (cm ²)	160x20	160x15	160x15	160x15
N (KN)	1075.044	611.532	459.662	306.512
M (KNm)	-347.97	-138.36	-182.21	-101.21
V (KN)	133.76	-124.71	-99.499	-72.72
A _{min} (RPA) (cm ²)	4.8	4.8	3.6	3.6
A calculée/ face (cm ²)	10.57	10.88	4.22	3.034
A adopté / face (cm ²)	11.72	11.72	6.21	5.53
Nombre de barres/face	2T16+5T14	2T16+5T14	2T12+5T10	7T10
St (cm)	25	25	25	25
A _h calculée (cm ²)	0.75	5.87	0.56	0.56
A _h min /ml (cm ²)	1.02	0.57	0.76	0.55
A _h adoptée (cm ²)	3.14	6.32	2.01	2.01
Nombre de barre/face/ml	4T10	8T10	4T8	4T8
St (cm)	25	12.5	25	25

Tableau V.21 : Ferrailage du voile Vy2

- Voile sens y-y : (Vy3)

Niveau	RDC et Service	2,3 et 4 ^{ème} étage	5,6 et 7 ^{ème} étage	8,9 et 10 ^{ème} étage
Section (cm ²)	105x20	105x15	105x15	105x15
N (KN)	700.315	479.641	395.771	273.816
M (KNm)	-146.84	-93.704	-79.39	-47.805
V (KN)	84.288	-66.718	-50.225	-38.932
A _{min} (RPA) (cm ²)	3.15	2.36	2.36	3.15
A calculée/ face (cm ²)	6.92	4.64	3.86	5.13
A adopté / face (cm ²)	9.24	5.42	5.42	5.42
Nombre de barres/face	2T14+4T12	2T12+4T10	2T12+4T10	2T12+4T10
St (cm)	25	25	25	25
A _h calculée (cm ²)	0.75	0.56	0.56	5.87
A _h min /ml (cm ²)	1.69	0.77	0.58	0.27
A _h adoptée (cm ²)	3.14	3.14	3.14	6.32
Nombre de barre/face/ml	4T10	4T10	4T10	8T10
St (cm)	25	25	25	12.5

Tableau V.22 : Ferrailage du voile Vy3

• Voile sens y-y : (Vy4)

Niveau	RDC et Service	2,3 et 4 ^{eme} étage	5,6 et 7 ^{eme} étage	8,9 et 10 ^{eme} étage
Section (cm ²)	185x20	185x15	185x15	185x15
N (KN)	1309.37	994.097	702.404	463.033
M (KNm)	-168.19	43.62	54.67	-36.558
V (KN)	175.621	177.125	134.31	88.49
Amin (RPA) (cm ²)	7.4	5.55	5.55	5.55
A calculée/ face (cm ²)	22.74	15.307	11.371	7.51
A adopté / face (cm ²)	23.74	15.74	11.81	8.47
Nombre de barres/face	5T20+4T16	4T16+5T14	4T14+5T12	4T12+5T10
St (cm)	25	25	25	25
A _h calculée (cm ²)	8.01	5.87	5.87	5.87
A _h min /ml (cm ²)	0.58	0.58	0.44	0.29
A _h adoptée (cm ²)	9.04	6.32	6.32	6.32
Nombre de barre/face/ml	8T12	8T10	8T10	8T10
St (cm)	12.5	12.5	12.5	12.5

Tableau V.23 : Ferrailage du voile Vy4

Vérification à l'effort tranchant :

Selon l'article 7.7.2. du RPA 99

$$\tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} .$$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b_0 \cdot d} ; \text{ Avec } b_0 : \text{ épaisseur du voile et } d : \text{ hauteur utile.}$$

voile		V _{x1}	V _{x2}	Obser
RDC et Service	V (KN)	167.42	159.361	Vérifie
	τ (MPa)	0.42	0.399	Vérifie
Etage 2 à 4	V (KN)	125.844	151.272	Vérifie
	τ (MPa)	0.45	0.54	Vérifie
Etage 5 à 7	V (KN)	142.478	189.082	Vérifie
	τ (MPa)	0.51	0.67	Vérifie
Etage 8 à 10	V (KN)	109.974	94.38	Vérifie
	τ (MPa)	0.39	0.337	Vérifie

Tableau V.24: vérification à l'effort tranchant pour les voiles selon x.

voile		V_{y1}	V_{y2}	V_{y3}	V_{y4}	Obser
RDC et Service	V (KN)	100.717	133.76	84.288	175.621	Vérifie
	τ (MPa)	0.252	0.335	0.211	0.440	Vérifie
Etage 2 à 4	V (KN)	98.317	124.71	66.718	177.125	Vérifie
	τ (MPa)	0.351	0.446	0.238	0.633	Vérifie
Etage 5 à 7	V (KN)	79.576	99.499	50.225	134.309	Vérifie
	τ (MPa)	0.284	0.355	0.179	0.480	Vérifie
Etage 8 à 10	V (KN)	56.135	72.72	38.932	88.49	Vérifie
	τ (MPa)	0.200	0.260	0.139	0.316	Vérifie

Tableau V.25 : vérification à l'effort tranchant pour les voiles selon y.

$\tau < \bar{\tau} \rightarrow$ c'est vérifié

Exemple d'un schéma de ferrailage de voile : Niveau E-S et RDC (Sens yy)

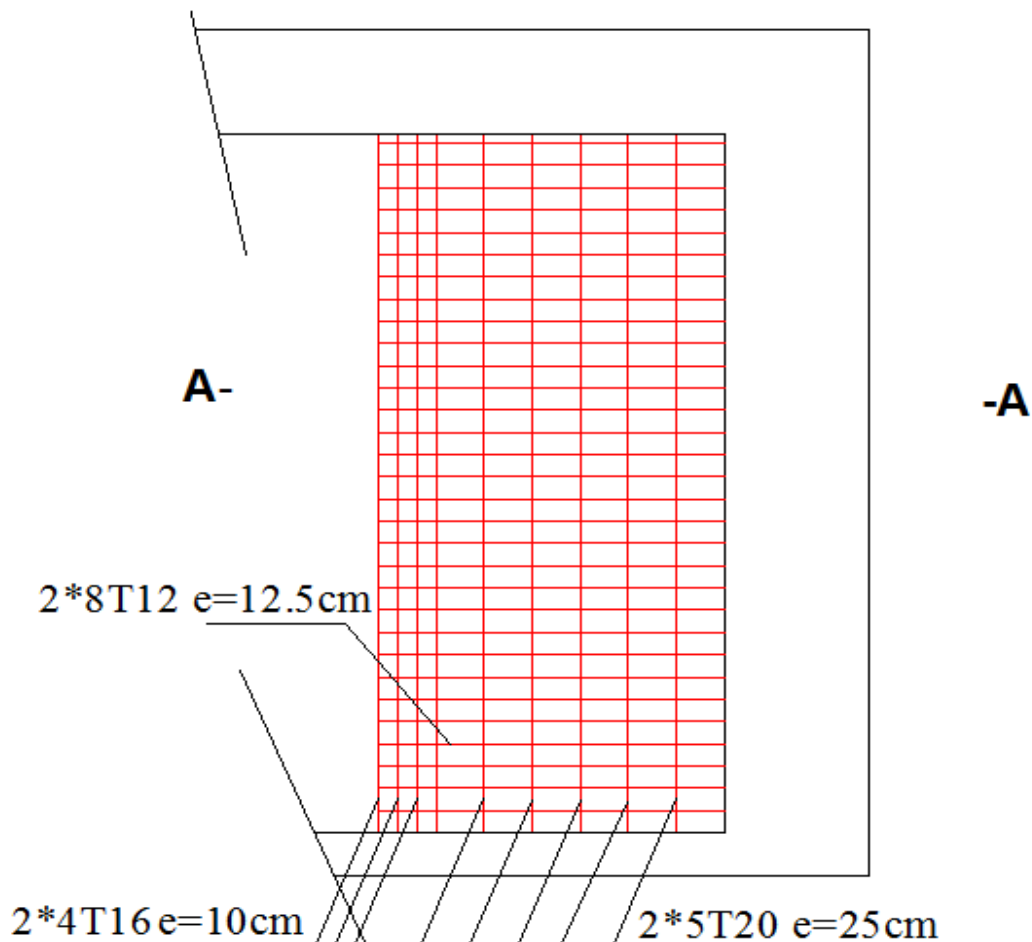


Figure V.14 : Schéma de ferrailage de voile V y4.

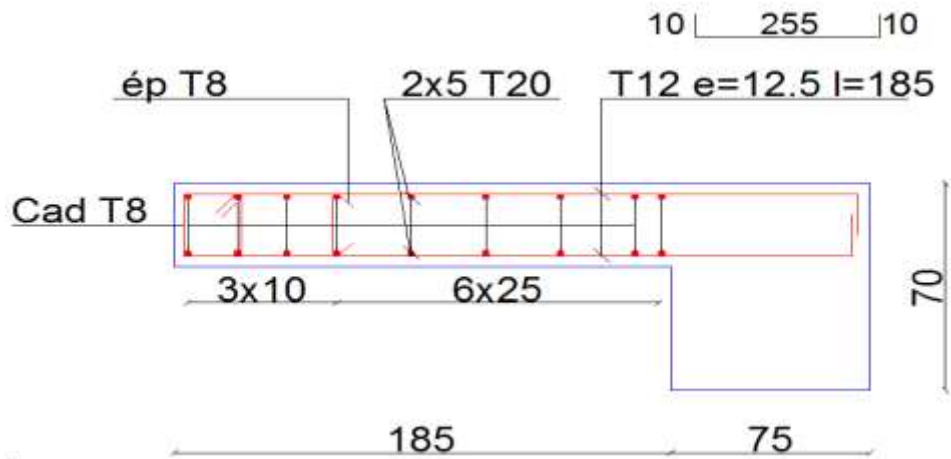


Figure V.15 : coupe A-A

Conclusion

Les éléments principaux constituent les éléments qui assurent le contreventement de la structure. Au terme de ce chapitre, nous avons étudié ces différents éléments structuraux.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés, le ferrailage adopté est le ferrailage maximum obtenu par deux logiciels de calcul (SAP 2000V14, Socotec) et celui donnée par le RPA. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui du logiciel utilisé. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

Les poutres, quant à elles, ont été ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel SOCOTEC.

Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée grâce au logiciel (Project).

Les ferrillages adoptés ont respecté les recommandations du RPA99 V2003 et le BAEL.

Chapitre VI

Etudes de l'infrastructure

Introduction

L'infrastructure est un ensemble des éléments qui ont pour objectif d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure. Cette transmission se fait soit directement au sol (Fondations superficielles : semelles ou des radiers), soit indirectement (Fondations profondes : pieux par exemple). Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charges et évite les tassements différentiels.

VI.1. Choix de type de fondations

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants : La capacité portante du sol d'assise, la portance de l'ouvrage, La distance entre axes des poteaux, la profondeur de bon sol.

Selon le rapport du sol, le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 1.3 m, du niveau de base, et la contrainte admissible est de 1,5 bars.

Dans notre cas on a un seul type de fondation à étudier .on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI.2. Combinaisons d'actions à considérer

D'après RPA 99 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$1) G + Q \pm E; \quad 2) 0.8 \times G \pm E$$

VI.3. Etude des fondations

VI.3.1. Vérification des semelles isolées : La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

- N_{sup} : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le **SAP 2000V14.2**
- N_{inf} : l'effort normal transmis par le poteau de l'infrastructure plus le poids estimé de la semelle
- S : surface d'appui de la semelle.
- $\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

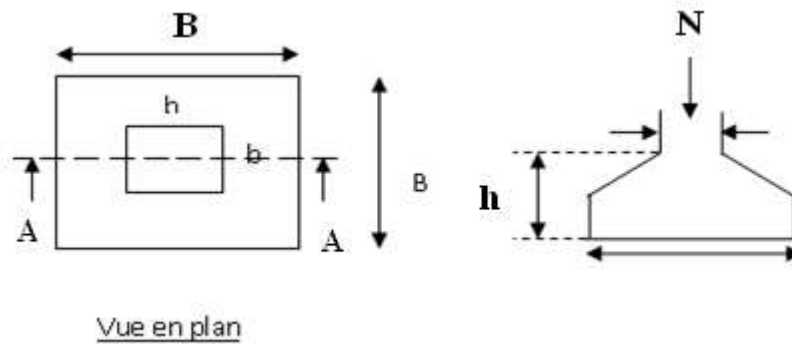


Figure VI .1.Semelle isolée de fondation

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire ($a \times b$), donc $S = A \times B$ ($A \times B$).

$$N_{\text{sup}} = 2351.67 \text{ KN}, \quad \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$N_{\text{inf}} = 25[(0.75 \times 0.70)2.52 + 0.45(1.5)^2 + 1.60(0.75 \times 0.70)] = 79.387 \text{ KN}$$

$$N_t = 2351.67 + 79.387 \Rightarrow N_t = 2431.057 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{\text{sol}}}}, \text{ on a: } \frac{a}{A} = \frac{b}{B} \text{ (Semelle et p\^oteau homodh\^etiques)} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{b \times N}{a \times \overline{\sigma_{\text{sol}}}}$$

$$\text{AN: } B = 4.02 \text{ m}$$

La distance entre axes des poteaux dans le sens y varie entre 2.95m et 3.00m

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.3. 2. Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 3poteaux.

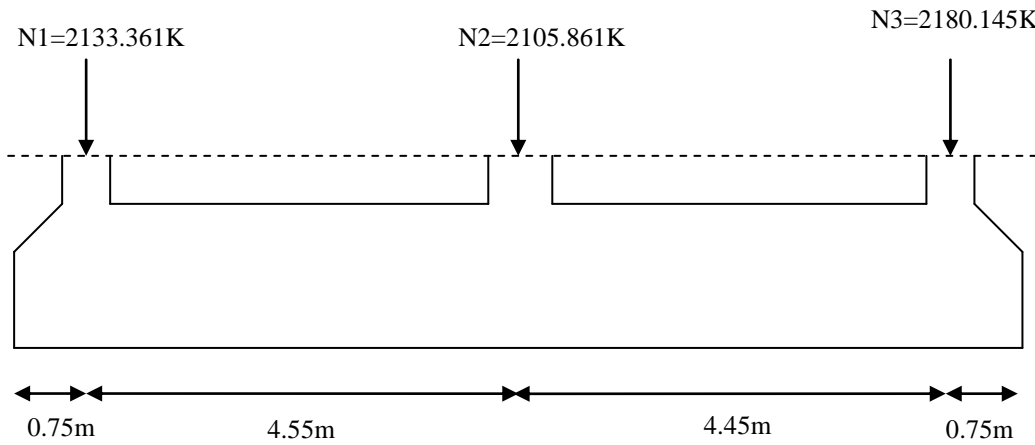


Figure VI.2 : Schéma d'une Semelle filante

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

N_s : poids estimé de la semelle.

$N_1 = 2133.361 \text{ KN}$, $N_2 = 2105.861 \text{ KN}$, $N_3 = 2180.145 \text{ KN}$.

$$\sum N_i = 6419.367 \text{ KN.}$$

$$N_s = 3 \times 25 \Rightarrow N_s = 75 \text{ KN}$$

$$N = N_s + \sum N_i = 6494.367 \text{ KN.}$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{6494.367}{150 \times 10.50} = 4.12 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. Se choix ne convient pas.

VI.3. 3. Vérification de Radier général

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

VI.3. 3. 1. Pré dimensionnement

▪ La Condition de coffrage

$L_{\max} = 4.55\text{m}$: la plus grande portée entre deux éléments de contreventement

h_0 : Hauteur de la dalle.

h_t : Hauteur de la nervure.

▪ Nervure :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{455}{10} \Rightarrow h_t \geq 45.5\text{cm}; \text{ Soit } h_t = 50\text{cm}$$

Dalle :

$$h_0 \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{455}{20} \Rightarrow h_0 \geq 22.75\text{cm}; \text{ on prend } h_0 = 30 \text{ cm}.$$

▪ Vérification de condition de rigidité

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots(2). \end{array} \right.$$

E : module d'élasticité du béton $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

L_e : longueur élastique, qui permet de déterminer la nature de radier (rigide ou flexible).

I : inertie de la section du radier $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$.

K : module de résistance du sol.(on un sol moyen donc $K=4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$).

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

$$\text{de (1) et (2)} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{E\pi^4}} \approx 0.64 \text{ m}$$

on remarque que la condition n'est pas vérifiée, Alors on augmente la hauteur du radier et de la nervure. Donc on opte pour une hauteur du radier $h_0 = 50 \text{ cm}$ qui vérifie les deux conditions de coffrage et de rigidité. Et une hauteur de 80 cm pour les nervures

VI.3. 3.2. La surface du radier et poids du radier

- $N = 31435.33 \text{ KN}$ est charge totale transmise par la superstructure tirée à partir de **SAP2000.v14**.
- Poids des nervures sens **x-x** ($75/70$) $= 0.7 \times 0.75 \times 18.35 \times 25 \times 3 = 722.53 \text{ KN}$
- Poids des nervures sens **y-y** ($75/70$) $= 0.7 \times 0.75 \times 9 \times 25 \times 5 = 551.25 \text{ KN}$

$$N = 31435.33 + 722.53 + 551.25 = 32709.11 \text{ KN}$$

$$\text{La surface du bâtiment : } S_{\text{bat}} = L_x \times L_y \Rightarrow S_{\text{bat}} = 9.75 \times 19.05 \Rightarrow S_{\text{bat}} = 185.738 \text{ m}^2$$

$$\frac{N}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_s \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N}{\sigma_s} = \frac{32709.11}{150} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq 218.06 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} > S_{\text{bat}} \Rightarrow \text{Le radier déborde}$$

- **Le radier déborde**

$$D \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30 \text{ cm}\right)$$

On prend $D = 1.00 \text{ m}$

$$P = 57,6 \text{ m}$$

D : débord et P : périmètre.

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + D \times P = 280.50 \text{ m}^2$$

On opte pour une surface : $S_{\text{radier}} = 280.5 \text{ m}^2$

VI.3.4. Vérifications nécessaires

a) Vérification au poinçonnement

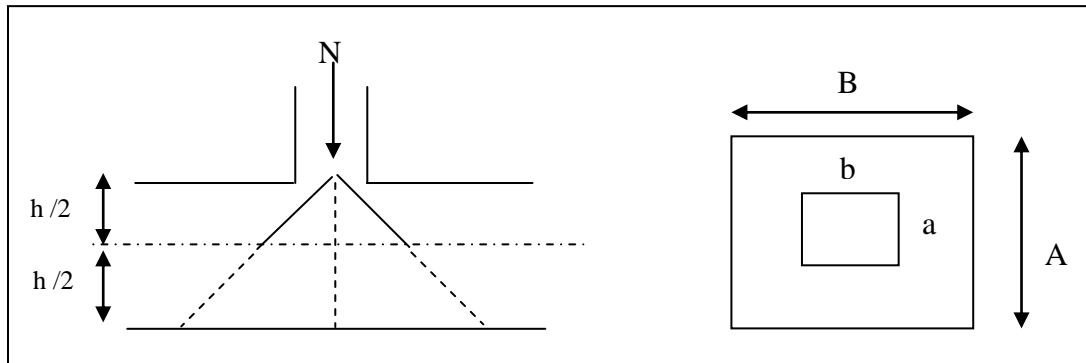


Figure VI.3 : Zone de contact poteau radier

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} . \quad \text{CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

Avec μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

Q_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

h_0 : hauteur de radier.

$$h_0 = 50\text{cm.}$$

$$A = a + h_0.$$

$$B = b + h_0.$$

$$\mu_c = 2(A + B) \Rightarrow \mu_c = 2 \times ((0.7 + 0.50) + (0.75 + 0.50)) \Rightarrow \mu_c = 4.90\text{m.}$$

$$Q_u = 2.351\text{MN} < 0.045 \times 4.90 \times 0.5 \times (25/1.15) = 2.397\text{KN} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte du sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} (x, y)$$

D'après le programme SOCOTEC

$$I_y = 5617.050m^4, Y_G = 4.5m.$$

$$I_x = 2171.39 m^4, X_G = 9.17m.$$

N: L'effort normale du aux charges verticales.

My : Moment sismique à la base

$$N=31435.33KN.$$

Avec σ_{\max} et σ_{\min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

✓ **Sens X-X :**

$$N=31435.33KN \text{ et } M_x =35174.387KN.m$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.18MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.04MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.145MPa < \overline{\sigma_s} = 0.15MPa \dots\dots\dots C'est vérifiée..$$

✓ **Sens Y-Y :**

$$N = 31435.33KN; M_y = 38354.318KN.m.$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.17MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.047MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.139MPa < \overline{\sigma_s} = 0.15MPa \dots\dots\dots C'est vérifiée..$$

c) Vérification de la stabilité au renversement

Selon le *RPA99*, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

- **Dans le sens X-X :** $e = \frac{35174.387}{31435.33} \Rightarrow e = 1.11\text{m} < \frac{18.5}{4} = 4.62\text{m} \dots\dots\dots$ Vérifiée
- **Dans le sens Y-Y :** $e = \frac{38354.318\text{KN}}{31435.33} \Rightarrow e = 1.2\text{m} < \frac{9}{4} = 2.25\text{m} \dots\dots$ Vérifiée

Donc il n'y a pas risque de renversement.

d) Vérification de la poussé hydrostatique

Il faut assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

F_s : coefficient de sécurité ($F_s = 1.5$).

H : la hauteur d'ancrage du radier ($H = 1.35\text{m}$).

S_{rad} : Surface totale du radier ($S_{rad} = 280.5\text{m}^2$).

$N \geq 1.5 \times 1.35 \times 280.5 \times 10 = 5680.12\text{KN} \dots\dots\dots$ C'est vérifiée

E) Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} \cdot f_{c28} = 1.16\text{Mpa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1\text{m}$.

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{\max} \cdot b}{2S}$$

$$V_u = \frac{32709.11 \times 4.55 \times 1}{2 \times 280.50} = 265.29\text{KN}$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 80 = 72\text{cm}$$

$$\tau_u = \frac{265.29 \times 10^{-3}}{1 \times 0.72} = 0.36\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 1.16\text{MPa}. \text{ Condition vérifiée}$$

VI.3.5. Ferrailage

a) La dalle du radier

La dalle sera calculée comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension

$$L_x = 2.95m; L_y = 4.95m.$$

✓ Calcul des sollicitations

• a l'É.L.U

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \Rightarrow q_u = \frac{37442.55}{280.5} \Rightarrow q_u = 133.48KN$$

$$N_u = 37442.48KN$$

N_u : Effort normal (avec le poids du radier).

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.99 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0376 \\ \mu_y = 0.9771 \end{cases} \quad [\text{Annexe 02}]$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 101.63KNm$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 99.30KNm$$

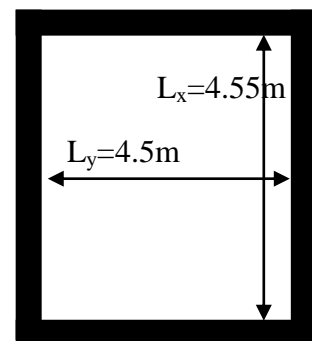
• En travée

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 86.38KNm$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 84.40KNm$$

• En appui

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 50.81KNm$$



Le ferrailage se fera pour une section ($b \times h_0$) **Figure VI.4:** Schéma d'une dalle sur quatre appuis

• Condition de non fragilité

On calcule A_{min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 ; h_0 = 50cm ; b=100cm ; \rho = 0.99$

$$\left. \begin{matrix} h > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 4.02cm^2 \\ A_{min}^y = 4.00cm^2 \end{cases}$$

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 4cm^2 > 1.16cm^2$ c'est vérifié

Sens		M (KNm)	A _{calc} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)
x-x	Travée	86.38	5.36	4.02	5T12=5.65	20
y-y	Appui	50.81	3.13	4.02	4T12=4.52	25

Tableau VI.1. Résumé des résultats de ferrailage de radier

Même ferrailage dans les sens soit aux appuis ou en travée

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 5.65 > 1.41cm^2$ c'est vérifiée

✓ Calcul a l'É.L.U

• Vérification de l'efforttranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa.$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} \Rightarrow V_y = 203.80KN \Rightarrow V_{max} = 203.80KN$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 200.22KN$$

$$\tau_u = \frac{203.80 \times 10^{-3}}{1 \times 0.47} \Rightarrow \tau_u = 0.43MPa < 1.25MPa$$
 c'est vérifiée

✓ Vérification à l'E.L.S

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$.

$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} \times f_e ; 150 \times \eta) = 201.63\text{MPa}$.

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	A _{adop} (cm ² /ml)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Observation
x-x	M _t	99.77	5T12=5.65	6.20	86349	5.55	398.68	Nonvérifiée
y-y	M _a	58.69	4T12=4.52	6.20	86349	3.60	292.43	Nonvérifiée

Tableau VI.2 : vérification des contraintes de radier

On remarque que la condition $\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$ dans les deux sens n'est pas vérifiée. Donc on doit augmenter la section des aciers, en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service $\bar{\sigma}_s$.

-Vérification des contraintes

Sen s	Moment	Valeurs (KNm)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)	y (cm)	I(cm ⁴)	δ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Observation
x-x	M _t	99.77	6T16=12.06	16	11.3	278648	4.066	191.44	vérifiée
y-y	M _a	58.69	5T14=7.70	20	9.33	190970	2.870	173.66	vérifiée

Tableau VI.3 : vérification des contraintes nouvelles de radier

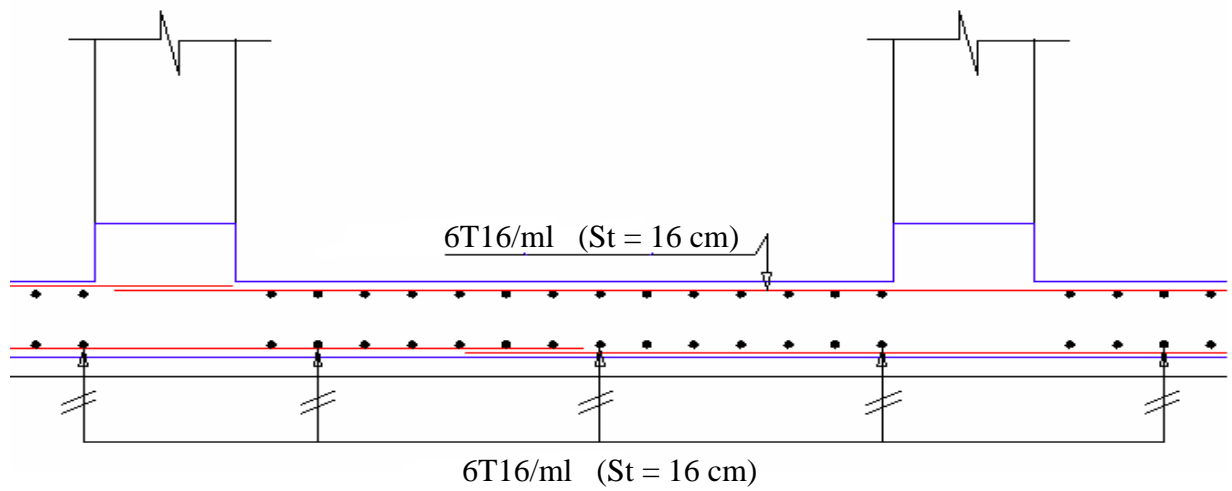
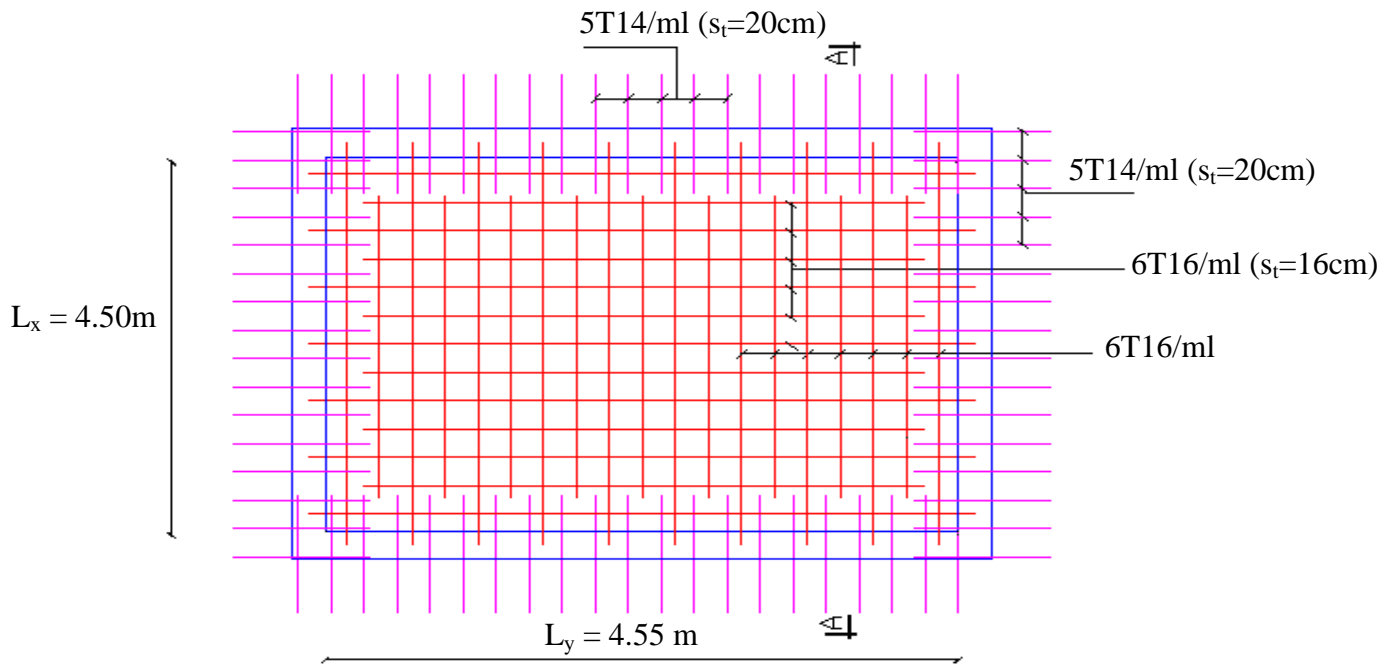
On remarque que toutes les contraintes sont vérifiées.

✓ Espacement des armatures

Conformément au RPA l'espacement doit vérifier la condition suivant:

Armatures // L_x : S_t = 16 cm ≤ min (3 h , 33 cm) = 33 cm.

Armatures // L_y : S_t = 16 cm ≤ min (4 h , 45 cm) = 45 cm.



Coupe A-A

Figure VI.5 : Schéma de ferrailage de radier

VI.4.Ferrailage des nervures :

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties

A) Distribution des charges :

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$	$P'_v = p'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$
$P_v = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$	

Tableau VI.4 : Distribution des charges

- P_m : charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle ;
- P_v : charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle

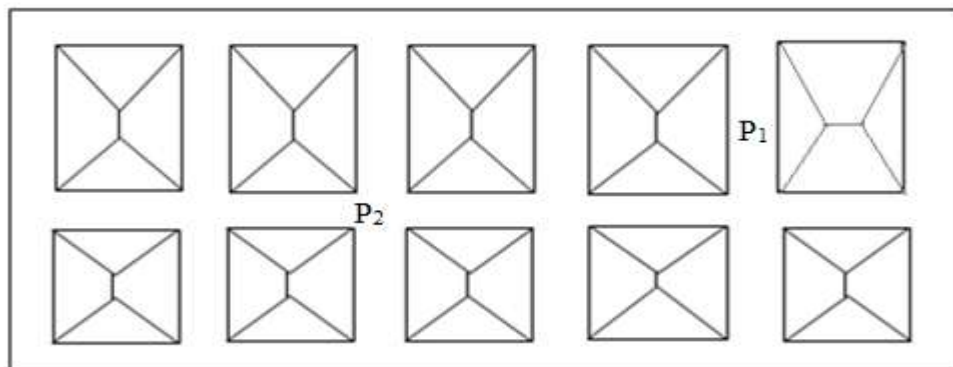


Figure VI.6 : Schéma de distribution des charges sur les nervures

Sens yy :

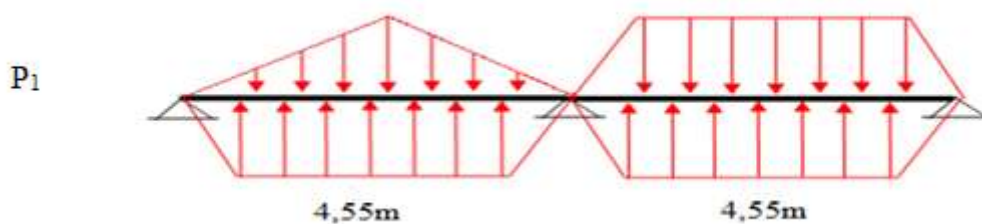


Figure VI.7 : Chargement de la nervure intermédiaire dans le sens y-y

- Sens xx

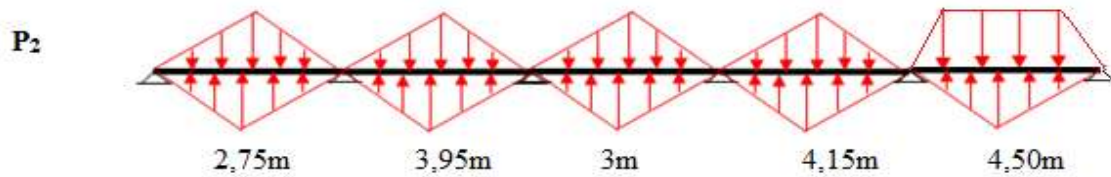


Figure VI.8 : Chargement de la nervure intermédiaire dans le sens x-x

B) Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode Forfaitaire on aura les résultats dans les tableaux suivant:

- Sens longitudinal (Y-Y) :

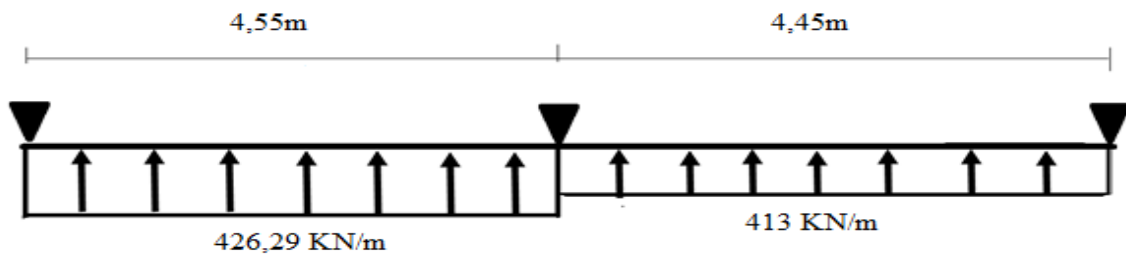


Figure VI.9 : Schéma statique sens Y-Y

Localisation	Travée	Appui
M_U (KN.m)	559,61	-1000,64
M_S (KN.m)	540,79	-969,11
V (KN)	1153,25	

Tableau VI.5.Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal

- ✓ Sens transversal (X-X) :

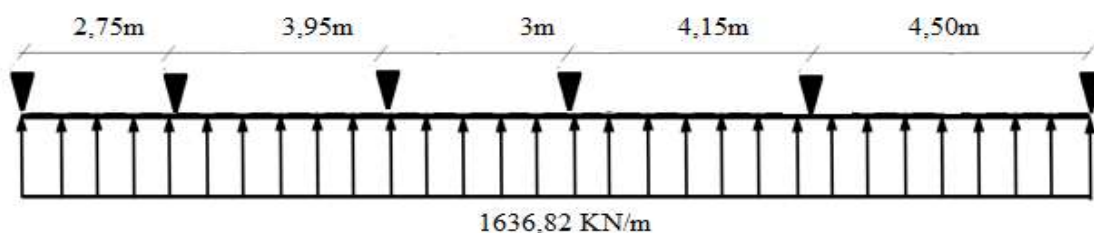


Figure VI.10 : Schéma statique sens X-X

Localisation	Travée	Appui
M_U (KN.m)	679,84	-757,703
M_S (KN.m)	657,56	-732,88
V (KN)	1078,52	

Tableau VI.6.Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal

C) Ferrailage :

• Sens Y-Y :

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h=0,80$ m

$h_0=0,50$ m

$b_0=0,75$ m

$d=0,72$ m

$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(0,45 \cdot 2,22)$

On prend : $b_1=0,40$ m.

Donc : $b=2b_1+b_0=2 \times 40+75=1,55$ m.

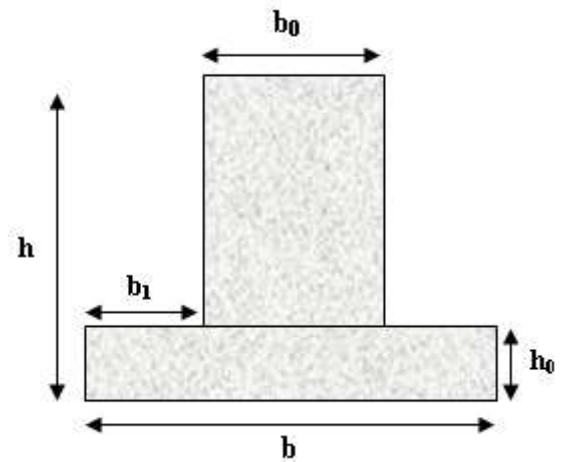


Figure. VI.11 :Section à ferrailer.

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix
Y-Y	Travée	559,61	22,92	13,47	24 ,54	5HA25
	Appui	-1000,64	41,88	13,47	43,39	6HA20+5HA25

Tableau VI.7.Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens Y-Y).

• Sens X-X :

D'une manière semblable au premier calcul, on trouve :

$b=1.35$ m

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Sens	Localisation	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix
X-X	Travée	679,84	28,00	13,47	28,90	6HA20+5HA16
	Appui	-757,70	31,33	13,47	32,21	4HA20+4HA25

Tableau VI.8. Résumé des résultats (ferraillage des nervures dans le sens X-X)

D) Vérifications :

- A L'E.L.U :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens Y-Y	-1153,25	1,03	2.5	Vérifiée
Sens X-X	-1078,52	0,96	2.5	Vérifiée

Tableau VI.9. Vérification de l'effort tranchant.

- A L'ELS :

- État limite de compression du béton :

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

- Les contraintes dans l'acier :

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63\text{MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2].$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)
Y-	travée	540,79	16,26	13,04×10 ⁵	6,73	15	346,45	201,63
Y	appui	-969,11	20,73	20,44×10 ⁵	9,81	15	364,43	201,63
X-	travée	657,56	17,46	14,89×10 ⁵	7,70	15	361,19	201,63
X	appui	-732,88	18,27	16,23×10 ⁵	8,24	15	363,76	201,63

Tableau VI.10 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on recalcule la section des aciers à L'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Sens		Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Choix
Y-Y	travée	20,47	2,11×10 ⁶	6,73	15	199,25	201,63	14HA20
	appui	26,23	3,37×10 ⁶	7,77	15	197,42	201,63	14HA25
X-X	travée	23,09	2,48×10 ⁶	6,12	15	194,23	201,63	7HA25+7HA20
	appui	24,88	2,83×10 ⁶	6,18	15	183,58	201,63	14HA25

Tableau VI.11: Vérification des contraintes nouvelles

- Armatures transversales :

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi\right) \Rightarrow \phi_t \geq \min(8, 7.5, 32)$$

Soit $\phi_t = 10mm$.

- Espacement des aciers transversaux :

Soit 4HA10=3.14 cm² (cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre)

$$S_t \leq \min(0.9d; 40)cm \Rightarrow s_t \leq \min(64,8 ; 40)cm \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3.14 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.75} \Rightarrow S_t \leq 41.86cm$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0[\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} = \frac{0.8 \times 3.14 \times 10^{-4} \times 400}{0.75[1.53 - 0.3 \times 2.1]} \Rightarrow S_t \leq 14,88 \text{ cm}$$

Soit $S_t=10\text{cm}$

- Les schémas de ferrailage :

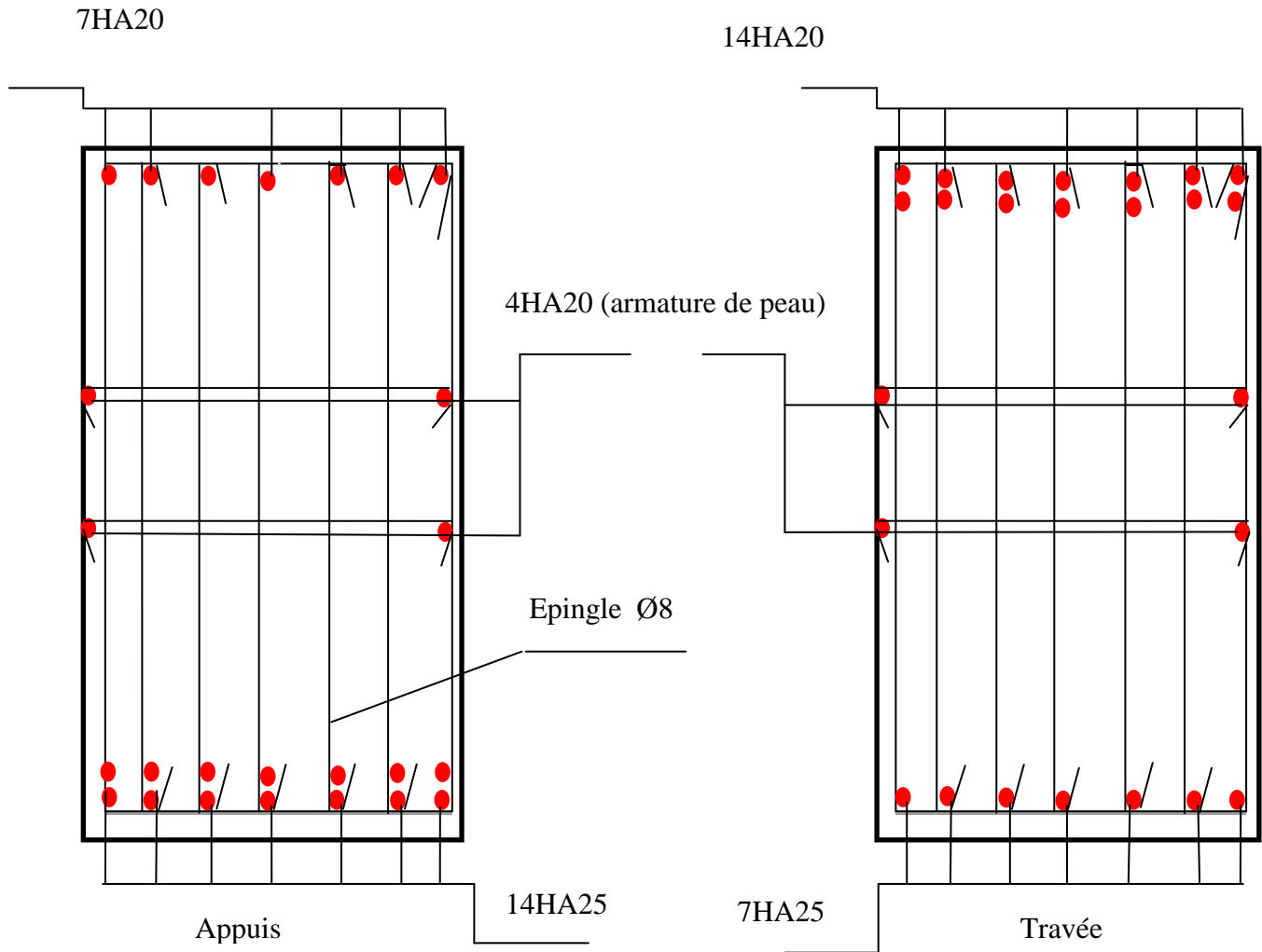


Figure VI.12 : schéma de ferrailage des nervures sens Y-Y

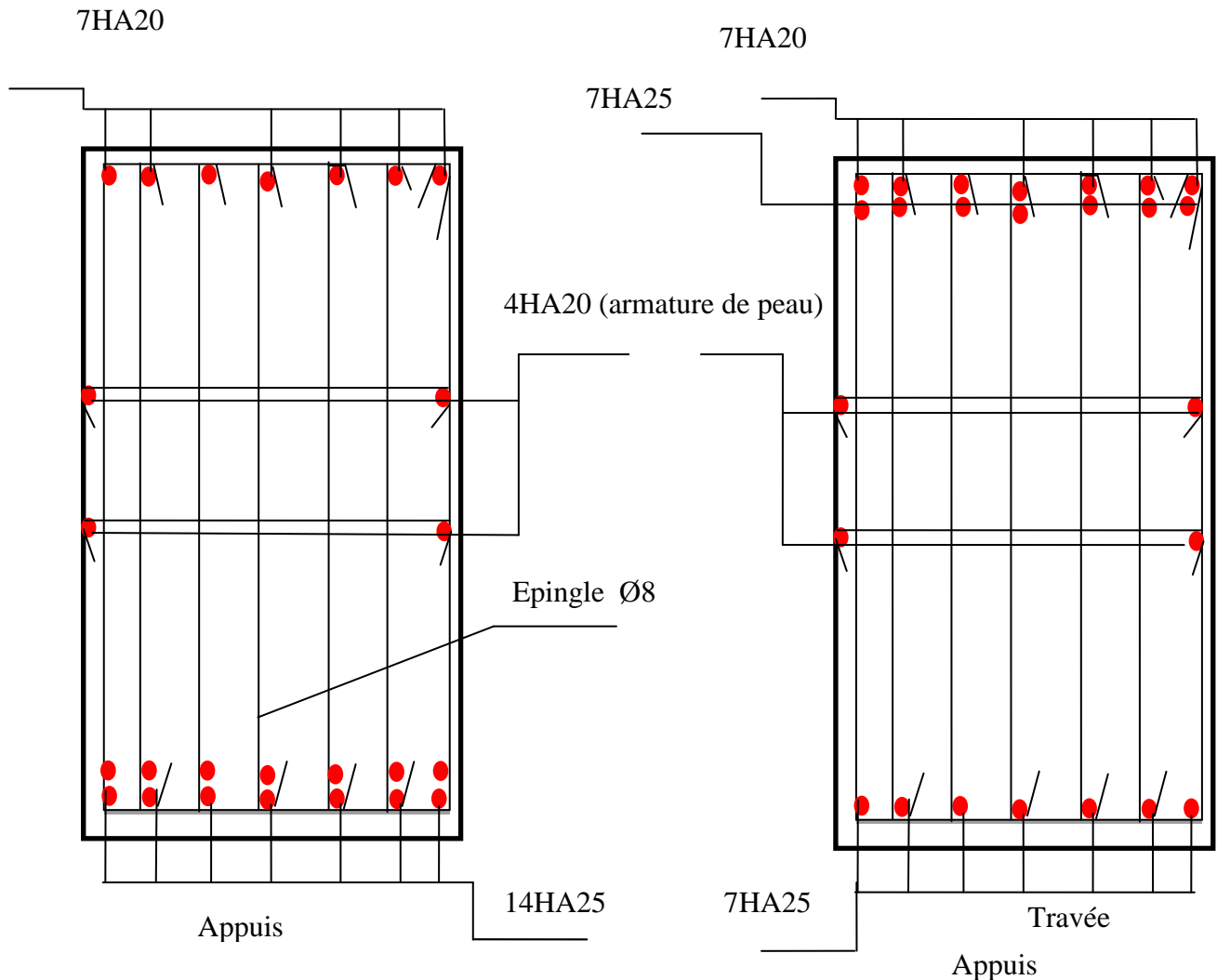


Figure VI.13 : schéma de ferrailage des nervures sens X-X

VI.5. Etude du voile périphérique

VI.5.1.Introduction

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un mur de soutènement contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.5.2.Dimensionnement du voile

On dimensionne le panneau le plus sollicité

La hauteur $h=3.24\text{m}$

La longueur $L=4.50m$

L'épaisseur $e=20\text{ cm}$

VI.5.3.Caractéristiques du sol

$\gamma_h = 20.1KN / m^3$: Le poids spécifique.

L'angle de frottement $\varphi = 22^\circ$.

La cohésion $c=0.26\text{ bar}$

VI.5.4.Evaluation des charges et surcharges

Le mur de soutènement et soumis à :

- **La poussée des terres :**

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})) - 2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$\Rightarrow G = 3.24 \times ((20.1 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{22^\circ}{2})) - 2 \times 0.26 \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{22^\circ}{2}))$$

$$\Rightarrow G = 29.21KN/m^2$$

- **Surcharge accidentelle :**

$$q = 10\text{ KN}/m^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \Rightarrow Q = 10 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{22^\circ}{2})$$

$$\Rightarrow Q = 3,51KN/m^2$$

VI.5.5.Ferraillage du voile

Le mur de soutènement sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée , l'encastrement est assuré par le plancher , les poteaux et les fondations.

- **à L'E.L.U :**

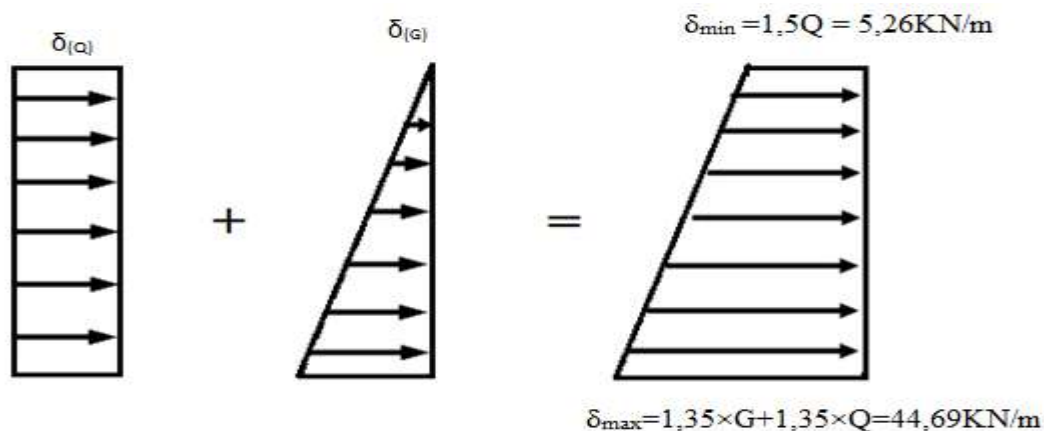


Figure VI.14:Schéma de répartition des contraintes sur le mur

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 34,83 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{\text{moy}} = 34,83 \text{ KN/m}^2$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3,24 \text{ m}; L_y = 4,50 \text{ m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.72 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u; \quad M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\alpha = 0.72 \Rightarrow \text{ELU} : \begin{cases} \mu_x = 0.0658 \\ \mu_y = 0.4624 \end{cases} \quad [\text{Annexe 2}]$$

$$M_{0x} = 24.05 \text{ KN} \times \text{m}; \quad M_{0y} = 11,12 \text{ KN} \times \text{m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 9,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 20.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 0.5 \times M_{0x} = 12.02 \text{ KN.m}$$

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A (cm ²)	A_{adp} (cm ²)	St (cm)
travée	XX	20,44	0.049	0.063	0.165	3,55	4T12= 4,52	25
	YY	9,45	0.023	0.029	0.168	1,61	4T10 = 3,14	25
Appui		12,02	0.029	0.037	0.167	2,07	4T10= 3,14	25

Tableau VI.12 : Section des armatures du mur de soutènement

A) Vérifications à l'E.L.U :

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

Le pourcentage minimal exigé par le RPA est :

$$A_{\text{min}} = 0.1\% \quad b \times h = 2 \text{ cm}^2 \quad (\text{RPA Art 7.7.4.2})$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

Fissuration nuisible on doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28} ; 3\text{MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL Art III.2})$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 41,47\text{KN.}$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 37,61\text{KN.}$$

On va vérifier Avec l'effort tranchant max dans les deux sens:

$$\tau_u = \frac{41,47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} \Rightarrow \tau_u = 0,24\text{MPa} < \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\tau_u = \frac{37,61 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} \Rightarrow \tau_u = 0,22\text{MPa} < \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

B) Vérifications à l'E.L.S :

$$\sigma_{\min} = Q = 3,51\text{KN/m}^2; \quad \sigma_{\max} = Q + G \Rightarrow \sigma_{\max} = 29,21 + 3,51 \Rightarrow \sigma_{\max} = 32,72\text{KN/m}^2$$

$$.q_s = \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 25,41\text{KN/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0719 \\ \mu_y = 0.6063 \end{array} \right. \quad [\text{Annexe 02}]$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 19,17\text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 11,621\text{KN.m}$$

$$M_{tx} = 16,29 \text{ KN. m}$$

$$M_{ty} = 9,87 \text{ KN. m}$$

$$M_{ap} = 9,58 \text{ KN. m}$$

• **Vérification des contraintes**

a) **ans le béton :** $\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL91 Art E.III.1})$

(BAEL91 Art E.III.1)

b) **Dans l'acier :** La fissuration est considéré nuisible.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(2 \times \frac{f_e}{3}, 201.63, 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL91 Art E.III.2})$$

	Sens	M (KN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Travée	XX	16,29	5.70	329,87	Non Vérifiée
	YY	9,87	3,45	189,74	Vérifiée
Appuis		9,58	3,35	193 ,99	Vérifiée

Tableau VI.13 : vérification des contraintes pour le voile périphérique.

On doit augmenter les sections d'acier en travée

	Sens	M (KN.m)	A(cm ²)	choix	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Travée	XX	16,29	5.65	5T12	4,59	186,49	Vérifiée
	YY	9,87	4.52	4T10	3,51	199,04	Vérifiée
Appuis		9,58	11.96	4T10	3,40	193,04	Vérifiée

Tableau VI.14 : section de ferrailage adopté après vérification

- Schéma de ferrailage

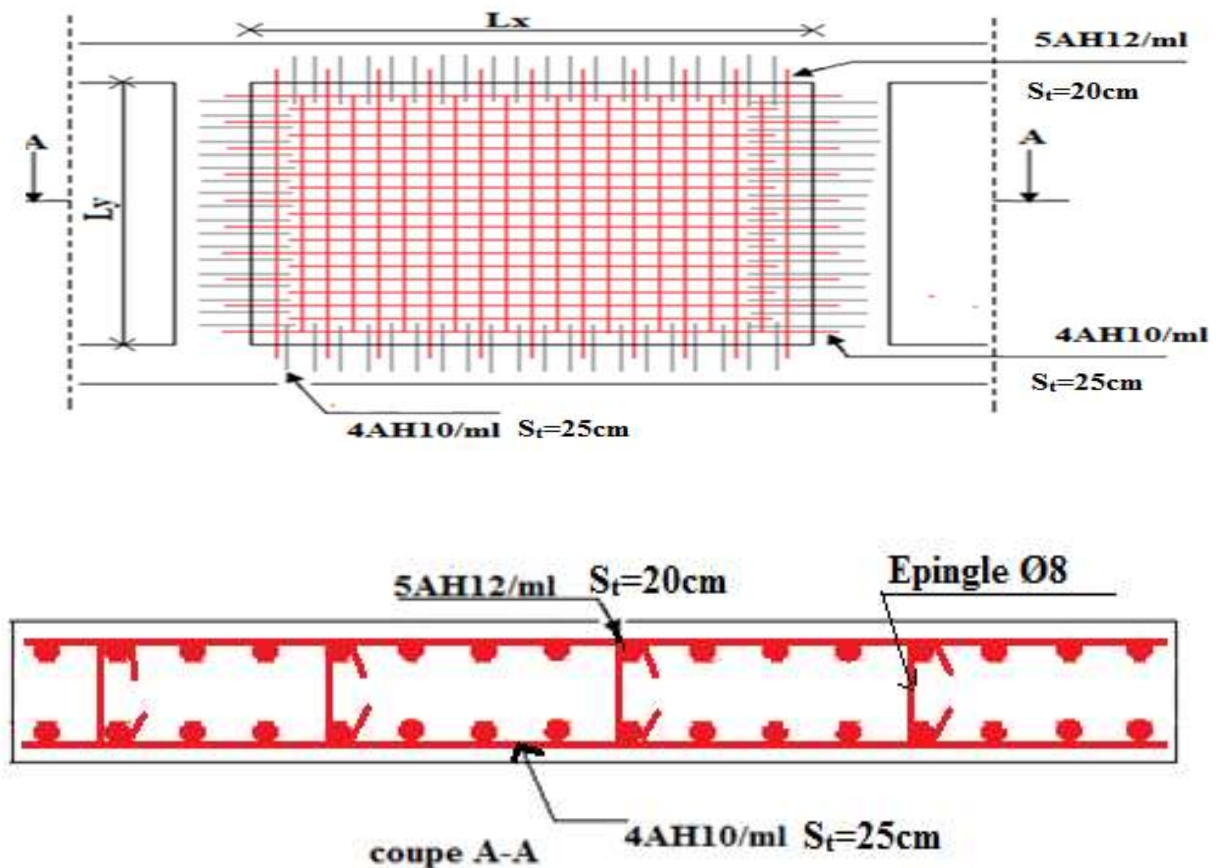


Figure IV. 15 : Schéma de ferrailage de voile périphérique

Conclusion.

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés au caractéristique du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Pour notre structure nous avons procédé à un calcul avec semelle isolée. Ces dernières ne conviennent pas à cause du chevauchement qu'elle engendrait.

Ensuite on a passé aux semelles filantes mais les distances entre elles sont très petites.

Nous somme ensuite passé au calcul d'un radier général. Ce dernier s'est avéré le type de fondation qui convenait à notre structure. Le radier adopté a donc été calculé et ferrailé.

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le voile est calculé donc ferrailé comme un plancher encastré au niveau de la semelle (radier).

*Conclusion
Générale*

Conclusion

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à

Mener lors de l'étude d'un projet de construction, et on a pu aussi débiter avec le logiciel SAP2000 version 14. Et d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus

Pour avoir un bon comportement dynamique de la structure et limiter les effets de torsion (moment de torsion), il faut essayer de rapprocher dans la mesure du possible le centre de torsion du centre de gravité de la structure (réduire l'excentricité), on a donc testés plusieurs dispositions de voiles dans le but d'aboutir à un système de contreventement mixte satisfaisant à la fois, une bonne répartition des charges entre portiques et voiles (interaction) et les contraintes architecturales de la structure.

Durant la recherche du meilleur comportement dynamique de la structure un certain nombre de conclusions ont été tirées, à savoir :

- les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles).
- La disposition et les dimensions des voiles jouent un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.
- La modélisation des escaliers augmente davantage la période de vibration
- la résistance et l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser par le choix des sections de béton et d'acier dans les éléments porteurs de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales imposées par le règlement.
- Le critère le plus prépondérant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines est le critère de coupe feu et l'isolation phonique.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds nous a permis de vérifier que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux des portiques, ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé

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).
- ✚ DTR –BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles.
(Edition OPU 2005).
- ✚ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).
(Edition CGS Décembre 1993).
- ✚ M.Belazougui : calcul des ouvrages en béton armé.
(Edition OPU 1991).
- ✚ Gérard Philipponnat et Bertrand Hubert : Fondations et ouvrages en terre,
(Edition Eyrolles 2003).
- ✚ Cours de béton armé, 3^{ème} et 4^{ème} année Génie Civil.
- ✚ Anciens mémoires de fin d'étude.

Logiciels

- ✚ **SAP 2000 V14.2.**
- ✚ **Auto CAD 2011.**
- ✚ **BaelR V1.01.026.** Version d'évaluation. Socotec. 1998
- ✚ **BaelC, V1.01.026.** Version d'évaluation. Socotec. 1998

Annexe

Annexe 1

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\varepsilon_{sc} = \left(\frac{3.5}{1000} + \varepsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \varepsilon_1$$

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

$$\varepsilon_{sc} < \varepsilon_1$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$$

NON

OUI

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \varepsilon_s$$

OUI

NON

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = (M_U - M_1) / ((d - d') * f_{st})$$

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

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

$$A = \left(\frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

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

Annexe 2

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
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

Annexe 3

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 $Lx * Ly$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.5$$

		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	

Annexe 4

Caractéristiques générales

Installation

en simplex pour les dispositions en batteries, consulter la table T31 simple accès 255 cm

51.1.1.3.1.3.1.3

Portes automatiques

collective (à source sélective, à analyse permanente de trafic, à ouverture centrale trafic intense)

Nombre de faces de service
Distance mini entre niveaux

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (1) en kVA	Réaction maxi en daN			
	largeur BO	prof. TO	hauteur HO		TRI 220 V		TRI 380 V			cuivres FC	DM	PM	
355	380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	380	180	360	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	380	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	28000	11000	2000
490		240	500	240	140 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	30000	12500	3000
400	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410	440	260	400	200	160 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1500
435	540	260	480	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465	540	260	480	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12500	2500
520		260	500	240	160 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	33500	14000	3000
400	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33500	12500	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	36000	13500	2500
470	540	260	520	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	14000	3000
540		260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	16000	5000
590		260	520	280	230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	19500	7000



Symbole établi par le Comité National de Liaison (CNL) Interministériel et le Comité National des Handicapés (CNH), sous patronage de la Direction Générale de l'Équipement, de l'Énergie, du Tourisme et de l'Équipement des Handicapés (DEEETH). Les espaces sont réservés à la Norme NF P 81-201 et...

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le cadre d'un document général. S'agit d'indications à très hautes performances. Il est vivement conseillé de prendre contact avec votre Correspondant Schneider.

Performances & Raffinement

Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes
machinerie supérieure
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre révolutions/mot	Course max. en m	Dimensions de cabine		Passage libre de port	Dimensions de gaine		Profondeur de cuvette (2)									
					BK x TK x HK	BT x HT		BS x TS	HSG										
630 8 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220		80 x 200	180 x 210	135	140									
											Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	
											ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	
	1,50		Dy S	18	50	110 x 140 x 220		80 x 200	180 x 210	150	160								
												ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
800 10 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220		80 x 200	180 x 210	135	140									
											Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	
											ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	
	1,50		Dy S	18	50	110 x 140 x 220		80 x 200	180 x 210	150	160								
												ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
1000 13 pers.	1,00	2 v	12	32	160 x 140 x 230		110 x 210	240 x 230	140	140									
											Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140	
											ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140	
	1,50		Dy S	18	50	160 x 140 x 230		110 x 210	240 x 230	155	160								
												ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160
2,50		Dy MV	28	80	160 x 140 x 230		110 x 210	240 x 230	180	220									
											TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220	
4,00		TD 2	31	80	160 x 140 x 230		110 x 210	240 x 230	180	220									
1250 16 pers.	1,00	2 v	12	32	195 x 140 x 230		110 x 210	260 x 230	140	160									
											Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160	
											ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160	
	1,50		Dy S	18	50	195 x 140 x 230		110 x 210	260 x 230	155	160								
												ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160
2,50		Dy MV	28	80	195 x 140 x 230		110 x 210	260 x 230	180	220									
											TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220	
4,00		TD 2	31	80	195 x 140 x 230		110 x 210	260 x 230	180	220									
1600 21 pers.	1,00	2 v	12	32	195 x 175 x 230		110 x 210	260 x 260	140	160									
											Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160	
											ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160	
	1,50		Dy S	18	50	195 x 175 x 230		110 x 210	260 x 260	155	160								
												ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160
2,50		Dy MV	28	80	195 x 175 x 230		110 x 210	260 x 260	180	220									
											TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220	
4,00		TD 2	31	80	195 x 175 x 230		110 x 210	260 x 260	180	220									
5,70		TD 2	31	80	195 x 175 x 230		110 x 210	260 x 260	180	220									

Notes: toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indication contraire. (1) Envolée: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dérivation à traction contrôlée de vitesse, ACVF = Dérivation contrôlée de fréquence, Dy MV = Dérivation à vitesse variable, TD 2 = Traction à vitesse variable de traction sans frein. (2) Les profondeurs de cuvette et les hauteurs des puits sont indiquées sur le schéma technique. (3) Les valeurs en italique sont des valeurs de référence. (4) La puissance est calculée selon la norme CEI 60909. (5) HSG = Hauteur de la cage. (6) HSG = Hauteur de la cage. (7) HSG = Hauteur de la cage.

SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armatures de diamètre ϕ en mm.

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

6 - CONCLUSIONS :

Le site destiné pour la construction de six blocs en R+6 projetés à Bejaia, est situé a proximité de l'université Abderrahmane Mira (Targua Ouzzemour) Bejaia

Le site est constitué par des remblais importants, une couche de brèches de pente recimentées avec des passages alluvionnaire reposant sur des marnes fracturées.

En se basant sur la nature des sols qui constituent le site, ainsi que les résultats des essais pénétrométriques , nous vous recommandons des fondations superficielles, qu'il y' a lieu d'ancrer à 1,30 m de profondeur après terrassements des remblais et de prendre une contrainte admissible $Q_{adm} = 1.5$ bars.

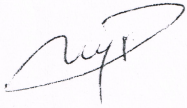
Ces sols ne sont pas agressifs pour les bétons de fondations.

Selon les recommandations du C.G.S (2003), la région de Bejaia est classée en zone de moyenne sismicité II a et le site peut être classé en catégorie S2.

il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés.

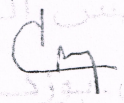
LE CHARGE D'ETUDE

A. DJOUDER

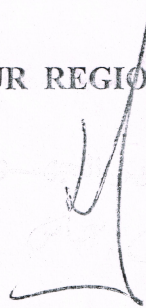


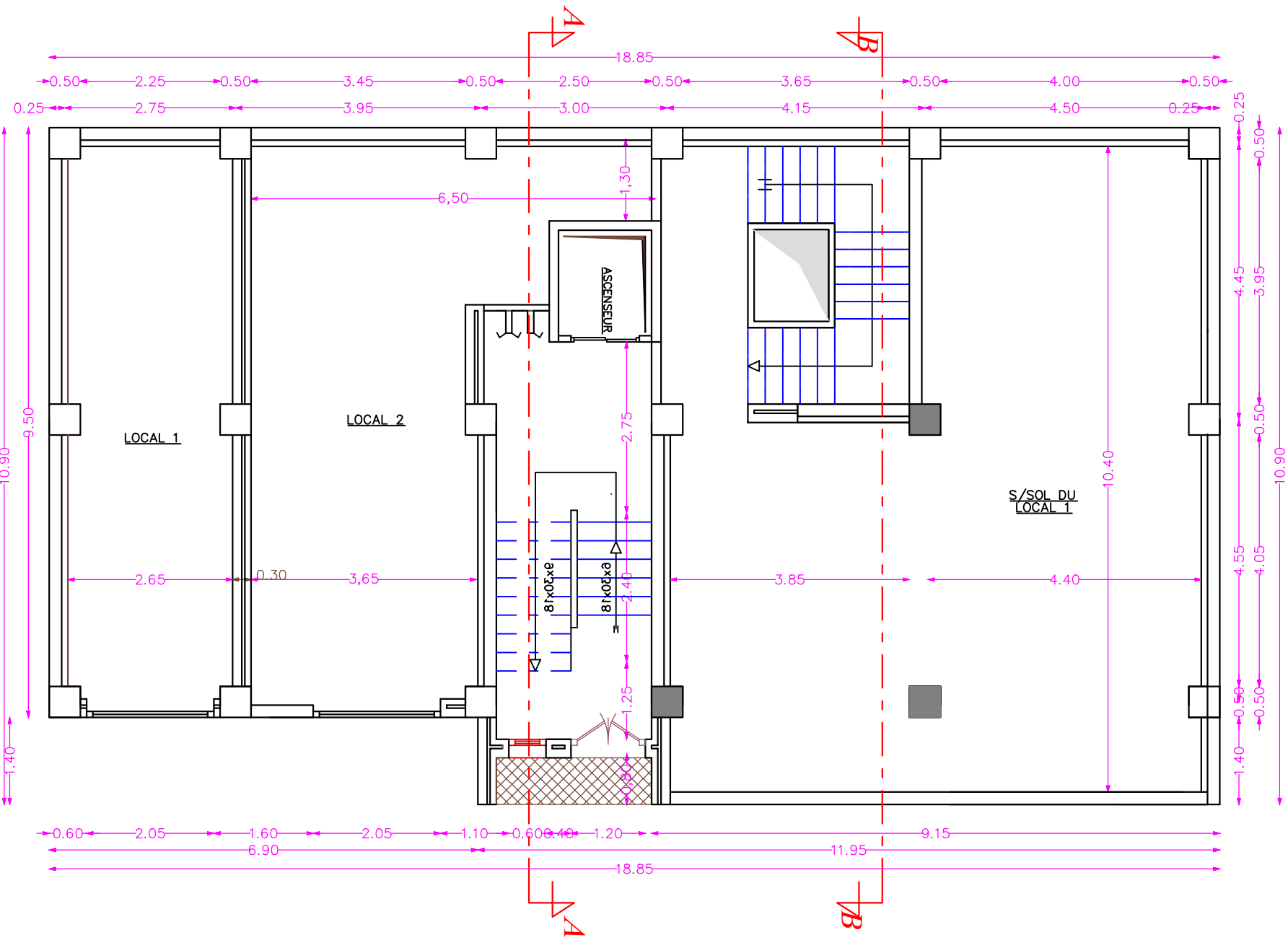
LE CHEF D'ANTENNE

مؤسس الوكالة
أ. د. جودر



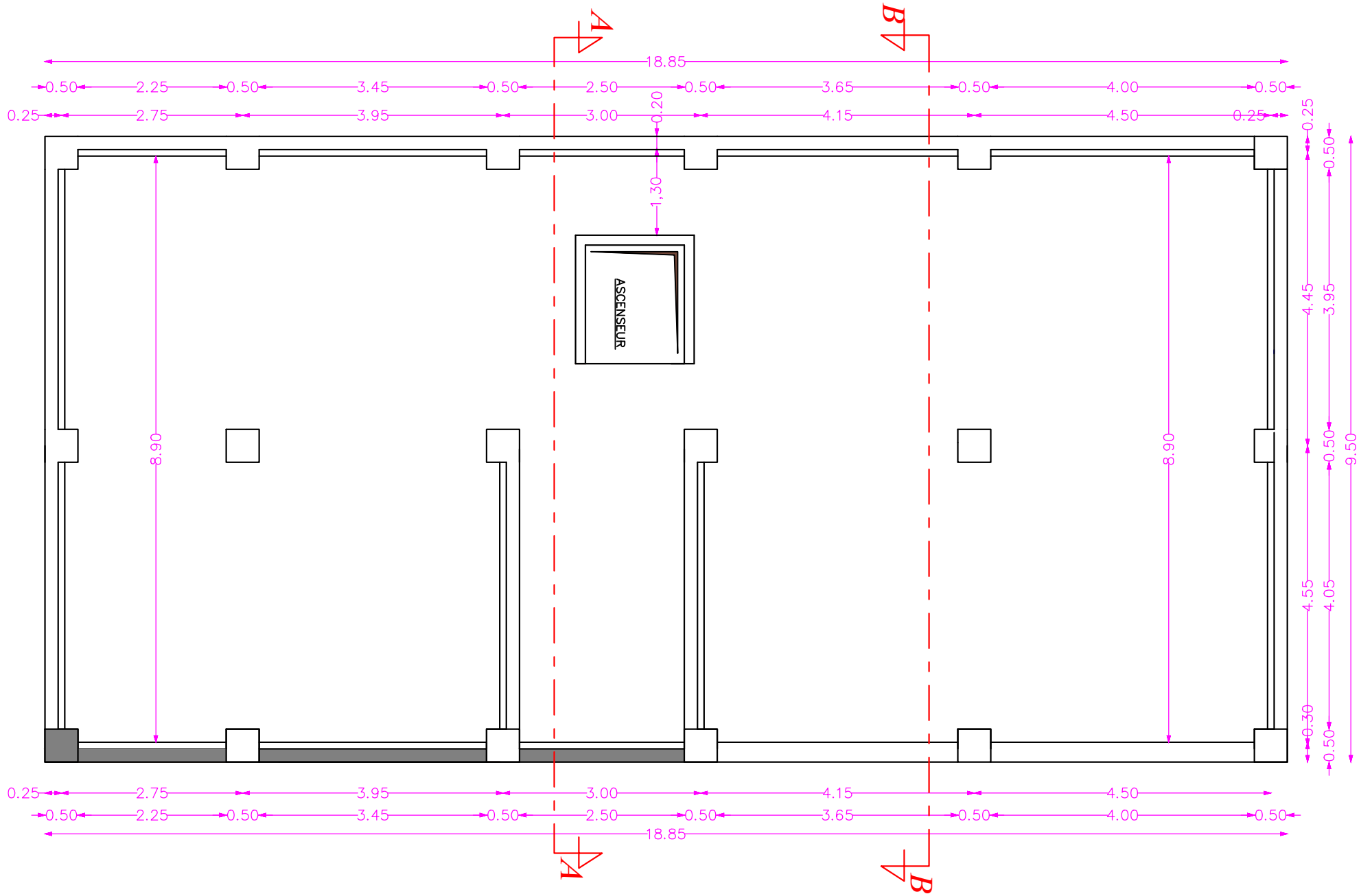
LE DIRECTEUR REGIONAL





PLAN DU ENTRE SOL BLOC - A- ECH 1/50

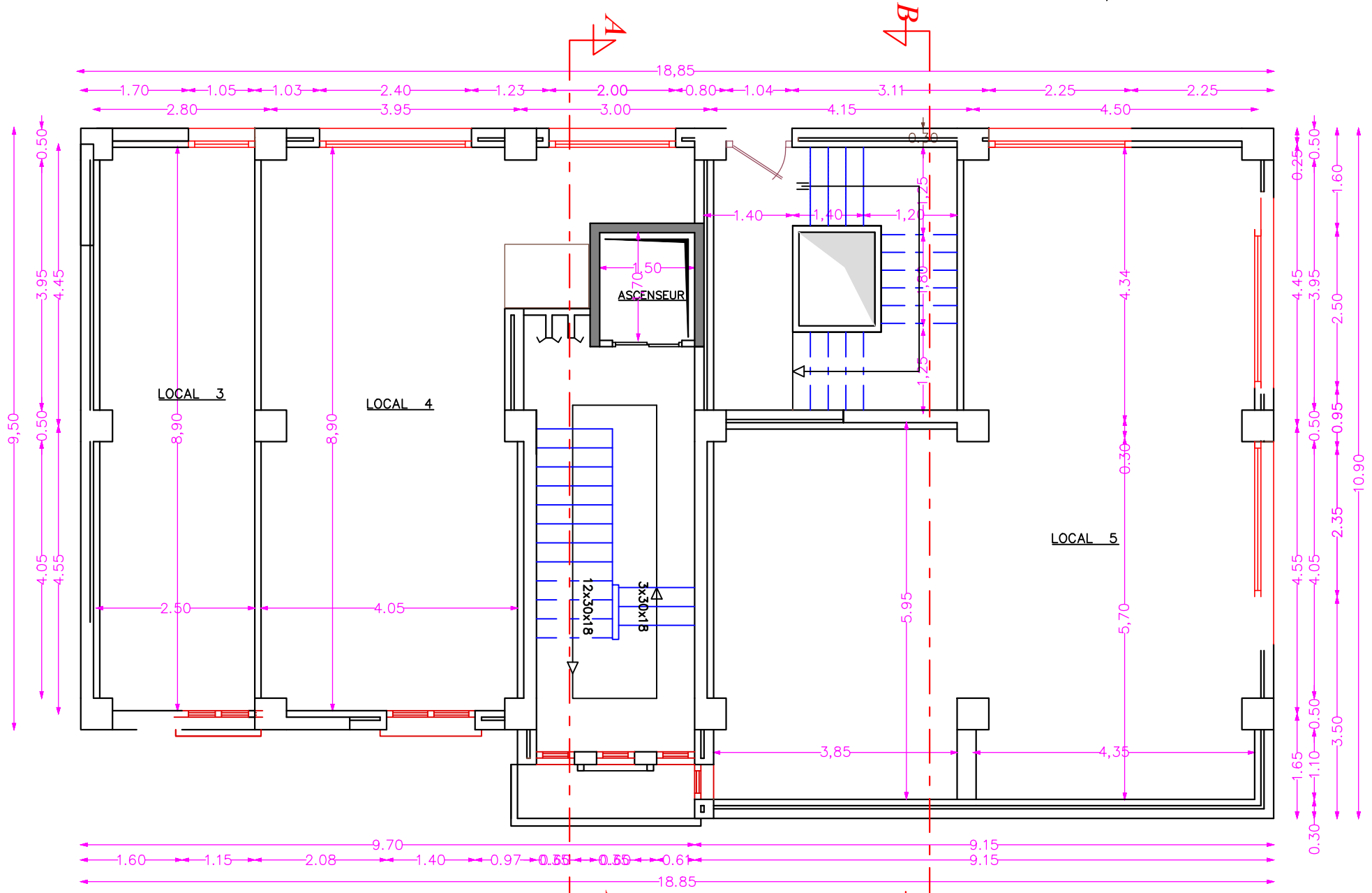
PLAN DU S/SOL BLOC – A – ECH 1/50



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

PLAN DU RDC BLOC - A - ECH 1/50



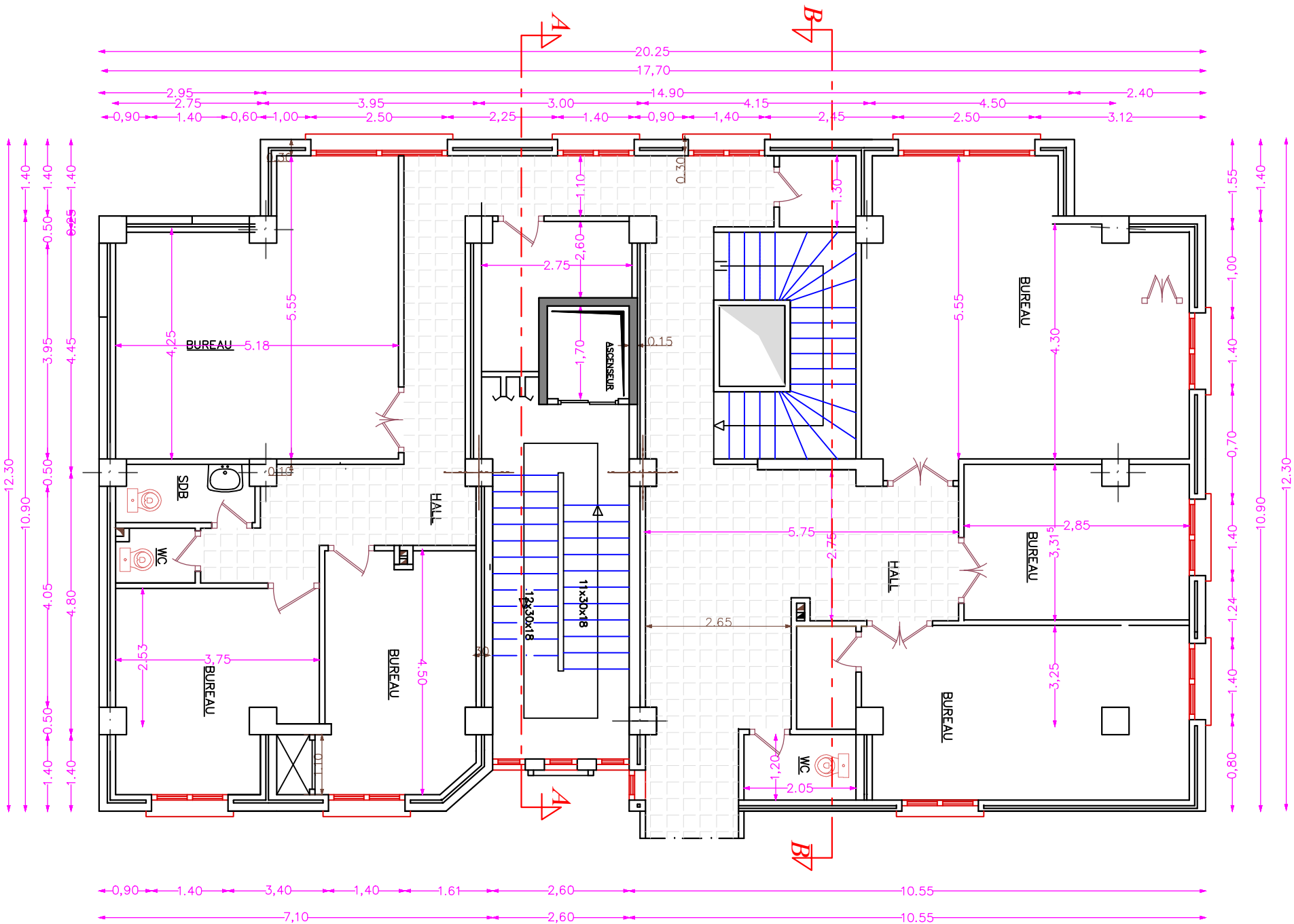
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



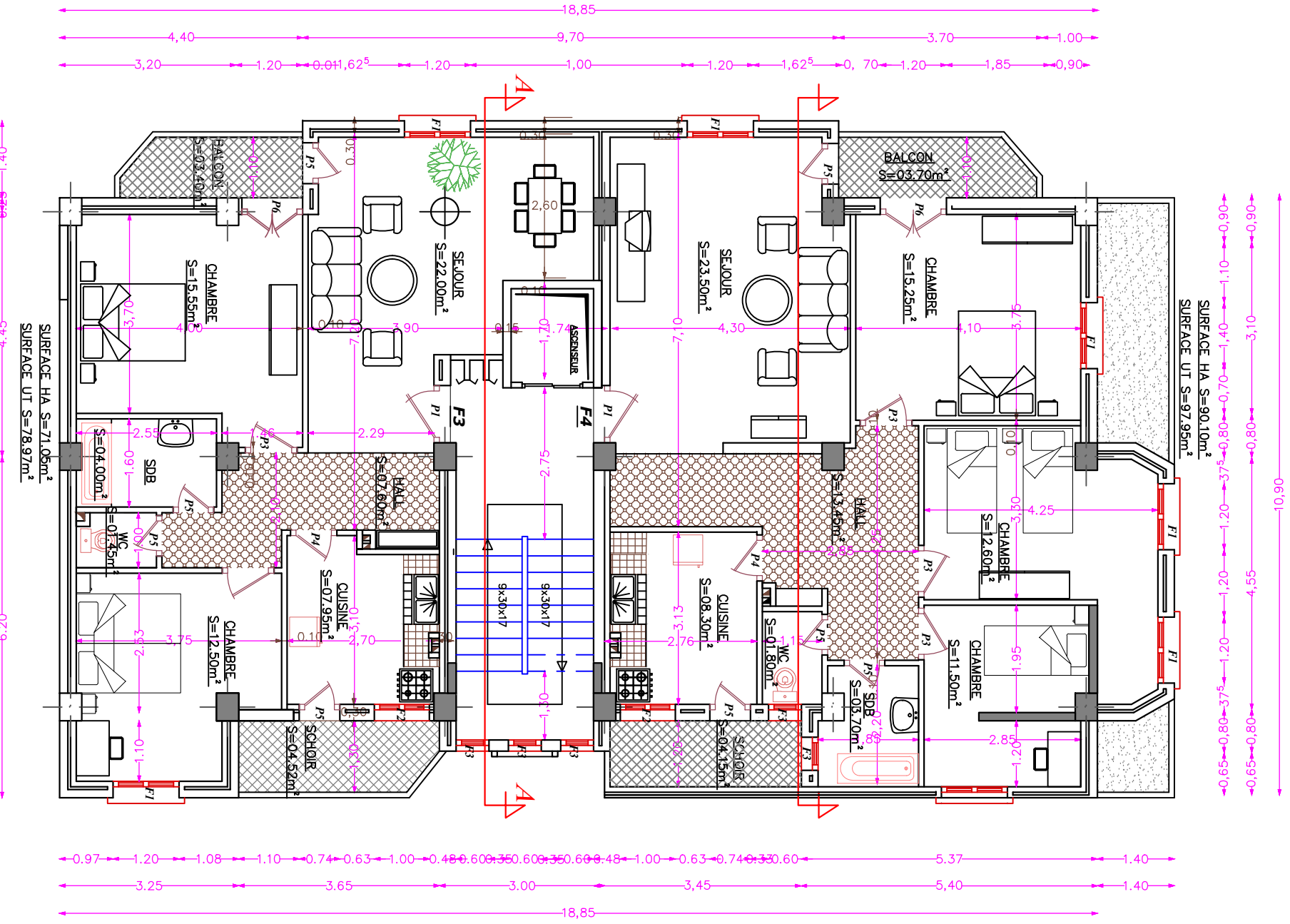
PLAN D'ETAGE SERVICE BLOC - A - ECH 1/50

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

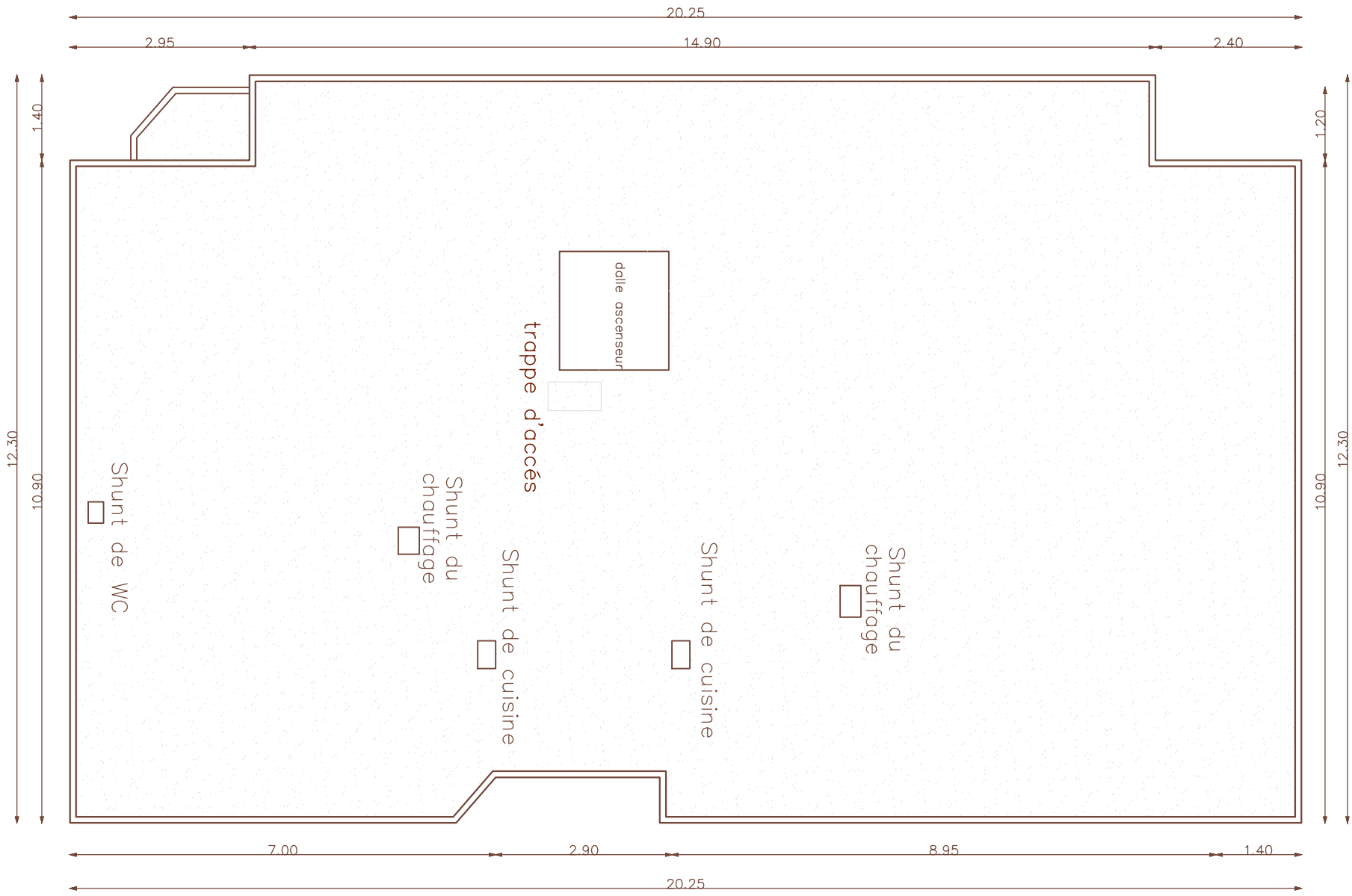
PLAN D'EGAGES 2-3-4-5-6-7-8-9-10 BLOC-A-ECH 1/50

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

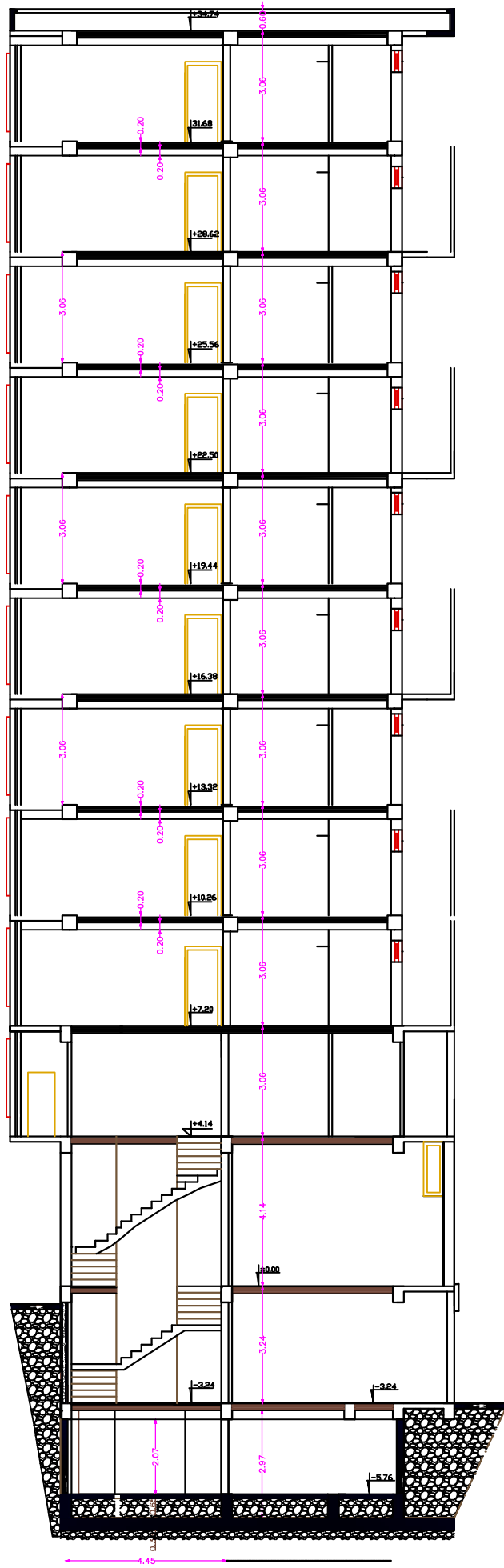


PLAN DE TERRASSE BLOC – A – ECH 1/50



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



COUPE AA BLOC - A - ECH 1/50