



جامعة بجاية
Tasdawit n Bgayet
Université de Béjaïa

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane Mira – Bejaïa

Faculté des Technologies

Département de GENIE CIVIL

Mémoire de fin d'études

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

Option : Structures

Thème

Étude d'un bâtiment

(R +7) en béton armé contreventé par un système mixte

Réalisé par :

M^{lle} RAHMOUNE Hanane

M^{lle} BIBRAS Ghania

Encadré par :

M^r LILLOUCH .S

Membres de jury :

M^r SLIMANOU

M^r SAADAOUI

Années Universitaire 2020/2021

Remerciements

En tout premier lieu, nous remercierons le bon dieu le tout puissant, de nous avoir donné la force, la patience d'accomplir ce modeste travail, ainsi que l'audace pour dépasser toutes les difficultés.

*Nous tenons tout d'abord à exprimer toute notre reconnaissance et notre profond respect à notre encadreur monsieur **LILLOUCH SAMIR** qui par ses remarques, son soutien, sa disponibilité et ses précieux conseils nous permis de mener à bien ce travail.*

Merci à ceux et celles qui nous ont aidé d'une façon ou d'une autre, de près ou de loin dans notre travail, nous les remercions du fond du cœur.

Nous remercions également, les membres du jury qui ont accepté d'évaluer ce modeste travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mon père MOULOUDÉ

Qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie, Puisse dieu faire en sorte que ce travail porte son fruit ; merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent venu de toi mon cher.

A ma mère BAYA

Qui a donné sens à ma vie, symbole de tendresse, qui m'a toujours aidé durant tout mon parcours et qui n'a cessé de prier pour moi, de m'encourager et me soutenir tout au long de mes études, merci ma chère

A mes adorable frère et sœurs ZINDINE, HAKIMA, THIZIRI dont je souhaite une vie pleine de joie et du bonheur

A toute la famille RAHMOUNE et la famille AAOUA.

Je dédie cet évènement marquant de ma vie à la mémoire de mes chères copines AMEL et LYDIA qui nous a quittées trop tôt, puisse Dieu, le tout puissant les avoirs en sa sainte miséricorde

A mes chères copines et copain GHANIA, DIHA, HALIMA, LAMIA, SIHAM, CHAFIAA, KIKI, FARES, ZINOÛ, LYDIA, KARIMA, RYMA, WARDOUCH, DIDOU, TARIK

Qui ont été à côté de moi dans mes moments difficiles.

HANANE

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mon père DJILALI

Qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie, Puisse dieu faire en sorte que ce travail porte son fruit ; merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent venu de toi mon cher.

A ma mère BAHIA

Qui a donné sens à ma vie, symbole de tendresse, qui m'a toujours aidé durant tout mon parcours et qui n'a cessé de prier pour moi, de m'encourager et me soutenir tout au long de mes études, merci ma chère

A mes adorables frères et sœurs AREZKI, FARESS, HANANE, ANIASSE, dont je souhaite une vie pleine de joie et du bonheur

A ma grand-mère que j'aime trop SAHRA que dieux te protège pour nous.

Je le dédie aussi accompagnée d'un profond amour à celui que j'aime beaucoup et qui ma soutenue tout au long de ce projet à mon fiancé NORDINE sans oublié mes beaux-parents, et toute la famille, je vous remercié pour vos encouragements et pour vos conseils précieux

A mes chères copines HANANE, SORAYA, SALIHA, SOUHILA, NORA, NAIMA, DALILA, MELISSA, SAMIA, DAMIA, FAHIMA, WARDA, BELA

Qui ont été à côté de moi dans mes moments difficiles.

GHANIA

NOTATIONS ET SYMBOLES

- At**: Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
- B**: Aire d'une section de béton
- Es**: Module de Young de l'acier
- Eij**: Module de Young instantané à l'âge de j jours
- Evj**: Module de Young diffère à l'âge de j jours
- F**: Force ou action en général
- I**: Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)
- Mser**: Moment fléchissant de calcul de service
- Mu**: Moment fléchissant de calcul ultime
- Nser**: Effort normal de calcul de service
- Nu**: Effort normal de calcul ultime
- p**: Action permanente
- õ**: Action d'exploitation
- Vu**: Effort tranchant de calcul ultime
- α** : Largeur d'un poteau ou d'un voile
- b**: Largeur d'une poutre (table), d'un poteau
- b₀**: Largeur de l'âme d'une poutre
- d**: Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton.
- e**: Excentricité de l'effort normal, Épaisseur d'une dalle
- fe**: Limite d'élasticité de l'acier
- fcj**: Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
- ftj**: Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
- g**: Charge permanente unitaire
- h**: Hauteur d'une poutre, d'une fondation
- h₀**: Hauteur du talon d'une poutre
- h1**: Hauteur du hourdis d'une poutre
- j**: Nombre de jours de maturité du béton
- L**: Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
- Lf**: Longueur de flambement.
- n**: Coefficient d'équivalence acier-béton.
- q**: Charge permanente unitaire.
- St**: Espacement des armatures transversales.
- y1**: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
- yu**: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.
- z (ou zb)**: Bras de levier du couple de flexion.
- αu** : Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.
- s**: Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (*gamma*).
- b**: Coefficient partiel de sécurité sur le béton.
- ϵ_{BC}^{\max}** : Déformations maximale du béton comprime (*epsilon*).
- ϵ_{st}** : Déformations des armatures tendues.

ϵ_{sc} : Déformations des armatures comprimées.
 η : Coefficient de fissuration relatif a une armature (*eta*).
 λ : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (*lambda*).
 μ_{ser} : Moment ultime réduit a l'ELS (*mu*).
 μ_u : Moment ultime réduit `a l'ELU.
 ν : Coefficient de poisson (*nu*).
 ρ : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (*rho*).
 σ : Contrainte normale (*sigma*).
 σ_{BC} : Contrainte maximale du béton comprime.
 σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.
 σ_{sc} : Contrainte dans les aciers comprimés.
 τ : Contrainte tangente (*tau*).
 τ_u : Contrainte tangente conventionnelle.
 τ_s : Contrainte d'adhérence.
 τ_{se} : Contrainte d'adhérence d'entraînement.
 φ : Coefficient de fluage (*phi*).
 Φ_l : Diamètre d'une armature longitudinale.
 Φ_t : Diamètre d'une armature transversale.
 ψ_s : Coefficient de scellement relatif `a une armature (*psi*).

Sommaire

Introduction générale

Chapitre 1 : Généralités

1 - 1 Introduction	3
1 - 2 Présentation de l'ouvrage	3
1 - 3 Données géotechniques du site.....	3
1 - 4 Caractéristiques géométriques.....	3
1 - 5 Différents éléments de l'ouvrage	4
1 - 6 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	5
1 - 7 Les actions et sollicitations	10
1 - 8 Évaluation des charges et surcharges	12
1 - 9 Conclusion	14

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments

2 - 1 Introduction.....	15
2 - 2 Les planchers	15
2 - 3 Les poutres.....	18
2 - 4 Pré dimensionnement des voiles.....	19
2 - 5 Pré dimensionnement des escaliers.....	19
2 - 6 Pré dimensionnement des poteaux	21
2 - 7 Conclusion	28

Chapitre 3 : Calcul des éléments secondaires

3.1 Introduction	29
3.2 Étude des poutrelles.....	29
3.2.8. Ferrailage de la dalle de compression	49
3.3. Plancher à dalle pleine	49
3.4. Étude des escaliers.....	59
3.4.3. Étude de la poutre palière.....	78
3 - 5 Étude de l'ascenseur	87
3 - 6 Étude de l'acrotère	95
3-7 Conclusion	100

Chapitre 4 : Etude et analyse sismique du bâtiment

4.1 Introduction.....	101
4.2 La méthode de calcul.....	101
4.3 Disposition des voiles.....	106
4.4 Résultats obtenus.....	107
4-5 Conclusion	117

Chapitre 5 : Etudes des éléments structuraux

5-1. Introduction.....	118
5-2. Étude des poteaux.....	118
5-3. Étude des poutres.....	128
5-4.Vérification des zones nodales	136
5-7 Études des voiles	138
5-6 Conclusion	145

Chapitre 6 : Étude de l'infrastructure

6-1. Introduction	146
6-2.Choix de type de fondations	146
6-3. Combinaisons d'actions à considérer.....	146
6-4. Études des fondations	146
6-5. Ferrailage de radier	151
6-6. Ferrailage de la nervure	155
6-7.Conclusion	161

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Les plans

LISTE DE FIGURES

Figure 1.1 Diagramme des contraintes déformations du béton a l'ELU.....	7
Figure 1.2 Diagrammes des contraintes limite du béton a l'ELS.....	8
Figure 1.3 Diagramme Contrainte Déformation de L'Acier.....	9
Figure 2.1 Coupe transversale sur un plancher à corps creux.....	15
Figure 2.2 Sens de disposition des poutrelles.....	17
Figure 2.3 Coupe transversal d'une poutrelle.....	18
Figure 2.4 Schéma de l'escalier.....	20
Figure 2.5 Schéma statique de type d'escalier.....	20
Figure 2.6 Surface afférentes du poteau le plus sollicité.....	22
Figure 3.1 Diagramme des moments aux appuis pour une poutre a deux appuis.....	30
Figure 3.2 Les moment aux appuis dans une poutre a plusieurs travées.....	30
Figure 3.3 Diagrammes des efforts tranchants pour une poutre a deux travées.....	31
Figure 3.4 Diagramme des efforts tranchant pour une poutre a plusieurs travées.....	31
Figure 3.5 Schéma statique de la poutrelle.....	34
Figure 3.6 Schéma statique des poutrelles.....	36
Figure 3.7 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	49
Figure 3.8 Dalle sur un appuis (comme console).....	49
Figure 3.9 Schéma de ferrailage de dalle sur deux appuis.....	55
Figure 3.10 Dalle pleine 3 appuis.....	55
Figure 3.11 Schéma statique de l'escalier.....	59
Figure 3.12 Schéma de ferrailage de la volée d'escalier type1.....	70
Figure 3.13 Schéma de ferrailage de la volée d'escalier type2.....	77
Figure 3.14 Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	87
Figure 3.15 Schéma statique et concept d'ascenseur.....	87
Figure 3.16 Coupe transversale d'ascenseur.....	88
Figure 3.17 Schéma représentant la surface d'impact.....	88
Figure 3.18 Schéma de ferrailage de la dalle plein du local machine.....	92
Figure 3.19 Schéma de ferrailage la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	94
Figure 3.20 Coupe transversale de l'acrotère.....	95
Figure 3.21 Section de l'acrotère à ferrailer.....	97
Figure 3.22 Schémas de ferrailage de l'acrotère (terrasse inaccessible).....	100
Figure 4.1 Spectre de réponse.....	106
Figure 4.2 Disposition des voiles de contreventement.....	107
Figure 4.3 Mode 1 (Translation suivant l'axe X-X).....	108
Figure 4.4 Mode 2 (Translation suivant l'axe Y-Y).....	109
Figure 4.5 Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z).....	110
Figure 5.1 Zone nodale.....	119
Figure 5.2 Section du poteau.....	126
Figure 5.3 Disposition constructif des portiques.....	130
Figure 5.4 2U superposée.....	130
Figure 5.5 Détermination des moments résistants.....	136
Figure 5.6 Voile simple.....	138
Figure 5.7 Voile composé.....	138
Figure 5.8 Disposition des armatures verticales (vue en plan).....	139
Figure 5.9 Disposition des voiles.....	140
Figure 5.10 Schéma de ferrailage du voile Vy1 (RDC).....	145
Figure 6.1 Semelle isolée de fondation type1.....	147
Figure 6.2 Semelle filante.....	147
Figure 6.3 Schéma de ferrailage de radier.....	155
Figure 6.4 Schéma des lignes de rupture de radier de bâtiment.....	156
Figure 6.5 Schéma des lignes de rupture sur la nervure (x-x).....	157
Figure 6.6 Section à ferrailer.....	159

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux	12
Tableau 1.2 Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux	12
Tableau 1.3 Évaluation des charges de la dalle pleine (balcons).....	13
Tableau 1.4 Évaluation des charges revenant au mur double cloison.....	13
Tableau 1.5 Évaluation des charges revenant à la dalle pleine (volée).....	13
Tableau 1.6 Évaluation des charges revenant à la dalle pleine (palier).....	14
Tableau 1.7 Évaluation des charges de la crotter	14
Tableau 2.1 Dimensions préliminaires des poteaux et le poids propres.....	22
Tableau 2.2 Résultats de la descente de charge du poteau.....	24
Tableau 2.3 Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux..	26
Tableau 2.4 Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux.....	27
Tableau 3. 2.1 Les différents types de poutrelles dans le plancher.	31
Tableau 3.2.2 Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.....	33
Tableau 3. 2.3 Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions...33	33
Tableau 3. 2.4 Les différents moments en travée dans la poutrelle type 1.	34
Tableau 3.2.5 Sollicitations à l'ELU des poutrelles de l'étage courant type 1.....	36
Tableau 3. 2.6 Sollicitations à l'ELS des poutrelles de l'étage courant type 1	36
Tableau 3. 2.7 Sollicitations à l'ELU des poutrelles de la terrasse inaccessible type 1.....	36
Tableau 3. 2.8 Sollicitations à l'ELS des poutrelles de la terrasse inaccessible type 1.....	36
Tableau 3. 2.9 Sollicitations à l'ELU des poutrelles de l'étage courant type 5.....	38
Tableau 3. 2.10 Sollicitations à l'ELS des poutrelles de l'étage courant type 5	38
Tableau 3. 2.11 Sollicitations à l'ELU des poutrelles de la terrasse inaccessible type 5	38
Tableau 3. 2.12 Sollicitations à l'ELS des poutrelles de la terrasse inaccessible type 5.....	38
Tableau 3. 2.13 Sollicitations à l'ELU des poutrelles de l'étage courant type 2.....	38
Tableau 3. 2.14 Sollicitations à l'ELS des poutrelles de l'étage courant type 2.....	39
Tableau 3. 2.15 Sollicitations à l'ELU des poutrelles de la terrasse inaccessible type 2.....	39
Tableau 3. 2.16 Sollicitations à l'ELS des poutrelles de la terrasse inaccessible type 2.....	39
Tableau 3. 2.17 Sollicitations à l'ELS des poutrelles de l'étage courant type 3.....	39
Tableau 3.2.18 Sollicitations à l'ELS des poutrelles de l'étage courant type 3.....	40
Tableau 3.2.19 Sollicitations à l'ELU des poutrelles de la terrasse inaccessible type 3	40
Tableau 3.2.20 Sollicitations à l'ELS des poutrelles de la terrasse inaccessible type 3.....	40
Tableau 3.2.21 Évaluation de la flèche dans le plancher étage courant	47
Tableau 3. 2.22 Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible.....	47
Tableau 3.2.23 Les schémas de ferrailages des poutrelles.....	48
Tableau 3.3.1 Le ferrailage de la dalle à un seul appui.....	50
Tableau 3.3.2 Ferrailage de la dalle sur deux appuis.....	53
Tableau 3.3.3 Vérification des états limités de compression de béton	54
Tableau 3.3.4 Vérification de l'état limite d'ouverture de fissure.....	54
Tableau 3.3.5 Ferrailage de la dalle sur trois appuis.....	57
Tableau 3.3.6 Vérification des états limités de compression de béton	58
Tableau 3.3.7 Vérification d'états limite d'ouverture de fissure	58
Tableau 3.4.1 Résultats de ferrailage de l'escalier type 1.....	62
Tableau 3.4.2 Vérification de la contrainte de béton pour l'escalier (type1).....	66
Tableau 3.4.3 Résultats de ferrailage de l'escalier type 2	72
Tableau 3.4.4 Vérifications de la contrainte béton armée pour escalier (type2).....	76
Tableau 3.5.1 Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	90
Tableau 3.5.2 Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur	93
Tableau 3.6.1 Combinaisons d'action de l'acrotère.....	96
Tableau 4.1 Valeurs des pénalités de Pq	104
Tableau 4.2 Périodes et taux de participation massique de la structure.	107
Tableau 4.3 Vérification des poteaux à l'effort normal réduit.....	111
Tableau 4.4 Vérification de la résultante des forces sismiques	112

Tableau 4.5	charges vertical reprise par les portiques et les voiles	112
Tableau 4.6	charges horizontales reprise par les portiques et les voiles selon le sens x-x.....	113
Tableau 4.7	charges horizontales reprise par les portiques et les voiles selon le sens y-y.....	113
Tableau 4.8	Vérification des déplacements selon le sens x-x.....	114
Tableau 4.9	Vérification des déplacements selon le sens y-y.....	115
Tableau 4.10	Vérification de l'effet P- Δ selon le sens x-x	115
Tableau 4.11	Vérification de l'effet P- Δ selon le sens y-y.....	116
Tableau 4.12	Vérification de renversement selon le sens x-x	116
Tableau 4.13	Vérification de renversement selon le sens y-y	117
Tableau 5.2.1	Armatures longitudinales et minimale dans les poteaux	119
Tableau 5.2.2	Sollicitations dans les différents poteaux	121
Tableau 5.2.3	Armatures longitudinales.....	123
Tableau 5.2.4	Armatures transversales	124
Tableau 5.2.5	Justification de l'effort normal réduit	125
Tableau 5.2.6	justification des contraintes	126
Tableau 5.2.7	Vérification des contraintes tangentielles	127
Tableau 5.2.8	Schémas de ferrailage des poteaux dans chaque niveau	128
Tableau 5.3.1	Les sollicitations les plus défavorables (poutres principales)	131
Tableau 5.3.2	Les sollicitations les plus défavorables (poutres secondaires).....	131
Tableau 5.3.3	Ferrailage longitudinal.....	132
Tableau 5.3.4	Vérification des contraintes tangentielles	134
Tableau 5.3.5	Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	134
Tableau 5.3.6	Vérification de l'état limite de compression.	135
Tableau 5.3.7	Vérification de la flèche pour les poutres	135
Tableau 5.3.8	Schémas de ferrailage des poutres	136
Tableau 5.4.1	Les moments résistant dans les poteaux	137
Tableau 5.4.2	Les moments résistant dans les poutres	137
Tableau 5.4.3	Verification de la zone nodale dans les différents étages	137
Tableau 5.5.1	Sollicitations max de calcul dans le voiles V_{x3} // à x-x.....	140
Tableau 5.5.2	Sollicitations max de calcul dans le voiles V_{y1} // à y-y.....	141
Tableau 5.5.3	Sollicitations de calcul dans le voile V_{x3} dans tous les niveaux	144
Tableau 5.5.4	Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux.....	144
Tableau 6.1	Les moments corrigé.....	152
Tableau 6.2	Section d'armature de radier	152
Tableau 6.3	Les moments corrigé.....	153
Tableau 6.4	Vérifications de la contrainte de béton.....	154
Tableau 6.5	Vérification de la contrainte dans l'acier	154
Tableau 6.6	Vérifications des contraintes à l'ELS.....	155
Tableau 6.7	Sollicitations dans les nervure à l'ELU selon x-x	157
Tableau 6.8	Sollicitation dans les nervure à l'ELS selon x-x	157
Tableau 6.9	Sollicitations dans les nervures à l'ELU selon y-y	158
Tableau 6.10	Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon y-y	158
Tableau 6.11	Résultats de ferrailages de la nervure	159
Tableau 6.12	Vérification de la contrainte du béton	159
Tableau 6.13	Vérifications de la contrainte dans l'acier	160
Tableau 6.14	verification des contraintes à l'ELS.....	160
Tableau 6.15	Les schémas de ferrailages dans les deux sens.....	161

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction générale :

En Algérie, et avant l'indépendance, y'avait un énorme problème du logement en termes de quantités, ce phénomène s'est aggravé juste à la fin de la guerre d'indépendance. Cette période était marquée par une importante croissance démographique et une relative mobilité de la population algérienne [1]. Cette dernière, dans sa majorité pauvre et non qualifiée, se dirigeait généralement vers les centres urbains sous forme d'exode rural, à savoir, celui de 1970 et celui de 1990-1998. Ces deux mouvements d'exodes sont, principalement, dus au manque de moyens et d'infrastructures en zones rurales. Un autre aspect d'habitat illégal, voir même bidon ville s'est formé en Algérie causé principalement à la construction en dur et dont les prix sont inabordable [2].

Enfin, un appareil de production incapable de répondre au déficit estimé des millions de logements et au contingent annuel beaucoup de nouveaux demandeurs. Cet appareil s'est avéré aussi incapable de permettre le renouvellement de la part importante du patrimoine immobilier qui dépasse largement la durée de vie normale d'une habitation.

L'urbanisation effectuée à ce jour, depuis l'indépendance a été caractérisée par l'urgence due à la reconstruction du pays et les rattrapages des besoins essentiels de la population : logements, équipements, infrastructures...etc. De grands programmes ont été ainsi réalisés et dans la plupart des cas ont multiplié sensiblement la taille des agglomérations et le nombre de villes qui étaient à l'origine de simples agglomérations rurales [3].

En Algérie, le risque sismique est important et majeur qui s'est malheureusement vérifié lors du séisme de d'El Asnam en 1980 qui a fait un désastre tant en vie humaine qu'en destructions des constructions, l'Algérie s'est dotée d'un règlement parasismique RPA81, suivie par le RPA81 version 83, ces deux règlements se basent sur la méthode statique équivalente pour le calcul de la force sismique. D'autres secousses moins importantes telle celle de Constantine en Octobre 1985 et autres ont fait que ces règles soient modifiées, une première révision en 1988 concernant le zoning et on n'oublie pas le séisme de mercredi 21 mai 2003 dans la localité de Boumerdes. Tant de victimes ont été enregistrées à cause d'une gestion anarchique du secteur de l'habitat donnant lieu aux RPA99 - Version 2003. Dans cette version, il y a eu principalement la révision de la carte de zonage sismique et aussi la modification du type de construction en intégrant l'utilisation des voiles de contreventement dans les structures de bâtiments en béton armé [4].

Contexte de l'étude :

Cette étude s'inscrit dans le cadre d'un projet de fin d'étude, elle consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment à 8 niveaux (R+7), à usage d'habitation implanté dans la wilaya de Bejaia qui est classée en zone **II a** selon la carte de zonage sismique du Règlement Parasismique Algérien (RPA version 2003).

Objectifs, motivations et démarches :

L'objectif de la présente étude est surtout de minimiser le risque sismique et satisfaire les exigences sécuritaires vu son utilité (habitation) et son lieu d'implantation (Bejaia) et aussi satisfaire les exigences économiques, assurer le confort, faciliter l'exécution de l'ouvrage. Et pour cela nous allons entamer le pré dimensionnement ainsi que le dimensionnement définitif à l'aide des logiciels en respectant des normes et règlements.

CHAPITRE 1

GÉNÉRALITÉS

1-1 Introduction :

L'ingénieur doit avoir des connaissances de base pour l'étude génie civil quelque soit reconnaissance des caractéristiques géométriques et caractéristiques mécaniques. Le béton armé est le matériau de construction le plus utilisé dans la plupart des ouvrages en Algérie, à cet effet il est indispensable de disposer d'une maîtrise parfaite des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation et pour cela nous allons consacrer ce chapitre pour donner quelques rappels et à la description de notre projet.

1-2 Présentation de l'ouvrage :

Notre projet est un bâtiment à 8 niveau à usage d'habitation le RDC, contenant 3 appartements et les autres niveaux contiennent 4 appartements avec une terrasse inaccessible; ce dernier est situé à la wilaya Bejaia plus précisément à AMAADAN-OUED GHIR la wilaya est classée en zone de moyenne sismicité IIa.

La hauteur totale de l'ouvrage ne dépasse pas 48 mètres donc on classe notre structure dans le groupe d'usage 2 (RPA 99 version 2003 « article 3.2 »).

1-3 Données géotechniques de site :

L'étude de l'état de sol a été réalisée par le laboratoire LTNC (LABORATOIRE D'ANALYSE DE SOL ET DE CONTRÔLE) qui est située à EL KSEUR wilaya de Bejaia.

Les résultats des essais (PDL) in situ sont :

- La contrainte admissible du sol = 2,00 bars.
- L'ancrage minimal des fondations : $D=1.8$ m.
- la catégorie de sol est S2 selon la nature géotechnique.

1-4 Caractéristiques géométriques :

Notre structure présente une forme rectangulaire avec les dimensions suivantes :

$L_x = 30,55$ m ; $L_y = 16,30$ m

Hauteur des étages (acrotère non compris).....23,12m

Hauteur totale du bâtiment26,61m

Hauteur du rez-de-chaussée.....02,89 m

Hauteur des étages courants02,89 m

1-5 Différents éléments del'ouvrage :

1-5-1 Ossature :

La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble qui est sollicité par Les efforts verticaux dus au poids propre de la construction et la surcharge d'exploitation, Les efforts horizontaux dus au séisme. Lorsque la hauteur dépasse 14m, le RPA 99 V 2003 préconise un système de contreventement assuré par des voiles et des portiques.

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux

1-5-2Voile :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

1-5-3Portiques :

Ils sont en béton armé, ils sont constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.

1-5-4Planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux qu'on appelle « diaphragme » qui assurent la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permettent la transmission des efforts aux éléments de contreventement. Le plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales et aussi doit assurer une isolation thermique et acoustique des différents étages.Pour notre cas, nous avons utilisé (2) deux types de planchers:

- Plancher à corps creux pour tous les étages.
- Plancher à dalle pleine pour les balcons et les escaliers.

1-5-5Maçonnerie :

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

- Mur extérieur : à double cloison en brique de 10cm.

- Mur intérieur : Ils sont constitués de brique creuse de 10cm.

1-5-6 Escaliers :

Les escaliers sont des éléments secondaires dans la structures servent à faciliter les déplacements verticaux entre les étages.

1-5-7 Balcon:

Par définition le balcon est une saillie pratiqué sur la façade d'un bâtiment.

1-5-8 Revêtements :

Le revêtement de la structure est constitué de:

- Carrelage de 2 cm pour : chambres, couloir et les escaliers.
- Enduit de plâtre pour les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieures.
- Céramique pour recouvrir les murs des salles d'eau.

1-6 Caractéristiques mécaniques des matériaux

1-6-1 Béton

Le béton est un mélange bien équilibré de ciment, granulats et d'eau, il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment et en eau et l'âge du béton.

La composition du béton sera fixée par le laboratoire spécialisé à partir des essais de résistance

1-6-1-2 Résistance caractéristique du béton à la compression

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours le temps de durcissement, obtenu par des essais sur éprouvette normalisée de diamètre égal à la moitié de la hauteur (16/32) cm, notée f_{c28} .

La résistance caractéristique à la compression à $j = 28$ jours est définie par :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4.67 + 0.83j} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPA} \end{array} \right. \quad \text{CBA(ArtA.2.1.1.1)}$$

-Lorsque $25 < j < 60$ → on utilise la relation précédente.

-Lorsque $j \geq 60$ → on utilise $f_{cj} = 1.1 * f_{c28}$.

Pour l'étude de ce projet on prendra :

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

1-6-1-3 Résistance caractéristique du béton à la traction

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours noté f_{ij} est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} ; \text{ avec } : f_{cj} \leq 60 \text{ MPa.} \quad \text{CBA(ArtA.2.1.1.2)}$$

D'où $f_{i28} = 2,1 \text{ MPa}$

1-6-1-4 Module de déformation longitudinale

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

a- Module de déformation longitudinal instantané

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, Le module de déformation longitudinale instantané à l'âge de " j " jours est donné par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}, E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en Mpa.} \quad \text{BAEL91(ArtA.2.1.2.1)}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ $E = 32164.2 \text{ Mpa}$

b- Module de déformation différée :

Sous des contraintes normales de longues durées (supérieures à 24 heures), pour tenir compte du retrait et du fluage, le module de déformation différée E_{vj}

$$E_{vj} = E_{ij}/3 \quad E_{vj} = 10274.14 \text{ Mpa} \quad \text{BAEL91(ArtA.2.1.2.2)}$$

1-6-1-5 Etats limites de contrainte de béton

Tous les calculs qui vont suivre au cours de cette étude seront basés sur la théorie des états limites. Un état limite est un état au-delà duquel une structure ou un de ses éléments constitutif cesseront de remplir les fonctions pour lesquelles ils sont conçus. On les a donc classés en état limite ultime (ELU) et état limite de service (ELS).

a-État limite ultime (ELU)

Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante :

- Équilibre statique de la construction (pas de renversement) ;
- Résistance de chacun des matériaux (pas de rupture) ;
- Stabilité de forme (pas de flambement) ;

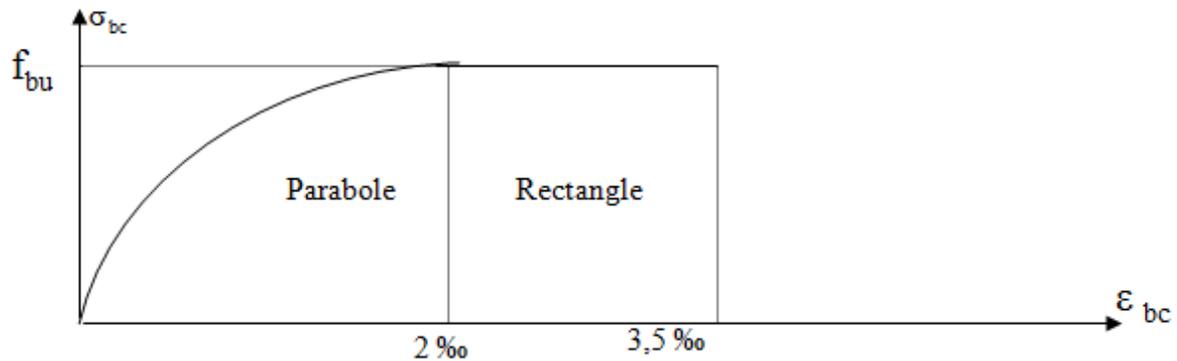


Figure 1.1.diagramme des contraintes-déformations du béton à l'ELU.

La résistance à la compression du béton est donnée par l'expression suivant :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{BAEL91(ArtA.4.3.4.1)}$$

Avec :

T : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions.

$\theta = 1$: si la durée d'application est > 24 heures.

$\theta = 0,9$: si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$: si la durée d'application est < 1 heure

À $j = 28$ jours, en situation courante;

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

γ_b : Coefficient de sécurité qui a pour valeurs :

$\gamma_b = 1,5$ dans le cas d'une situation courante.

$\gamma_b = 1,15$ dans le cas d'une situation accidentelle.

Le diagramme ci-dessus est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

- En compression pure, les déformations relatives du béton sont limitées à 2%.
- En compression avec flexion, les déformations relatives du béton sont limitées à 3,5%.

b-État limite de service (ELS)

Qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, on distingue :

- États limites de service vis-à-vis de la compression du béton.
- États limites d'ouverture des fissures.
- États limites de service de déformation.

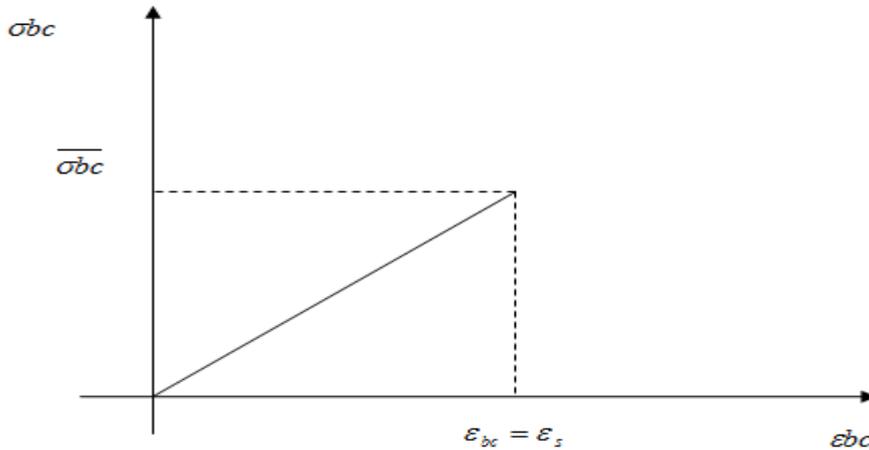


Figure 1.2.diagramme des contraintes limite du béton à l'ELS

La contrainte admissible à l'ELS est : $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

À $j = 28$ jours ; $\sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa}$.

c- la contrainte limite ultime au cisaillement :

Elle est donnée par la formule suivante

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant.

b_0 : largeur de la section considérée.

d : la hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs ci-après :

1-Cas d'une fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPA}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa}. (f_{c28}=25 \text{MPa et } \gamma_b=1.5)$$

2-Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa}. (f_{c28}=25 \text{MPa et } \gamma_b=1.5)$$

1-6-2 Aciers

Les armatures du béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface extérieur. L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et aussi à la compression pour les structures faiblement élancées.

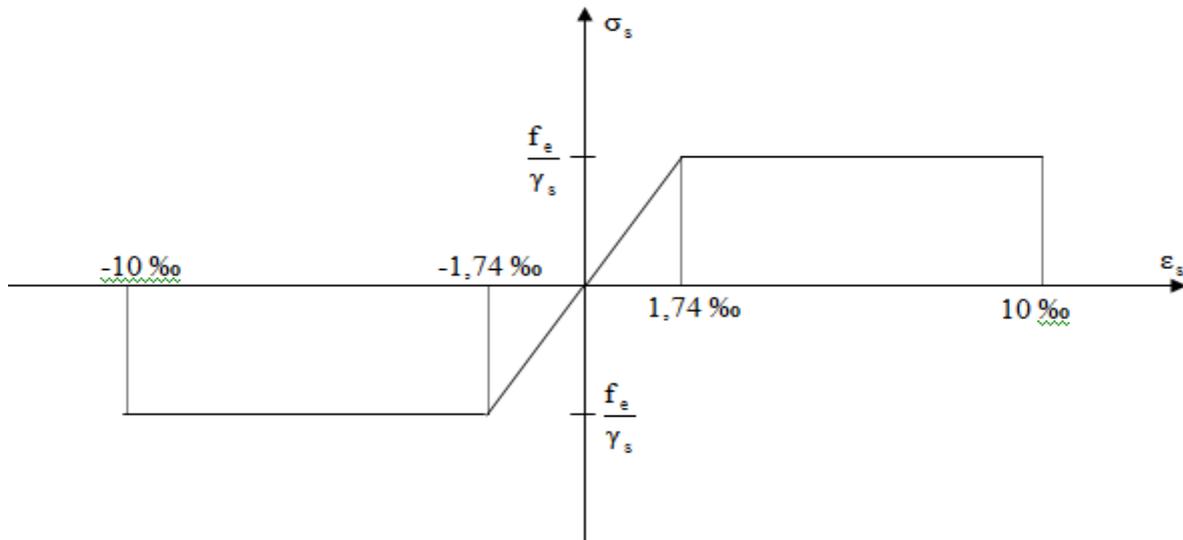


Figure 1.3.diagramme contrainte déformation de l'acier.

1-6-2-1Module d'élasticité longitudinale :

Pour tous les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale, sera pris égal à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa.}$$

1-6-2-2Contrainte limite de calcul (ELU) :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec γ_s : coefficient de sécurité :

$$\gamma_s = 1 \quad \text{Cas de situation accidentelles} \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa.}$$

$$\gamma_s = 1.15 \quad \text{Cas de situation durable} \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa.}$$

1-6-2-3contrainte limite de calcul (ELS) :

A fin de réduire le risque d'apparition des fissures dans le béton, et donc d'éviter la corrosion des armatures on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues. D'après les règles BAEL 91 modifié 99, on distingue trois cas de fissurations :

a-Fissuration peu nuisible :

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, fermés (pas de gaz, ni de

produits chimiques), dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

b-Fissuration préjudiciable :

Cas des éléments en cause sont exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$$

η : coefficient de fissuration

c-Fissuration très préjudiciable :

Cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer)

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$$

η : coefficient de fissuration

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

1-6-2-4 Protection des armatures

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

- **C = 5 cm** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- **C = 3 cm** : Pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- **C = 1 cm** : Pour les parois situées dans des locaux couverts et clos et non exposés aux condensations.

1-7 Les actions et sollicitations

1-7-1 Actions

CBA 93 (art A.3.1.1)

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

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitation.
- Des charges climatiques.

On distingue trois types d'actions.

1-7-1-1 Les actions permanentes (G)

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

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

1-7-1-2 Les actions variables (Qi)

Ce sont des actions de courte durée d'application dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

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

1-7-1-3 Les actions accidentelles (FA)

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée

D'application citant :

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

1-7-2 Sollicitations

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

1-7-3 Différentes combinaisons d'action données par le RPA

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

- Situation durable :
 - ELU : $1.35G+1.5Q$
 - ELS : $G+Q$
- Situation accidentelle :
 - $G+Q\pm E$.
 - $0.8G\pm E$.

1-8 Evaluation des charges et des surcharges

TABLEAU 1-1: Évaluation des charges du plancher étage courant.

Désignation des éléments	Épaisseur(m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Plancher corps creux (20+5)	0.25	14	3.36
Enduit en ciment	0.02	20	0.40
Cloison de séparation	0.1	10	1
Charge permanente totale	$G=5.96\text{KN/m}^2$		
Charge d`exploitation	$Q=1.50\text{KN/m}^2$		

TABLEAU 1-2: évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	Épaisseur(m)	Densité (KN/m ³)	poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.04	20	0.80
Plancher corps creux (20+5)	0.25	14	3.36
Étanchéité multicouche	0.02	06	0.12
Isolation thermique	0.015	18	0.27
Forme de pente	0.065	22	1.43
Enduit en ciment	0.02	20	0.40
Charge permanente totale	$G=6.38$		
Charge d`exploitation	$Q=1$		

TABLEAU 1-3 : Évaluation des charges de la dalle pleine (balcons).

Désignation des éléments	Épaisseur(m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.12	25	3
Enduit en ciment	0.02	20	0.40
Charge permanente totale	$G=4.6\text{KN/m}^2$		
Charge d`exploitation	$Q=3.50\text{KN/m}^2$		

TABLEAU 1-4 Évaluation des charges revenant au mur double cloison.

Désignation des éléments	Densité (KN/m ³)	Épaisseur(m)	Poids KN/m ²
Enduit de ciment	18	0.015	0.4
Brique creuses	9	0.15	1.35
Lame d`aire	/	0.05	/
Brique creuses	9	0.1	0.9
Enduit de plâtre	/	/	0.15
Charge permanente G			$G=2.8$

TABLEAU1-5: Évaluation des charges de la dalle pleine (Volée).

Désignation des éléments	Épaisseur(m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Marches	0.18× (1/2)	22	1.87
paillage	0.14/cos(α)	25	4.10
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Garde corps	/	/	0.60
Charge permanente totale	$G=7.97\text{KN/m}^2$		
Charge d`exploitation	$Q=2.5\text{KN/m}^2$		

TABLEAU1-6: Évaluation des charges du palier.

Désignation des éléments	Épaisseur(m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.14	25	3.5
Enduit en ciment	0.02	10	0.40
Charge permanente totale	$G=5.10\text{KN/m}^2$		
Charge d`exploitation	$Q=2.5\text{KN/m}^2$		

TABLEAU1-7 : Évaluation des charges de l'acrotter.

Désignation des éléments	Épaisseur(m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	0.15	25	2.462
Enduit ciment intérieur	0.02	20	0.28
Enduit ciment extérieur	0.02	20	0.21
Charge permanente totale	$G=2.952\text{KN/ml}$		
Charge d`exploitation	$Q=1\text{KN/ml}$		

1-9 Conclusion :

Notre projet a réalisé l'étude d'un bâtiment en béton armé ; on consacre ce chapitre pour donner une brève description de l'ouvrage qui nous a été confié pour l'étude et aux définitions des éléments qui le constitue ainsi que les principales caractéristiques des bétons armés.

CHAPITRE 2

PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

2-1-Introduction :

La structure est un ensemble d'éléments on distingue deux types : éléments principaux et éléments secondaires ce chapitre est consacré à pré-dimensionner les éléments secondaires (plancher, poutrelles, ...).

2-2-Les planchers :

Le plancher est une structure horizontale supporte les surcharges d'exploitations et les charges permanentes.

Dans ce chapitre on étudie deux types :

- Planchers à corps creux.
- Plancher dalle plein.

2-2-1-Plancher corps creux :

Ce type de plancher est constitué de corps creux qui ont un rôle de coffrage, isolation phonique et aussi constitués de poutrelles qui sont des éléments résistants du plancher ; et de dalle de compression qui sert à répartir uniformément les charges (hauteur varie de 4 à 6 cm) et aussi treillis soudé il sert à armer la dalle de compression.

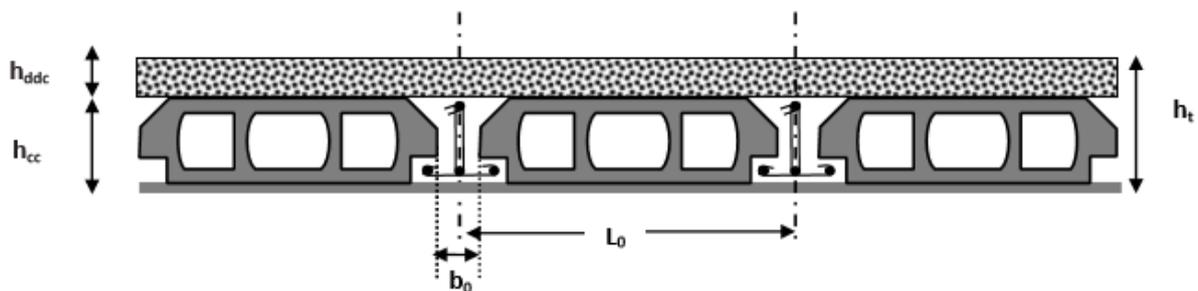


Figure 2.1. Coupe transversale sur une dalle à corps creux

L_0 : distance entre axe des poutrelles

b_0 : largeur de la nervure.

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation du CBA 93 suivant :

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{22.5} \quad (\text{B.6.8.4.2.4 CBA93})$$

l_{max} : travée maximale des poutrelles entre nus d'appuis.

h_t : hauteur totale du plancher.

$$L_{max}=560\text{cm}$$

$$L_{max}=560 \rightarrow h \geq \frac{560}{22.5} = 24.88\text{cm}.$$

On adopte un plancher de hauteur ($h_t=c_c=h_0=20+5$)=25cm

$c_c=20\text{cm}$: Hauteur du corps creux.

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

2-2-2 dalles pleines

- **Résistance au feu**

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

$e = 11\text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu. **(CBA93)**

$e = 17.5\text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

- **Isolation phonique : $e \geq 13\text{ cm}$**

(CBA93)

- **Résistance à la flexion**

- Dalle reposant un appui : $e > \frac{lx}{20}$

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$.

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$.

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

1- Dalle sur 1 appui

On a $lx=1.5\text{m}$

$$e > \frac{lx}{20} \Rightarrow e > 7.5\text{cm}$$

2- Dalle sur 2 appuis

On a : $L_x=1.9\text{m}$; $L_y=1.9\text{m}$.

$$\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30} \Rightarrow 5.42\text{cm} < e < 6.33\text{cm}$$

3-dalles sur 3 appuis

$L_x=1,8\text{m}$; $L_y=1,9\text{m}$.

$$\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40} \Rightarrow 3.6\text{cm} < e < 4.5\text{cm}$$

Finalement l'épaisseur à retenir pour les trois types de dalle est : **$e=14\text{ cm}$**

2-2-3 Les Poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués ou coulé sur place en béton armé ou précontraint leur rôle est de transmettre les charges verticales aux poutres, les poutrelles sont calculées comme des sections en T.

Disposition des poutrelles :

- Critère de la plus petite portée : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Critère de continuité : les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis.

La disposition des poutrelles choisie pour notre structure satisfait les deux critères cités déjà et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure (fig. 1-5).

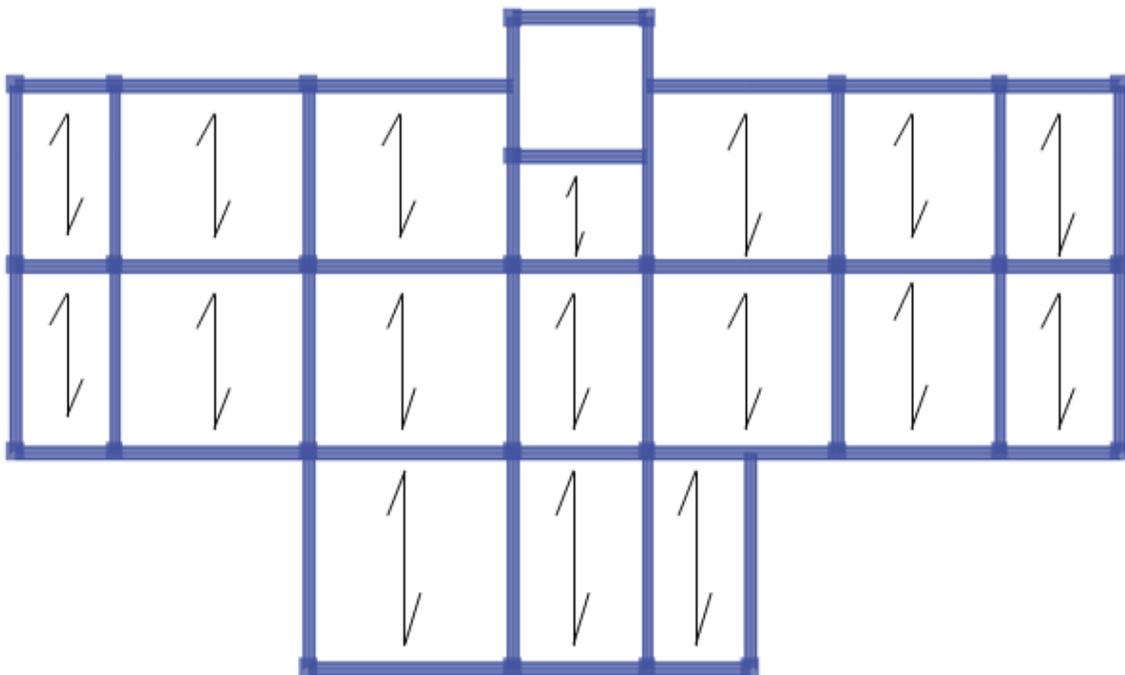


Figure 2.2. Sens de la disposition de poutrelles adoptées

Elles se calculent comme une poutre continue de section T.

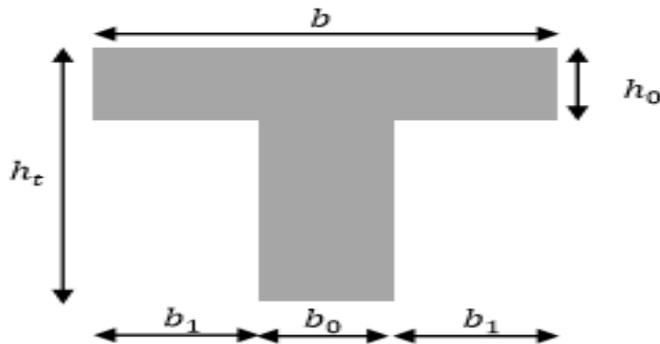


Figure 2.3. coupe transversale d'une poutrelle

Avec :

h_t : hauteur totale du plancher ($h_t = cc + h_0 = 25\text{cm}$).

h_0 : hauteur de la dalle de compression ($h_0 = 5\text{cm}$).

b_0 : largeur de la nervure.

La valeur de b_0 dépend de la hauteur totale du plancher, elle est prise entre :

$$(0.4-0.6) h_t \Rightarrow 8\text{cm} \leq b_0 \leq 14.4\text{cm}.$$

On prend $b_0 = 10\text{cm}$.

b : largeur efficace de la dalle donnée par la formule.

L_x : représente la distance entre poutrelles (55cm).

L_y : distance entre nus d'appuis des poutrelles ($L_y = 500\text{cm}$).

$$b \leq 2 \left[\min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right) + \frac{b_0}{2} \right] \Rightarrow b \leq 2 \left[\min\left(\frac{55}{2}; \frac{500}{10}\right) + \frac{10}{2} \right] \Rightarrow b \leq 65\text{cm}$$

D'où la valeur de la table de compression est prise égale à :

$$b = 65\text{cm}.$$

2-3 Les poutres

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

2-3-1 Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

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

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

$$L_{\max}=560-30 \Rightarrow L_{\max} = 530\text{cm} \Rightarrow 35.33\text{cm} \leq h \leq 53\text{cm}.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ h = 40 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 version 2003 Art .7.5.1})$$

2-3-2 Les poutres secondaires

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

$$L_{\max}=530-30 \Rightarrow L_{\max} = 500\text{cm} \Rightarrow 33.33\text{cm} \leq h \leq 50\text{cm}.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ h = 40 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 version 2003 Art: 7.5.1})$$

2-4 Pré dimensionnement des voiles

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{22}; 15\text{cm} \right]. \quad \text{RPA99 (Article 7.7.1)}$$

h_e : C'est la hauteur libre d'étage

$$h_e = 2.98\text{m} \Rightarrow e \geq \max (13.13; 15) \Rightarrow e \geq 15$$

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

2-5 Pré-dimensionnement des escaliers

e : (Épaisseur d'escalier)

L_0 : (Longueur projeté de la paillasse)

g : (Giron)

h : (Hauteur de la contre marche)

α : (Inclinaison de la paillasse)

E : (Emmarchement)

L' : longueur projeté de la volée

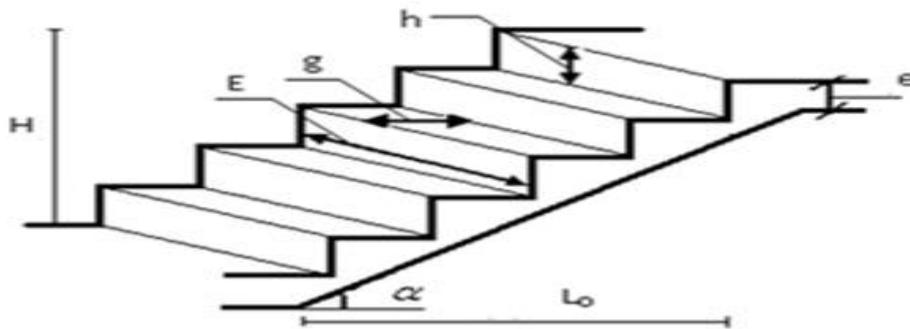


Figure2-4: schémas de l'escalier

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

- la hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- la largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de BLONDEL: $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$.

$$g = \frac{L}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$$

Avec : $n-1$: Nombre de marche ; L : longueur de la volée ; n : nombre de contre marche.

Type I : Escalier a deux volées contrariées avec palier de repos

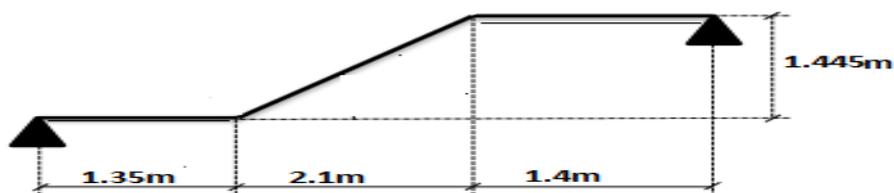


Figure2-5 : schémas statique de type d'escalier

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

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \dots\dots\dots \text{Condition de la flèche}$$

$16.16 \leq e \leq 24.25 \Rightarrow$ On opte: **$e = 17\text{ cm}$**

Calcul du nombre de marche et de contre marche :

On a : $L_0 = 210\text{ cm}$; $H = 144.5\text{cm}$

$$64n^2 - (64 + 2H + 10)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - 563n + 289 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : $n = 8$.

Le nombre de marche est : $n - 1 = 7$.

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

$$g = \frac{l_0}{n-1} = \frac{210}{8} = 30\text{cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{144.5}{8} = 18\text{cm}$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30\text{cm}$.

La hauteur d'une contremarche est : $h = 18\text{cm}$.

Pour le 2eme types on a $e = 17$; $n = 9$; $n - 1 = 8$; $h = 18\text{cm}$; $g = 30\text{cm}$

2-6-Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux qui transmettent les charges verticales aux fondations

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

1-Critère de résistance.

2- Critère de stabilité de forme (flambement).

3- Conditions de RPA.

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

TABLEAU2-1 dimension préliminaires des poteaux et le poids propres

Niveau	Dimensions (b × h) cm ²	Poids propres $\gamma_c \times b \times h \times H_e$
RDC	45*50	16,26
Etage1	45*45	14,63
Etage2	40*45	13,005
Etage3	40*40	11,56
Etage4	35*40	10,115
Etage5	35*35	8,851
Etage6	30*35	7,586
Etage7	30*30	6,502

Avec :

$\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique du béton).

$H_e = 2,89 \text{ m}$ (hauteur du poteau pour tous les étages).

2-6-1 Surfaces afférentes :

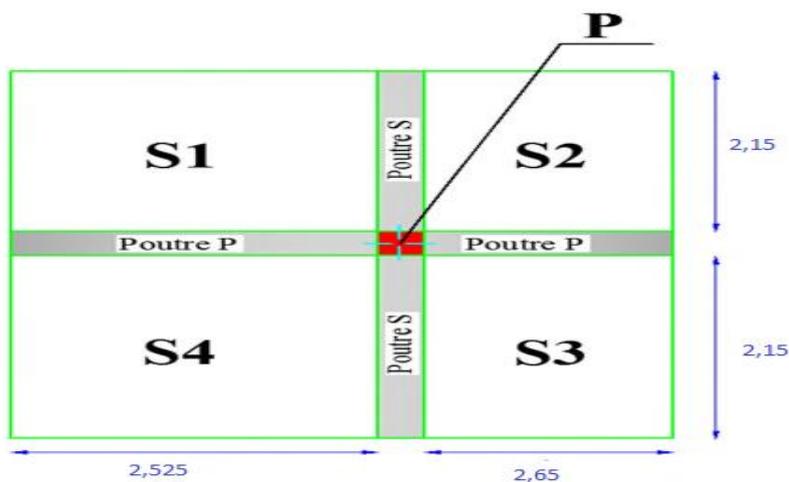


Figure 2.6. Surfaces afférentes du poteau le plus sollicité.

$$\left. \begin{aligned} S1 &= 2,525 \times 2,15 = 5,429 \text{ cm}^2. \\ S2 &= 2,65 \times 2,15 = 5,697 \text{ cm}^2. \\ S3 &= 2,525 \times 2,15 = 5,429 \text{ cm}^2. \\ S4 &= 2,15 \times 2,65 = 5,697 \text{ cm}^2. \end{aligned} \right\} ST = 22,251 \text{ cm}^2.$$

-La longueur de la poutre principale $L_{pp} = 5,175 \text{ m}$.

-La longueur de la poutre secondaire $L_{ps} = 4,3 \text{ m}$.

- Les charges transmettent par les poutres :

$$\left. \begin{aligned} G_{pp} &= \gamma_c \times h_{pp} \times b_{pp} \times L_{pp} = 25 \times 0,3 \times 0,4 \times 5,175 = 15,525 \text{ KN.} \\ G_{ps} &= \gamma_c \times h_{pp} \times b_{pp} \times L_{pp} = 25 \times 0,3 \times 0,4 \times 4,3 = 12,9 \text{ K N.} \end{aligned} \right\} G_{poutre} = 28,425 \text{ KN.}$$

- Les charges permanentes transmises au poteau :

$$G_{\text{terrasse acc}} = G_{\text{terrasse}} \times S_{cc} = 6,38 \times 22,25 = 141,955 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{plancher}} = G_{cc} \times S_{cc} = 5,96 \times 22,25 = 132,61 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{mur}} = L_{\text{mur}} \times G_{\text{mur}} \times H_e = \left(\frac{5,3}{2} + 2 + \frac{4,3}{2} \right) \times 2,8 \times 2,89 = 55,0256 \text{ KN.}$$

- Les charges d'exploitations transmises au poteau

$$Q_{\text{terrasse acc}} = Q_{\text{terrasse}} \times S_{cc} = 1 \times 22,25 = 22,25 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{plancher}} = Q_{cc} \times S_{cc} = 1,5 \times 22,25 = 33,375 \text{ KN.}$$

2-6-2 La loi de dégression :

Étant donné que nous avons plus de 5 niveaux nous allons calculer les charges d'exploitations en respectant la loi de dégression définie par le DTR cette loi s'applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau.

Sous la terrasse : Q_0

Sous le 7^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$ **(DTR B.C 2.2.6.3)**

Sous le 5^{ème} étage : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 4^{ème} étage : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 3^{ème} étage : $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs (pour $n \geq 5$) : $Q_0 + (3 + n) / (2 * n) \sum q_i$

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau sont récapitulés dans le tableau ci-après :

TABLEAU2-2 résultat de la descente de charge du poteau

Niveau	Éléments	Poids propre G(KN)	Surcharges Q(KN)
N0	Plancher terrasse	141.955	22.25
	Poutre	28,425	
	total	170.38	
N0*	N0	170.38	
	Poteaux	6,502	
	Mur double cloison	55,0256	
	total	231.908	
N1	N0*	231,908	55.625
	Plancher corps creux	132,61	
	Poutre	28,425	
	Poteaux	7,586	
	Mur double cloison	55,0256	
	total	455,555	
N2	N1	455,555	85.662
	Plancher corps creux	132,61	
	Poutre	28,425	
	Poteau	8,851	
	Mur double cloison	55,0256	
	total	680,467	
N3	N2	680,467	112.362
	Plancher corps creux	132,61	
	Poutre	28,425	
	Poteau	10,115	
	Mur double cloison	55,0256	
	total	906,643	
N4	N3	906,643	135.725
	Plancher corps creux	132,61	
	Poutre	28,425	
	Poteau	11,56	
	Mur double cloison	55,0256	
	total	1134,264	
N5	N4	1134,264	155.750
	Plancher corps creux	132,61	
	Poutre	28,425	
	Poteau	13,005	
	Mur double cloison	55,0256	
	total	1363,333	

N6	N5	1363,333	172.437
	Plancher corps creux	132,61	
	Poutre	28,425	
	Poteau	14,63	
	Mur double cloison	55,0256	
	Total	1594,402	
N7	N6	1594,402	188.124
	Plancher corps creux	132,61	
	Poutre	28,425	
	Poteau	16,26	
	Mur double cloison	55,0256	
	total	1826,723	

2-6-3 Calcul des efforts normaux :

a-Effort normal à l'ELU :

Avec $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$

$$N_u = 1,35 \times 1826,723 + 1,5 \times 188,124 = 2748,262 \text{ KN.}$$

b-Effort normal à l'ELS :

$$N_s = G + Q$$

$$N_s = 1826,723 + 188,124 = 2014,847 \text{ KN.}$$

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le [4] (Art B.8.1.1) nous exige de majorer

L'effort N_u comme suit :

10%... poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées.

15%... poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées.

Dans notre cas, le portique est deux travées, donc l'effort N_u sera majoré de 15%.

$$N_u^* = 1,15 N_u$$

$$N_u^* = 1,15 \times 2748,262$$

$$N_u^* = 3160,5013 \text{ KN.}$$

2-6-4 Vérifications à faire :

a-Vérification à la compression simple :

➤ Vérification du poteau du RDC (45*50) cm²

Le dimensionnement se fait à l'ELU

$$\frac{N_u}{B} \leq \sigma_{bc} \quad \text{avec} \quad \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$B \geq \frac{Nu^*}{0,6 \times fc28} = \frac{3160.5013 \times 10^{-3}}{0,6 \times 25} = 0,210 \text{m}^2$$

On a $B=0,5 \times 0,45=0,225 \text{m}^2$

Avec B : la section du poteau.

$B=0,225 > 0,201$ condition vérifié.

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau ci-après

TABLEAU 2-3 vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité à chaque niveau

Étage	Nu*(KN)	Section (m ²)	condition ($B \geq B_{calculé}$)		Observation
			B (m ²)	B _{calculé} (m ²)	
7	381.096	30*30	0,09	0,025	Vérifiée
6	768.280	30*35	0,105	0,051	Vérifiée
5	1151.836	35*35	0,122	0,077	Vérifiée
4	1531.762	35*40	0,140	0,102	Vérifiée
3	1908.328	40*40	0,160	0,127	Vérifiée
2	2281.537	40*45	0,180	0,152	Vérifiée
1	2652.208	45*45	0,202	0,176	Vérifiée

b-Vérification au flambement :

D'après le CBA93 (Art B.8.8.1), la vérification suivante est indispensable :

$$Nu \leq \alpha \left(\frac{Br \quad fc28}{0,9\gamma_b} + \frac{A \quad fe}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

- $Br = (b-2) \times (h-2) \text{ cm}^2$ (section réduite du poteau).
- As : section d'armature comprimé. (On prend 1% Br)
- γ_s : coefficient de sécurité des aciers.

- α : coefficient réducteur qui en fonction de l'élanement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } 0 < \lambda \leq 50 \dots\dots\dots 1 \\ 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \dots\dots\dots 2 \end{cases}$$

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

L_f : longueur de flambement.

L_0 : longueur du poteau.

i : rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$. CBA 93(Article B.8.4.1)

I : moment d'inertie $I = \frac{b \times h^3}{12}$

➤ **Vérification de poteau RDC (45*50) m² :**

$$L_f = 0.7l_0 = 0.7 \times 2.49 = 1.743 \text{ m}$$

$$B = 0.45 \times 0.50 = 0.225 \text{ m}^2$$

$$I = [0.45 \times (0.50)^3] / 12 = 4.687 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{4.687 \times 10^{-3}}{0.225}} = 0.144$$

$$\lambda = \frac{1.743}{0.144} = 12.104 \leq 50 \Rightarrow \text{d'après 1 } \alpha = 0.830$$

D'après BAEL91 on doit vérifier :

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \times \left[\frac{fc28}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$Br \geq 0.165 \text{ m}^2.$$

Or nous avons :

$$Br = (0.5 - 0.02) \times (0.45 - 0.02) = 0.205 \text{ m}^2.$$

0.205 > 0.152 donc la condition est vérifiée (le poteau ne risque pas de flamber).

De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

TABLEAU 2-4 vérification au flambement du poteau le plus sollicité à chaque niveau

Niveau	Nu(KN)	i(m)	λ	α	condition ($B \geq B_{\text{calculé}}$)		observation
					Br	$B_{\text{calculé}}$	
7	381096	0.086	20.127	0.797	0.09	0.021	Vérifiée
6	768.280	0.101	17.257	0.810	0.105	0.043	Vérifiée
5	1151.836	0.101	17.257	0.810	0.122	0.064	Vérifiée
4	1531.762	0.115	15.156	0.819	0.140	0.085	Vérifiée
3	1908.328	0.115	15.156	0.819	0.160	0.105	Vérifiée

2	2281.537	0.130	13.408	0.825	0.180	0.125	Vérifiée
1	2652.208	0.130	13.408	0.825	0.202	0.146	Vérifiée

C-Vérification des conditions du RPA 99 / 2003 :

Notre projet est implanté dans la zone IIa, donc la section des poteaux doivent répondre aux exigences suivantes :

Min (b×h) = 30..... Vérifiée

Min (b×h) = $30 > \frac{H_e}{20} = 14.4$ Vérifiée

RPA99 (Art 7.4.1)

$h/b = 1 \leq 4$ Vérifiée

2-7 Conclusion :

Pour stabilité de bâtiment vis-à-vis à la sollicitation du second genre, pour que le bâtiment soit bien contreventé, les sections adoptées pour les éléments sont :

- Plancher corps creux (20+5) cm
- Poutre principale (b*h) = (30*40)
- poutre secondaire (b*h) = (30*40)
- poteaux : RDC (b*h) = (45*50) on diminue de 5 cm pour les autres étages jusqu'à 7eme étage.

CHAPITRE 3
CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

3-1 Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (planchers corps, plancher dalle plein, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : pré dimensionnement des éléments, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section de acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur.

3-2 Etude des poutrelles

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

3-2-1 Méthode de calcul :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous charge permanentes G et charge d'exploitation Q comme poutre continue et pour cela on a deux méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

a)-Méthode forfaitaire :

Elle est applicable pour le calcul des plancher à surcharge modérée et sous les conditions suivantes :

- 1- Plancher à surcharge modérées $Q \leq \min (2 \times G, 5) \text{ KN/m}^2$
- 2- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$
- 3- Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée
- 4- Fissuration peu nuisible.

Application de la méthode :

- **Moments sur les appuis :**

Appuis de rive :

Les moments sur les appuis de rives sont nuls. Mais le BEAL exige des armatures de constructions selon un moment fictif qui égale à $(0.15M_0)$.

Appuis intermédiaires :

$(-0.6M_0) \rightarrow$ pour une poutre à deux travées.

$(-0.5M_0) \rightarrow$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$(-0.4M_0) \rightarrow$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

M_0 : c'est le maximum des deux moments isostatique encadrant appuis considéré.

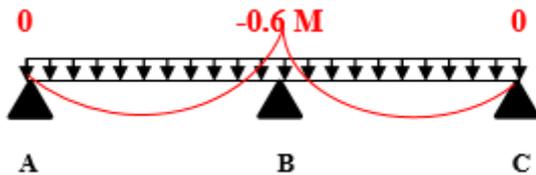


Figure3-1 : diagramme des moments aux appuis pour une poutre à deux appuis

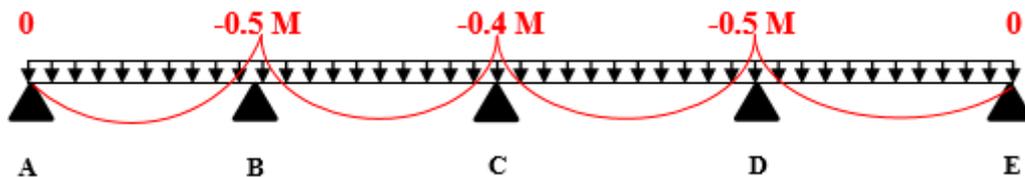


Figure3-2 : les moments aux appuis dans une poutre à plusieurs travées.

- **Moment en travées :**

a. $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3\alpha) M_0)$

b.
$$\begin{cases} M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 / 2 & \text{dans une travée intermédiaire.} \\ M_t \geq (1.2+0.3\alpha) M_0 / 2 & \text{dans une travée de rive.} \end{cases}$$

M_t : le moment maximum en travée entre a et b.

M_0 : moment isostatique de la travée considérée.

- **Évaluation des efforts tranchants :**

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'effort tranchant isostatique doit être majorée V_0 de :

- - 15% si c'est une poutre à deux travées.
- - 10 % si c'est une poutre à plusieurs travées.

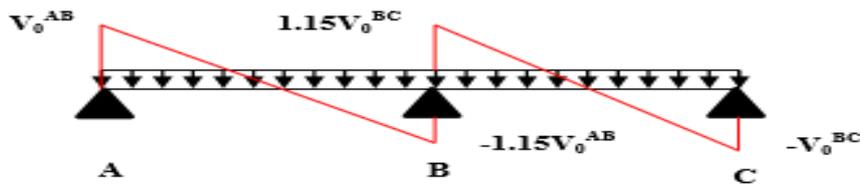


Figure3-3 : diagrammes des efforts tranchants pour une poutre à deux travées.

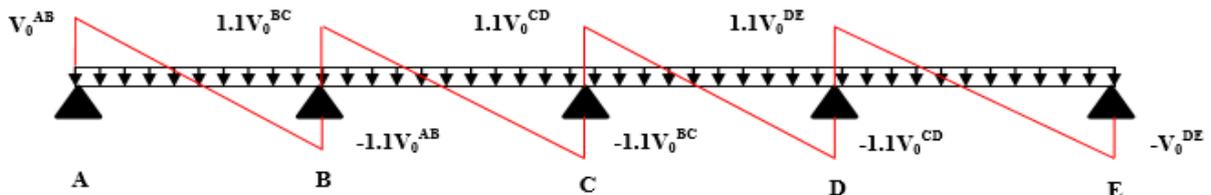


Figure3-4 : diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plusieurs travées.

b)- methode de caquot :

Si le plancher à surcharge élevée ($Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

1. La variation des moments d’inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
2. L’amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

Application de la methode :

• **Moment en travée**

$$M(x) = M_0(x) + Mg \times (1 - \frac{x}{l}) + Md \times \frac{x}{l}$$

$$M_0(x) = q \cdot \frac{x}{2} (l-x) \quad , \quad x = \frac{l}{2} - \frac{Mg - Md}{x \cdot l}$$

• **Moment en appui**

$$M_i = \frac{qg \times l'^3 + qd \times l^3}{8.5 \times (l'g + l^3)}$$

Avec :

- $l'd, l'g$: Longueurs fictives à gauche et à droite de l’appui considéré.
- $L' = \begin{cases} 0.8l \dots \dots \dots \text{travee intermediaire} \\ 1 \dots \dots \dots \text{travee de rive} \end{cases}$

- qg, qd :Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.
- **Efforts tranchants**

Il sont calculee par la méthode de la RDM :

$$V_i = V_0 - \frac{Mg - Md}{l_i}$$

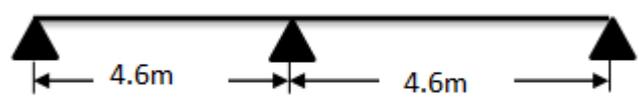
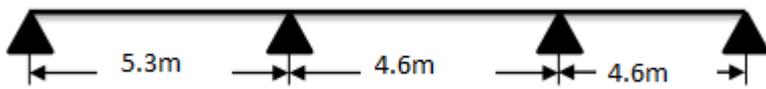
Avec :

- Md: Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- Mg :Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.
- Li : Portée de la travée.

Remarque : Si la troisieme condition n'est pas verifier ($0,8 \leq l_i/l_i + 1 \leq 1,25$) on utilise la methode de caquot minore .les moments sont calculer par la methode se caquaot mais on remplcant la charge permnante G par une charge permanante fictifs $G'=2/3G$.

3-2-2Types de poutrelles :

Tableau3-2-1 : les defferentes types de poutrelles dans le plancher

Types	Shemas statique
1 ^{er} types	
2 ^{eme} types	
3 ^{eme} types	
4 ^{eme} types	
5 ^{eme} types	

Choix de la méthode de calcul de sollicitation :

1. Poutrelles isostatiques : la détermination des sollicitations se fait par l'application des méthodes de la RDM.
2. Poutrelles hyperstatique (continues) : les sollicitations se déterminent soit par l'application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot(en appliquant les condition citee au dessus)

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

Tableau3-2-2 : Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

Types de poutrelles	Condition d'application de methode forfaitaire	Cause	Methode adoptee
Types 1 et 2	Verifier	/	Forfaitaire
Types 3 et 5	Non verifier	$(0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25)$	Caquot minoree
Type 4	/	/	RDM

3-2-3 Calcul des charges revenant aux poutrelles :

Les Combinaisons d'actions et le calcul des charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle sont donnés dans le tableau qui suit :

$$\text{A l'ELU : } p_u = (1.35G + 1.5Q) \times l_0 \quad \text{avec } l_0 = 0.65m$$

$$\text{A l'ELS : } p_s = (G + Q) \times l_0$$

Tableau3-2-3 : Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions.

Designation	G (KN/m ²)	G' (KN/m ²)	Q (KN/m ²) ²	ELU		ELS	
				p _u (KN/ml)	p _u ' (KN/ml)	p _s (KN/ml)	p _s ' (KN/ml)
Etage courant	5.96	3.97	1.5	6.692	4.949	4.849	3.558
Terrasse inaccessible	6.38	4.25	1	6.573	4.707	4.797	3.415

Exemple de calcul :

- **Application de la methode forfaitaire (type1) :**

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- $Q \leq \text{Min} (2 \times 5.96, 5 \text{KN/m}^2) = 5 \text{KN/m}^2$ vérifiée.
- $I = \text{constant}$ vérifiée.
- $L_i / l_{i+1} = 4.6/4.6 = 1$ compris entre 0.8 et 1.25vérifiée.
- F.P.N.....vérifiée.

Les conditions d’application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l’appliquons pour le calcul.

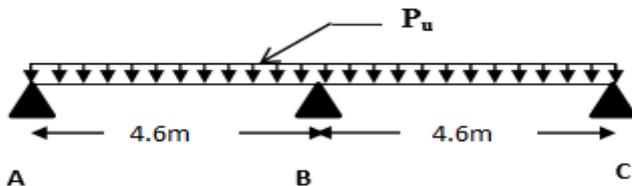


Figure3-5 : shemas statique de la poutrelles.

• **Calcul des sollicitation :**

ELU : $p_u = 6.692 \text{ KN/m}^2$

ELS : $P_s = 4.849 \text{ KN/m}^2$

P_u : la charge transmise à la poutrelle a L’ELU.

P_s : la charge transmise à la poutrelle a L’ELS

Calcul des moments isostatique :

M_0 : Moment isostatique = $qu \times l^2 / 8$

À l’ELU :

Travée A-B = Travée B-C : $M_{0ab} = M_{0bc} = (4.6)^2 \times 6.692 / 8 = 17.7$

A l’ELS :

Travée A-B = Travée B-C : $M_{0ab} = M_{0bc} = (4.6)^2 \times 4.849 / 8 = 12.826$

Tableau3-2-4 : les momets isostatique dans les travee (type1)

Travee	$M_0(\text{KN.m})(\text{ELU})$	$M_0(\text{KN.m})(\text{ELS})$
A-B	17.7	12.826
B-C	17.7	12.826

✓ **Moments aux 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 $0.15 \times M_0$

Appuis intermédiaire :

À l'ELU :

$$M_B = -0.6 \times M_{0AB} = -0.6 \times 17.7 = -10.62 \text{ KN.m}$$

à l'ELS :

$$M_B = -0.6 \times M_{0AB} = -0.6 \times 12.826 = -7.696 \text{ KN.m}$$

✓ **les moments en travée :**

$$\alpha = Q / (G + Q) = 1.5 / (5.96 + 1.5) = 0.201$$

$$(1 + 0.3\alpha) = 1 + 0.3 \times 0.201 = 1.06$$

$$(1.2 + 0.3\alpha) / 2 = (1.2 + 0.3 \times 0.201) / 2 = 0.63$$

À l'ELU :

Travée AB = travée BC :

$$M_t + \frac{0 + 10.62}{2} \geq 1.05(17.7)$$

$$M_t \geq 13.457 \dots \dots \dots 1$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.2}{2} + 17.7$$

$$M_t \geq 11.151 \dots \dots \dots 2$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 13.457 \text{ KN.m}$$

• **Effort tranchant :**

$$V_0 = p \times l / 2$$

Travée A-B :

$$V_A = p_u \times l / 2 = 6.692 \times 4.6 / 2 = 15.392 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \times p_u \times l / 2 = -1.15 \times 6.692 \times 4.6 / 2 = -17.7 \text{ KN}$$

Travée B-C :

$$V_B = 1.15 \times p_u \times l / 2 = 1.15 \times 6.692 \times 4.6 / 2 = 17.7 \text{ KN}$$

$$V_C = -p_u \times l / 2 = -6.692 \times 4.6 / 2 = 15.392 \text{ KN}$$

Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau3-2-5 :Sollicitations à l'ELU des poutrelles du etage courant (type 1) :

Types de poutrelles	travee	L (m)	Pu (KN/m)	M ₀ (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
Type 1	A-B	4.6	6.692	17.7	-2.655	-10.62	13.547	15.392	17.7
	B-C	4.6	6.692	17.7	-10.62	-2.655	13.457	17.7	-15.392

Tableau3-2-6 :Sollicitations à l'ELS des poutrelles du etage courant (type 1)

Types de poutrelles	travee	L (m)	Ps (KN/m)	M ₀ (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
Type 1	A-B	4.6	4.894	12.826	-1.924	-9.696	9.751
	B-C	4.6	4.894	12.826	-7.696	-1.924	9.751

Tableau3-2-7 :Sollicitations à l'ELU des poutrelles du terrasse inaccessible (type 1) :

Types de poutrelles	travee	L (m)	Pu (KN/m)	M ₀ (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
Type 1	A-B	4.6	6.573	17.386	-2.608	-10.432	13.039	15.118	17.386
	B-C	4.6	6.573	17.386	-10.432	-2.608	13.039	17.386	-15.118

Tableau3-2-8 :Sollicitations à l'ELS des poutrelles du terrasse inaccessible (type 1) :

Types de poutrelles	Travee	L (m)	Ps (KN/m)	M ₀ (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
Type 1	A-B	4.6	4.797	12.688	-1.903	-7.913	9.915
	B-C	4.6	4.797	12.688	-7.613	-1.903	9.915

Exemple de calcul :

- Application de la methode de Caquot (type 5) :

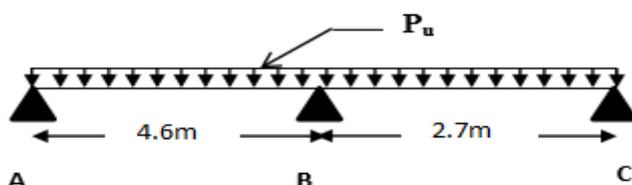


Figure3-6: shemas statique de la poutrelles

$l_i / l_{i+1} = 4.6/2.7 = 1.7 \notin [0.8-1.25]$ condition non verifiee.

Dans ce cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3ème condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de Caquot minorée, en remplaçant G par G' dans le calcul des moments aux appuis .

- **Moments aux appuis**

Appui de rives

Au niveau des appuis de rives, les moments sont nuls, cependant le BAEL nous exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis .ces aciers sont calculée à partir d'un moment égal: $M_A = M_C = -0,15 \max(M_{0AB}, M_{0BC})$

Avec : $M_0^{AB} = M_0^{BC} = q \times l^2 / 8$

ELU = 13.09 KN.m

ELS = 9.411 KN.m

Appuis intermédiaire :

appui B : $M_B = - \frac{qg \times l_g^3 + qd \times l_d^3}{8.5(l_g + l_d)}$ avec : $\left\{ \begin{array}{l} qd = qg = q' = 4.949 \text{ KN/m} \\ l' = l \text{ (travée de rive)} ; l' = 0.8l \text{ (travée intermédiaire)} \end{array} \right.$

$M_B = - \frac{4.949 \times 4.6^3 + 4.949 \times 2.7^3}{8.5(4.6 + 2.7)} = -9.333 \text{ KN.m}$

- ✓ **Moment en travée :**

$M(x) = M_0(x) + Mg(1-x/l) + Md(x/l)$

$M_0(x) = pu \times (x)/2 \times (1-x)$; tel que $x = li/2 - \frac{Mg - Md}{pu \times li}$

- **Effort tranchant :**

$V = \frac{pu \times li}{2} + \frac{Md - Mg}{li}$

Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau3-2-9 :Sollicitations à l'ELU des poutrelles du etage courant (type 5) :

Types de poutrelles	travee	L (m)	P'u (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
Type 1	A-B	4.6	4.949	-1.963	-9.333	11.525	13.363	-17.421
	B-C	2.7	4.949	-9.333	-0.676	1.93	-17.421	-5.578

Tableau3-2-10 :Sollicitations à l'ELS des poutrelles du etage courant (type 5) :

Types de poutrelles	Travee	L (m)	Ps (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
Type 1	A-B	4.6	3.558	-1.411	-6.71	8.365
	B-C	2.7	3.558	-6.71	-0.486	1.408

Tableau3-2-11 :Sollicitations à l'ELU des poutrelles du terrasse inaccessible (type 5) :

Types de poutrelles	travee	L (m)	Pu (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
Type 1	A-B	4.6	4.707	-1.867	-8.77	11.399	13.188	-17.048
	B-C	2.7	4.707	-8.77	-0.643	1.948	-17.048	-5.586

Tableau3-2-12 :Sollicitations à l'ELS des poutrelles du terrasse inaccessible (type 5)

Types de poutrelles	Travee	L (m)	Ps (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
Type 1	A-B	4.6	3.415	-1.354	-6.44	8.33
	B-C	2.7	3.415	-6.44	-0.466	1.429

Les résultats des autres types des poutrelles de plancher terrasse et plancher étage courant sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau3-2-13 :Sollicitations à l'ELU des poutrelles du etage courant (type 2)

Types de poutrelles	travee	L (m)	Pu (KN/m)	M ₀ (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
Type 2	A-B	5.3	6.692	23.497	-3.524	-11.749	19.039	17.734	-19.507
	B-C	4.6	6.692	17.7	-11.749	-8.85	9.384	-19.507	16.931
	C-D	4.6	6.962	17.7	-8.85	-2.655	14.342	16.931	-15.392

Tableau3-2-14 :Sollicitations à l'ELS des poutrelles du etage courant (type 2)

Types de poutrelles	travee	L (m)	Ps (KN/m)	M ₀ (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
Type 2	A-B	5.3	4.894	17.026	-2.554	-8.513	13.796
	B-C	4.6	4.894	12.826	-8.513	-6.413	6.8
	C-D	4.6	4.894	12.826	-6.413	-1.924	10.393

Tableau3-2-15 :Sollicitations à l'ELU des poutrelles du terrasse inaccessible (type 2)

Types de poutrelles	travee	L (m)	Pu (KN/m)	M ₀ (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
Type 2	A-B	5.3	6.573	23.079	-3.402	-11.54	18.463	17.418	-19.16
	B-C	4.6	6.573	17.386	-11.54	-8.693	9.048	-19.16	16.63
	C-D	4.6	6.573	17.386	-8.693	-2.608	13.909	16.63	-15.118

Tableau3-2-16 :Sollicitations à l'ELS des poutrelles du terrasse inaccessible (type 2)

Types de poutrelles	travee	L (m)	Ps (KN/m)	M ₀ (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
Type 2	A-B	5.3	4.797	16.843	-2.526	-8.422	13.474
	B-C	4.6	4.797	12.688	-8.422	-6.344	6.603
	C-D	4.6	4.797	12.688	-6.344	-1.903	10.15

Tableau3-2-17 :Sollicitations à l'ELU des poutrelles du etage courant (type 3)

Types de poutrelles	Travee	L (m)	Pu (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
Type 3	A-B	5.3	4.949	-2.606	-12.884	13.969	15.303	-20.165
	B-C	4.6	4.949	-12.884	-6.344	7.931	-20.165	-13.97
	C-D	2.7	4.949	-6.344	-0.676	2.472	-13.97	-6.685

Tableau3-2-18 :Sollicitations à l'ELS des poutrelles du etage courant (type 3)

Types de poutrelles	travee	L (m)	Ps (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
Type 3	A-B	5.3	3.558	-1.873	-9.263	10.14
	B-C	4.6	3.558	-9.263	-4.561	5.802
	C-D	2.7	3.558	-4.561	-0.486	1.798

Tableau3-2-19 :Sollicitations à l'ELU des poutrelles du terrasse inaccessible (type 3)

Types de poutrelles	travee	L (m)	Pu (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
Type 3	A-B	5.3	4.707	-2.479	-12.254	13.816	15.106	-19.731
	B-C	4.6	4.707	-12.254	-6.034	8.093	-19.731	-13.766
	C-D	2.7	4.707	-6.034	-0.643	2.464	-13.766	-6.639

Tableau3-2-20 :Sollicitations à l'ELS des poutrelles du terrasse inaccessible (type 3)

Types de poutrelles	Travee	L (m)	Ps (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
Type 3	A-B	5.3	3.415	-1.798	-8.89	10.096
	B-C	4.6	3.415	-8.89	-4.378	5.946
	C-D	2.7	3.415	-4.378	-0.466	1.803

3-2-4 Ferrailage des poutrelles:

Exemple de calcul étage courant:

$$M_t = 19.039 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{aint}} = -12.884 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ar}} = -3.524 \text{ KN.m}$$

$$V = -19.507 \text{ KN}$$

Données : $b_0 = 10 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ Mpa}$; $f_{c28c} = 25 \text{ MPa}$; $b = 65 \text{ cm}$

a) Calcul des armatures en travée :

Moment équilibré par la table de compression :

$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2) = 59.80 > M_t \rightarrow$ section rectangulaire

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{19.039 \times 10^{-3}}{0.65 \times 14.2 \times 0.18^2} = 0.063 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bua} \leq 0.186 \rightarrow \text{pivot A } \varepsilon_s = 10\%_0 \quad f_{st} = 348$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.081$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.174$$

$$A_t = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = 3.14 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{tmin} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e \quad \text{avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPA}$$

$$A_{tmin} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_t \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

On opte pour 4HA10 avec $A = 3.14 \text{ cm}^2$

b) Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{12.884 \times 10^{-3}}{0.1 \times 14.2 \times 0.18^2} = 0.279 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \rightarrow \text{pivot A } \varepsilon_s = 3.5\%_0 ((1 + \alpha) / \alpha) \quad \alpha = 0.419$$

$$\varepsilon_{st} = 4.853 \times 10^{-3} > 1.74 \times 10^{-3} \rightarrow \quad f_{st} = 348$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.149$$

$$A_t = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = 2.48 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{tmin} = 0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28} / f_e \quad \text{avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPA}$$

$$A_{tmin} = 0.21 \text{ cm}^2 < A_t \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

On opte pour 14HA8+1HA10 avec $A = 2.33 \text{ cm}^2$

c) Calcul de l'armature aux appuis de rive :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{3.524 \times 10^{-3}}{0.1 \times 14.2 \times 0.18^2} = 0.076 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bua} \leq 0.186 \rightarrow \text{pivot A } \varepsilon_s = 10\%_0 \quad f_{st} = 348$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.098$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1742$$

$$A_t = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = 0.58 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{tmin} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e \quad \text{avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPA}$$

$$A_{tmin} = 0.21 \text{ cm}^2 < A_t \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

On opte pour 1HA10 avec $A = 0.79 \text{ cm}^2$

3-2-5 Vérifications à ELU :

a- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$FPN \quad \Rightarrow \quad \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{19.507 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 1.08 < 3.33$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ Donc ya pas risque de cisaillement.

b- Espacement (St)

L'espacement des armatures transversales St est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent :

- 1) $St \leq \min(0.9d; 40\text{cm})$ $st \leq 40\text{cm.}$
- 2) $St \leq \frac{At \times f_e}{0.4 \times b_0}$ $st \leq 57\text{cm.}$
- 3) $St \leq \frac{0.8 \times At \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}$ $st \leq 32\text{cm.}$

D'ou $st = 15\text{cm.}$

Ferraillage transversale :

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donne par :

$$\Phi_t \leq \min \{ht / 35, b_0 / 10, \Phi_L\}$$

Φ_L : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\Phi_L = 8\text{mm}$).

$$\Phi_t \leq \min \{200/35, 12/10, 8\} = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte à un étrier $\Phi 6$

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

c- Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table – nervure :

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

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0.275$$

$$\tau_u = 1.27 < \bar{\tau}_u = 3.33 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

d- Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :

Appuis de rive :

On doit vérifier que : $A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e$ (Art A.5.1.3.1.2 [1]).

$$A_s = 3.14 + 0.85 = 3.99 \text{ cm}^2$$

$$1.15 \times 19.507 \times 10^{-3} / 400 = 0.56 \text{ cm}^2$$

$A_s > 1.15 \times V_u / f_e \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Appuis intermédiaire :

On doit vérifier que :

$$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d)$$

$$A_s = 3.14 + 2.58 = 5.72 \text{ cm}^2$$

$$1.15 / 400 (19.507 - 12.884 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.18) = 1.17 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d) \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

e- Vérification de l'effort tranchant dans le béton :

On doit vérifier que :

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a_{\max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$V_u = 19.507 \times 10^{-3} < 0.267 \times 0.162 \times 0.1 \times 25 = 0.108 \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

3-2-6 Vérifications à l'ELS : les vérifications à faire sont :

- 1- État limite d'ouverture des fissures.
- 2- État limite de déformation.

On doit vérifier que

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

➤ **En travée :**

Position de l'axe neutre :

$$H = b \times h_0^2 / 2 - 15A(d - h_0)$$

$$H = 0.65 \times 0.04^2 / 2 - 15 \times 3.14(0.18 - 0.04) = -1.39 \times 10^{-4}$$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la table de nervure) calcule comme une section en T.

Calcul de y :

$$Y = b/2y^2 + 15Asc(y - d') - 15Ast(d - y) = 0$$

$$Y = 5y^2 + 267.1y - 1287.8 = 0$$

$$Y = 4.45 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = 10556 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} / I \times Y = (13.796 \times 10^{-3}) / (10556 \times 10^{-8}) \times 4.45^{-2} = 5.81 < 15 \dots \text{Condition vérifier.}$$

➤ **Appuis intermédiaire :**

$$M_{ser} = -9.263 < 0 \Rightarrow \text{le calcul se fait pour une section de } (b_0 \times h)$$

De la même façon que l'appui de rive on calcul Y

$$Y = 7.37 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = 13046.48 \text{ cm}^4$$

Calcul de la contrainte : $\sigma_{bc} = 5.48 < 15 \text{ MPA} \rightarrow \text{condition vérifier}$

État limite de déformation :

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

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$
- $\frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{3.5}{f_e}$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

M_t : Moment en travée

M₀ : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

On a : l = 5.3m ; M_{0s} = 17.026KN.m ; M_{ts} = 13.796KN.m

On a h/l = 20/530 = 0.037 < 1/22.5 = 0.04.....condition non vérifié.

Donc on doit faire une vérification de la flèche. La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit : $\Delta f = f_{gv} - f_{ji} - f_{pi} - f_{gi}$

$$\Delta f < f_{adm} \text{ avec } f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{530}{500} = 1.06 \text{ cm}$$

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

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

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

Pour le calcul de la flèche on aura besoin de :

$$M_{ser}^g = g \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \quad \Rightarrow \quad M_{ser}^g = 13.60 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^j = j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \quad \Rightarrow \quad M_{ser}^j = 9.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^p = (G+Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \quad \Rightarrow \quad M_{ser}^p = 17.02 \text{ KN.m}$$

Avec :

$$J = G_{\text{plancher}} + G_{\text{cloison}} = 3.36 + 1 = 4.36 \text{ KN/m}^2$$

$$G = G_{\text{plancher}} + G_{\text{cloison}} + G_{\text{revetement}} = 3.36 + 1 + (0.44 + 0.4 + 0.36 + 0.4) = 5.96 \text{ KN/m}^2$$

$$P = G_{\text{total}} + Q_{\text{total}} = 5.96 + 1.5 = 7.46 \text{ KN/m}^2$$

Modules de Young instantané et différé :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_c 28} = 32164.19 \text{ MPA}$$

$$E_v = 1/3 E_i = 10721.40 \text{ MPA}$$

Coefficient μ ; λ :

$$\lambda \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) l} = 2.45 \\ \lambda_v = 2/5 \lambda_i = 0.98 \end{cases} \quad \text{Avec : } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = 1.74 \times 10^{-2} \%$$

Calcul de σ_{st} :

- $\sigma_{gst} = 15 M_{\text{ser}}^g \times \left(\frac{d-y}{I} \right) \Rightarrow \sigma_{gst} = 261.86 \text{ MPA}$
- $\sigma_{jst} = 15 M_{\text{ser}}^j \times \left(\frac{d-y}{I} \right) \Rightarrow \sigma_{jst} = 191.58 \text{ MPA}$
- $\sigma_{pst} = 15 M_{\text{ser}}^p \times \left(\frac{d-y}{I} \right) \Rightarrow \sigma_{pst} = 327.71 \text{ MPA}$

Calcul de μ :

- $\mu_g = \max \left(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{stg} \times f_{t28}} \right) = 0.90$
- $\mu_j = \max \left(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{stj} \times f_{t28}} \right) = 0.86$

Calcul des moment d'inertie fissurer :

$$v = 6.57 \text{ cm} \Rightarrow I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + \frac{b_0 (h-v)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(v-b_0)^3}{3} = 8056.81 \text{ cm}^4$$

Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches :

- $I_{fgi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 2765.21 \text{ cm}^4$ - $f_{gv} = M_{\text{serg}} \times \frac{l^2}{10 \times E_v - I_{fgv}} = 7.56 \text{ mm}$
- $I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 2852.54 \text{ cm}^4$ - $f_{ji} = M_{\text{serj}} \times \frac{l^2}{10 \times E_v - I_{fji}} = 3.04 \text{ mm}$
- $I_{fpi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 2723.56 \text{ cm}^4$ - $f_{pi} = M_{\text{serp}} \times \frac{l^2}{10 \times E_v - I_{fpi}} = 5.45 \text{ mm}$
- $I_{fgv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 4709.08 \text{ cm}^4$ - $f_{gi} = M_{\text{serg}} \times \frac{l^2}{10 \times E_v - I_{fgi}} = 4.29 \text{ mm}$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 5.68\text{cm} > f_{adm}=1.06\text{cm}$$

La fleche n'est pas verifiee on augmente la section en

$$A_{st}= 3HA12=3.39\text{cm}^2 ; A_a=0.79\text{cm}^2$$

Tableau3-2-21 : Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant

Y (cm)	I cm^4	I ₀ cm^4	If _{gi} cm^4	If _{ji} cm^4	If _{pi} cm^4	If _{gv} cm^4	Δf mm	f _{adm} mm
5.28	13630.11	20070.37	8726.24	8905.77	8610.53	13695.66	4.95	10.6

Pour le plancher terrasse inaccessible, on procède de la même manière pour le calcul du ferrailage à l'ELU et les vérifications à l'ELS. Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau3-2-22 :Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible

	Mt(KN.m)	μ_{bu}	A	Z	As(cm^2)	Amin(cm^2)	A choisit
En travee	18.463	0.062	0.080	0.174	3.05	1.41	4HA10 3.14
En appui intermédiaire	-12.254	0.266	0.394	0.151	2.33	0.21	1HA14+1HA10 2.33
En appuis de rive	3.462	0.075	0.097	0.173	0.57	0.21	1HA10 0.79

Pour le ferrailage choisit ($A_{st}=2.36 \text{ cm}^2$) au niveau des poutrelles terrasse inaccessible ne vérifie pas la flèche, alors on augmente la section des aciers

$$A_{st}=3HA12=3.39\text{cm}^2 ; A_a=0.79\text{cm}^2$$

3-2-7 Shemas de ferraiallge :

Tableau3-2-23 :le shemas de ferrailage des poutrelles

type	Travée	Intermédiaire	rive
Étage courant			
Terrasse inaccessible			

3-2-8 ferrailage de la dalle de compression :

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 1.1\text{cm}^2/\text{ml}$$

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = 1.1/2 = 0.55\text{cm}^2/\text{ml}$$

5TS6/ml=1.41cm² perpendiculaires aux poutrelles.

→St=20cm ≤ 20cm..... condition vérifiée.

3TS6/ml=0.85cm² parallèles aux poutrelles .

→St=30cm < 30cm.....condition vérifiée

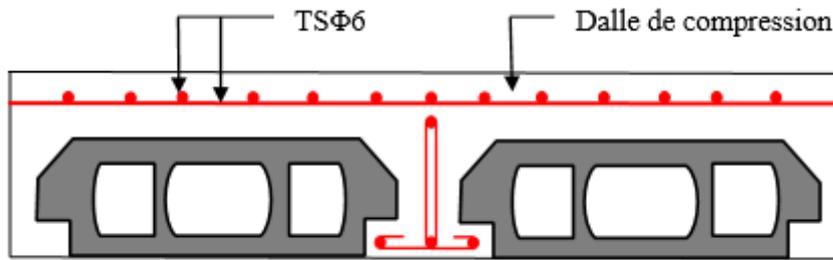


Figure3-7 : shemas de ferraiilage de la dalle de compression

3-3 Dalles pleines :

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console (un appui).

Dans le cas de notre projet, les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 12 cm et qu'ils sont définis en deux type : 1. Dalle sur un seul appui. 2. Dalle sur deux appuis. On appelle :

- L_x : la plus petite dimension du panneau.
- L_y : la plus grande dimension du panneau

a- 1er Type de Balcon : C'est un balcon de type console (dalle sur un seul appui),
 $G=4.6\text{KN/m}^2$; $Q=3.5\text{KN/m}^2$; $q=1\text{KN/m}^2$

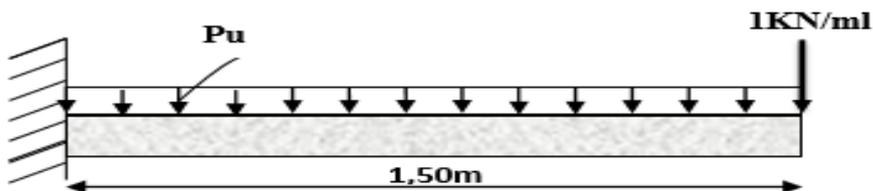


Figure 3-8 : dalle sur un appuis (comme console).

a-1 Calcul des sollicitation :

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 11.46\text{KN/m}$$

$$P_s = G + Q = 4.6 + 3.5 = 8.1\text{KN/m}$$

$$M_u = [(11.46 \times 1.5^2) / 2] + 1.35 \times 1 \times 1.5 = 14.91\text{KN.m}$$

$$M_s = [(8.1 \times 1.5^2) / 2] + 1 \times 1.5 = 10.61\text{KN.m}$$

$$V_u = 11.46 \times 1.5 + 1.35 \times 1 = 18.54\text{KN}$$

a-2 Ferrailages à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = 0.105 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.138 \quad ; \quad Z = 0.170 \quad ; \quad A_s = 2.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times b_0 \times f_{t28} / f_e = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow A_{min} < A_s \quad .$$

Donc on adopte $A_t = 2.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

On choisit 4HA10/ml = 3.14 cm²/ml

a-3 Les armatures de répartition :

$A_y = (A_t / 3) = (3.14 / 3) = 1.04 \text{ cm}^2 / \text{ml}$. On choisit 3HA8/ml = 1.51 cm²/ml. Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 3-3-1 : le ferrailage de la dalle à un seul appuis

Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	Acalculer (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopte} cm ² /ml
14.91	0.105	0.138	0.170	2.52	1.2	4HA10=3.14

a-4 Vérification de l'espacement :

$$St \leq \text{Min} (2,5e, 25\text{cm})$$

$$St \leq \text{min} (2.5 \times 11, 25\text{cm})$$

$$St \leq 25\text{cm}$$

On a choisi 4HT10, soit $St = 100/4 = 25\text{cm}$ donc c'est vérifiée.

a-5 Vérification à l'ELU

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

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

$$\tau_u = \frac{18.54 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.185$$

$$\tau_u = 0.185 < \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \dots\dots\dots \text{condition verifire}$$

a-6 Vérification à l'E.L.S

- **Vérification de σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$Y = b/2y^2 + 15A_{sy} - 15A_{sy} \times d = 0$$

$$Y = 50y^2 + 47.1y - 471 = 0$$

$Y=2.63\text{cm}$

Calcul de I :

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

$I=3164.70\text{m}^4$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y = (10.61 \times 10^{-3}) / (3164.70 \times 10^{-8}) \times 2.63 = 8.81 < 15 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

• **Vérification de σ_{st} :**

$$\sigma_{st} = 15[M_{ser} \times (d - y)] / I$$

$\sigma_{st} = 370.63\text{MPa}$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) = \min (266.66, 201.63) = 201.63\text{MPa}$$

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots$ Condition non vérifiée, donc on va redimensionner la section.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d(1 - \frac{\alpha}{3}) \bar{\sigma}_s} ; \alpha = \sqrt{90 \times \beta \times \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}} ; \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s}$$

$\beta = 5.25 \times 10^{-3} ; \alpha = 0.34 ; A_{st} = \frac{5.93\text{cm}^2}{\text{ml}}$

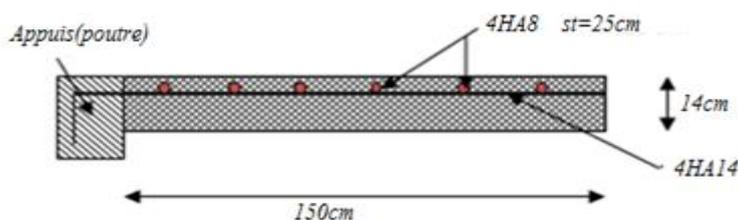
Donc le choix de ferrailage est : $A_{st} = 4\text{HA}14 = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

La flèche :

$h/l = 0.14/1.5 = 0.09 > 0.0105 \dots \dots \dots$ condition vérifié.

$\frac{A_s}{b \times d} = 0.00616 < 0.105 \dots \dots \dots$ condition vérifié.

Schémas de ferrailage :



b-2eme type de balcon : dalle sur deux appuis

On calcul $\rho = l_x / l_y$ tel que $l_x \leq l_y$

Si $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$ la dalle porte dans un seul sens

Si $\rho > 0.4 \Rightarrow$ la dalle porte dans les 2 sens.

On utilise les tables de BARRÈS pour déterminer les coefficients μ_x et μ_y en fonction du rapport de dimensions ρ et du coefficient de Poisson du matériau ($\nu = 0$)

On calcul le moment fléchissant par les formules suivantes :

$$M_x = \mu_x P l_x^2.$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Pour prendre en compte la continuité des dalles le BAEL 91 propose les formules suivantes :

$$M_{\text{appui}} = \begin{cases} 0.4 M_0 & (\text{appui de rive}) \\ 0.5 M_0 & (\text{appui intermédiaire}) \end{cases}$$

$$M_{\text{travée}} = \begin{cases} 0.85 M_0 & (\text{dalle de rive}) \\ 0.7 M_0 & (\text{dalle intermédiaire}) \end{cases}$$

Exemple de calcul :

$$l_x = 1.9 ; l_y = 1.9$$

b-1 Calcul des sollicitations à l'ELU

On a: $G = 4.6 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$;

$$p_u = 11.46 \text{ KN/m}^2; p_s = 8.1 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \mu_x = 0.0368 ; \mu_y = 1$$

$$M_x = \mu_x \times (p_u \times l_x^2) = 1.522 \text{ KN.m} ; M_y = \mu_y \times M_x = 1.522$$

b-2 Calcul des moments corrigé (réel) :

$$\text{- En travée : } M_{tx} = 0.85 M_{0x} = M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 1.293 \text{ KN.m}$$

$$\text{- En appui : } M_{ax} = 0.5 M_{0x} = 0.646 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.4 M_{0y} = 0.517 \text{ KN.m}$$

b-3 Le ferrailage : en flexion simple :

$\mu_{bu} = 9.1 \times 10^{-3}$ donc $A_s = 0.375 \text{cm}^2$.

b-4 La condition de non fragilité

$$e \geq 12 \text{cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

b-5 Calcul de l'espacement :

Sens x-x: $St = (100/4) = 25 \text{cm} \leq \min(2e, 25 \text{cm}) = 25 \text{cm} \dots \text{ok}$

Sens y-y: $St = (100/4) = 25 \text{cm} \leq \min(2e, 25 \text{cm}) = 25 \text{cm} \dots \text{ok}$

Tableau3-3-2 : ferrailage de la dalle sur deux appuis

	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{adop} (\text{cm}^2)$
En travée	Selon x	1.293	0,0091	0,011	0,099	0.375	0.96	4HA8=2.01
	Selon y	1.293	0,0091	0,011	0,099	0.375	0.96	4HA8=2.01
En appui	Selon x	0.646	0.0045	0.0056	0.099	0.187	0.96	4HA8=2.01
	Selon y	0.517	0.0036	0.0045	0.099	0.150	0.96	4HA8=2.01

b-6 Vérifications à l'ELU :

- L'effort tranchant

$$V_{ux} = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 11.38 \text{KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 11.38 \text{N}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \tau_u = 0.948 < \bar{\tau}_u = 0.07 / \gamma_b \times f_{c28} = 1.16 \dots \text{condition vérifié.}$$

b-7 Vérifications l'E.L.S

$P_s = 8.1 \text{KN/ml}$ et on a $\mu_x = 0.0368$; $\mu_y = 1$

$M_x = \mu_x \times (p_s \times l_x^2)$; $M_y = \mu_y \times M_x$

$M_x = 1.076 \text{KN.m}$; $M_y = 1.076 \text{KN.m}$

Calcul des moments corrigé (réel) :

- En travée : $M_{tx} = 0.85 M_{0x} = M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 0.914 \text{KN.m}$

- En appui : $Max=0.5M_{0x}=0.538KN.m$

$May=0.4M_{0y}=0.430KN.m$

• **Vérification de la contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

Sens x-x : $A_x=2.01cm^2$,

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow y = 2.17cm.$$

$$I=2189.07cm^4$$

$0.906 \leq 15 \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \dots \dots \dots$ pas de risque de fissuration

Sens y-y $A_y=2.01cm^2; y = 2.17cm; I=2189.07cm^4$

$0.906 \leq 15 \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \dots \dots \dots$ pas de risque de fissuration

Tableau3-3-3 : vérification des états limitent de compression de béton

	Sens	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (Cm ⁴)	σbc (MPA)	σbc ^{adm} (MPA)	Observation σbc ≤ σbc ^{adm}
En travée	Selon x	0.914	2.17	2189.07	0.906	15	Vérifier
	Selon y	0.914	2.17	2189.07	0.906	15	Vérifier
En appui	Selon x	0.538	2.17	2189.07	0.533	15	Vérifier
	Selon y	0.430	2.17	2189.07	0.426	15	vérifier

• **Vérification de la contrainte de l'acier :**

$$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_{st} = 15[M_{ser} \times (d-y)]/I$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) = \min (266.66, 201.63) = 201.63MPa$$

Tableau3-3-4 : vérification d'état limite d'ouverture de fissure

	Sens	Mser (KN.m)	σ_{st} (MPa)	σ_{st}^{adm} (MPa)	Observation $\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^{adm}$
En travée	Selon x	0.914	49.03	201.63	Vérifier
	Selon y	0.914	49.03	201.63	Vérifier
En appui	Selon x	0.538	28.86	201.63	Vérifier
	Selon y	0.430	23.07	201.63	Vérifier

• Vérification de la flèche :

Sens X-X :

$$1. \frac{h}{l_x} > \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}} \Leftrightarrow 0.063 > 0.042 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0020 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

Sens Y-Y :

$$1. \frac{h}{l_y} > \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}} \Leftrightarrow 0.063 > 0.042 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0020 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

Les conditions de flèche sont vérifiées dans les deux sens.

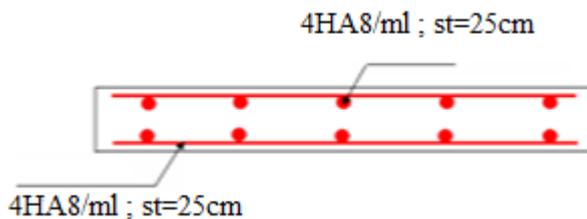


Figure3-9 : schémas de ferrailage de dalle sur deux appuis

c-3eme types de balcon : dalle sur 3 appuis :

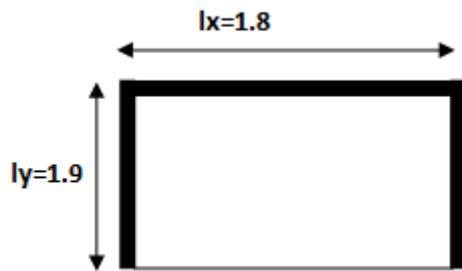


Figure3-10 : la dalle sur trois appuis

$$1) l_y \geq \frac{l_x}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_x^2}{8} \left(l_y - \frac{l_x}{2} \right) + \frac{P \times l_x^3}{48} \\ M_y = \frac{P \times l_x^3}{24} \end{cases}$$

$$2) l_y \leq \frac{l_x}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_y^3}{6} \\ M_y = \frac{P \times l_y^2 \times l_x}{2} - \frac{2 \times P \times l_y^3}{3} \end{cases}$$

c-1 Calcul des sollicitations à l'ELU

On a: $G=4.6\text{KN/m}^2$; $Q = 3,5\text{KN/m}^2$;

$P_u=11.46\text{KN/m}^2$; $p_s=8.1\text{KN/m}^2$

$\rho = 0.94 > 0.4 \Rightarrow$ donc la dalle travaille dans deux sens.

$L_y=1.9 > l_x/2=0.90 \Rightarrow$ la relation 1

$M_{0x}=6.033\text{KN.m}$; $M_{0y}=2.784\text{KN.m}$

c-2 Calcul des moments corrigé (réel) :

- En travée : $M_{tx}=0.7M_{0x}=4.223\text{KN.m}$

$M_{ty}=0.85M_{0y}=2.366\text{KN.m}$

- En appui : $M_{ax} = M_{ay}=0.4M_{0y}=2.413\text{KN.m}$

c-3 Le ferrailage : en flexion simple :

$\mu_{bu}=2.9 \times 10^{-2}$ donc $A_s=1.238\text{cm}^2$.

c-4 la condition de non fragilité

$$e \geq 12\text{cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

c-5 Calcul de l'espacement :

Sens x-x: $St = (100/4) = 25\text{cm} \leq \min(2e, 25\text{cm}) = 25\text{cm} \dots \text{ok}$

Sens y-y: $St = (100/4) = 25\text{cm} \leq \min(2e, 25\text{cm}) = 25\text{cm} \dots \text{ok}$

Tableau3-3-5 : ferrailage de la dalle sur trois appuis

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
En travée	Selon x	4.223	0,029	0,036	0.098	1.238	0.98	4HA8=2.01
	Selon y	2.366	0,016	0,020	0,099	0.686	0.96	4HA8=2.01
En appui	Selon x	2.413	0.016	0.020	0.099	0.700	0.98	4HA8=2.01
	Selon y	2.413	0.016	0.020	0.099	0.700	0.96	4HA8=2.01

c-4 Vérification à l'ELU

- Vérifications de l'effort tranchant

$$V_{ux} = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 5.712 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 4.857 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \tau_u = 0.057 < \bar{\tau}_u = 0.07 / \gamma_b \times f_{c28} = 1.16 \dots \text{condition vérifiée.}$$

c-6 Vérifications à l'E.L.S

$P_s = 8.1 \text{ KN/ml}$

$M_x = 3.568 \text{ KN.m}$; $M_y = 1.968 \text{ KN.m}$

- Calcul des moments corrigé (réel) :

- En travée : $M_{tx} = 0.7M_{0x} = 2.497 \text{ KN.m}$

$$M_{ty} = 0.85M_{0y} = 1.672 \text{ KN.m}$$

- En appui : $M_{ax} = M_{ay} = 0.4M_{0y} = 1.427 \text{ KN}$

• **Vérification de la contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

Sens x-x : $A_x=2.01cm^2$,

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow y = 2.17cm.$$

$$I=2189.07cm^4$$

$$1.31 \leq 15 \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \dots \dots \dots \text{pas de risque de fissuration}$$

Sens y-y $A_y=2.01cm^2$; $y=2.17cm$; $I=2189.07cm^4$

$$0.83 \leq 15 \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \dots \dots \dots \text{pas de risque de fissuration}$$

Tableau3-3-6 : vérification des états limitent de compression de béton.

	Sens	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (Cm ⁴)	σbc (MPa)	σbc ^{adm} (MPa)	Observation σbc ≤ σbc ^{adm}
En travée	Selon x	2.497	2.17	2189.07	2.475	15	Vérifier
	Selon y	2.497	2.17	2189.07	2.475	15	Vérifier
En appui	Selon x	1.672	2.17	2189.07	1.657	15	Vérifier
	Selon y	1.427	2.17	2189.07	1.414	15	vérifier

• **Vérification de la contrainte de l'acier :**

$$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_{st} = 15[M_{ser} \times (d-y)]/I$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) = \min (266.66, 201.63) = 201.63MPa.$$

Tableau3-3-7 : vérification d'état limite d'ouverture de fissure

	Sens	Mser (KN.m)	σst (MPa)	σst ^{adm} (MPa)	Observation σst ≤ σst ^{adm}

En travée	Selon x	2.497	160.765	201.63	Vérifier
	Selon y	2.497	160.765	201.63	Vérifier
En appui	Selon x	1.672	107.64	201.63	vérifier
	Selon y	1.427	91.875	201.63	vérifier

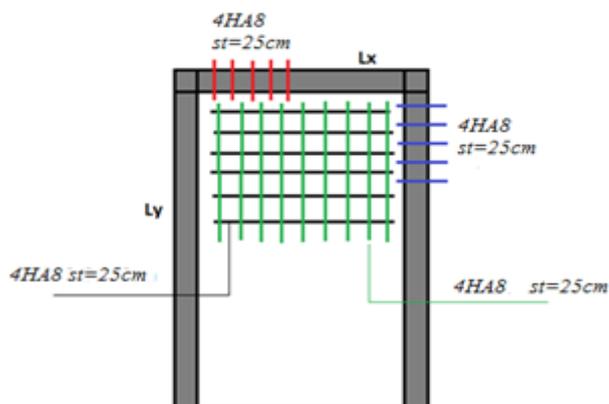
- Vérification de la flèche :

Sens Y-Y :

$$1. \frac{h}{l_y} > \frac{M_y^t}{20 \times M_{0Y}} \Leftrightarrow 0.057 > 0.058 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0020 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

Schémas de ferrailage :



3-4 Étude de l'escalier :

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

3-4-1 Escalier type1 :

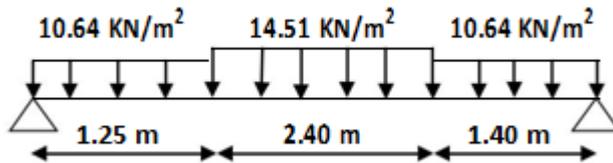


Figure3-11 : schémas statique de l'escalier

1- Les charges permanentes

Pour la volée

$$G_v = 7.97 \text{ kN/m}^2 ; Q_v = 2.50 \text{ kN/m}^2$$

Pour le palier

$$G_p = 5.10 \text{ kN/m}^2 ; Q_p = 2.50 \text{ kN/m}^2$$

2- Calcul du chargement

À L'ELU

$$q_{vu} = 1.35 \cdot G_v + 1.5 \cdot Q_v$$

$$q_{vu} = 1.35 \cdot 7.97 + 1.5 \cdot 2.5$$

$$\Rightarrow q_{vu} = 14.51 \text{ kN/ml}$$

$$q_{pu} = 1.35 \cdot G_p + 1.5 \cdot Q_p$$

$$q_{pu} = 1.35 \cdot 5.10 + 1.5 \cdot 2.50$$

$$\Rightarrow q_{pu} = 10.635 \text{ kN/ml}$$

À L'ELS

$$q_{vs} = G_v + Q_v$$

$$q_{vs} = 7.97 + 2.5$$

$$\Rightarrow q_{vs} = 10.47 \text{ kN/ml}$$

$$q_{ps} = G_p + Q_p$$

$$q_{ps} = 5.10 + 2.50$$

$$\Rightarrow q_{ps} = 7.60 \text{ kN/ml}$$

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

$$\sum F/Y=0 \rightarrow R_A + R_B = 2.4 \times q_v + 1.25 q_p + 1.4 q_p$$

Dou

$$R_A + R_B = 63.02 \text{ KN}$$

$$\sum M/A=0 \rightarrow 3.65 \times R_B - \left(q_v \times 2.4 \times \frac{2.4}{2} + 1.25 \right) - \left(q_p \times 1.25 \times \frac{1.25}{2} \right) - \left(q_p \times 1.4 \times \frac{1.4}{2} + 3.65 \right)$$

$$R_B = 43.405 \text{ KN}$$

$$\sum M/B=0 \rightarrow 3.65 \times R_A - \left(q_v \times 2.4 \times \frac{2.4}{2} \right) - \left(q_p \times 1.25 \times \frac{1.25}{2} + 2.4 \right) + \left(q_p \times 1.4 \times \frac{1.4}{2} \right)$$

$$R_A = 19.61 \text{ kn}$$

3- Calcul des sollicitations

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

1^{er} tranchant

$$T_Y = -10.64x + 19.61$$

$$\{X = 0 \rightarrow T_Y = 19.61 \text{ KN}\} ; \{X = 1.25 \rightarrow T_Y = 6.31 \text{ KN}\}$$

$$\frac{\sum M}{1} = 0 \rightarrow M_1 + \left(10.64 \times X \times \frac{X}{2} \right) - 19.61 * X$$

$$M_1 = -5.32x^2 + 19.61x.$$

$$\{X = 0 \rightarrow M = 0 \text{ KN.m}\}$$

$$\{X = 1.25 \rightarrow M = 16.2 \text{ KN.m}\}$$

2^{eme} tranchant

$$T_Y = -14.51X + 6.31$$

$$\{X = 0 \rightarrow T_Y = 6.31 \text{ KN}\}$$

$$\{X = 2.4 \rightarrow T_Y = -28.51 \text{ KN}\}$$

$$\frac{\sum M}{2} = 0 \rightarrow M_2 + \left(14.51 \times X \times \frac{X}{2} \right) - (19.61 \times X + 1.25) + \left(10.64 \times 1.25 \times \frac{1.25}{2} + X \right)$$

$$M_2 = -7.255X^2 + 16.198 + 6.31X$$

$$\{X = 0 \rightarrow M = 16.198 \text{ KN.m}\}$$

$$\{X = 2.4 \rightarrow M = -10.446 \text{ KN.m}\}$$

3^{em} tranchant

$$TY=10.64X$$

$$\{X = 0 \rightarrow TY = 0\text{KN}\}$$

$$\{X = 1.4 \rightarrow TY = 14.89\text{KN}\}$$

$$\frac{\Sigma M}{3} = 0 \rightarrow M3 + (10.64 \times X \times X/2)$$

$$M3=-5.32X^2$$

$$\{X = 0 \rightarrow M = 0\text{KN.m}\}$$

$$\{X = 1.4 \rightarrow M = 10.427\text{KN.m}\}$$

4- Ferrailage

$$M_0 = M_{\max} = 16.2\text{KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 0.75 \times 16.2 = 12.15\text{KN.m}$$

$$M_a = -0.50 \times M_0 = -0.50 \times 16.2 = -8.1\text{KN.m}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une section de 1m de large.

- **En travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times D \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{12.15 \times 10^{-3}}{1 \times 0.122 \times 14.2} = 0.059$$

$$\mu_{bu} = 0.059 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.059}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.076$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.12 \times (1 - 0.4 \times 0.076) = 0.166\text{m}$$

$$A_t = \frac{M_T}{Z \times f_{st}} = \frac{12.15 \times 10^{-3}}{0.166 \times 348} = 3 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \times 10^{-4}$$

$$A_{\min} = 1.45\text{cm}^2 < A_t = 3\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition verifie}$$

Donc on choisit

$$A_s = 4 \text{ HA8} = 2.01\text{cm}^2/\text{ml}$$

- **En appui**

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b \times D \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{8.1 \times 10^{-3}}{1 \times 0.122 \times 14.2} = 0.039$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.039}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.049$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.12 \times (1 - 0.4 \times 0.049) = 0.117 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{Ma}{Z \times f_{st}} = \frac{8.1 \times 10^{-3}}{0.117 \times 348} = 2 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \times 10^{-4}$$

$$A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_t = 2 \text{ cm}^2 \quad (\text{vérifiée})$$

Donc on choisit

$$A_s = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le tableau suivant résume les sections de ferrailage

Tableau 3-4-1 : Résultats de ferrailage de l'escalier type 1.

Localisation	M (KN. m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A _{cal} (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ² /ml)
Travée	16.2	0.059	0.076	0.116	3	1.45	4HA8=2.01
Appui	8.1	0.039	0.049	0.117	2	1.45	4HA8=2.01

5- Calcul de la section des armatures transversale :

$$\text{En appui : } A_r^a = \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_r^t = \frac{A_t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Soit

$$A_r^a = 4 \text{ HA8/ml} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A_r^t = 4 \text{ HA8/ml} = 2.01 \text{ cm}^2$$

6- Vérification a l'ELU :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \cdot d} = \frac{28.51 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.237 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 f_{cj} / Y_b ; 4 \text{ MPa}) = \min(0.13 \times 25, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement

- **Vérification des armatures longitudinales a l'effort tranchant**

$$A_t \geq (V_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d}) \times \frac{Y_s}{f_e} = (28.51 \times 10^{-3} - \frac{8.1 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12}) \times \frac{1.15}{400} = -1.34 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$A_l = 2.01 \text{ cm}^2 > -1.34 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

- **Espacement des armatures :**

Les Règles d'espacement des barres données aux BAEL 91 donnent :

Armatures longitudinales

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

Armatures transversales

$$S_t \leq \min(3h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

7- Vérification a l'ELS

- **État limite de compression du béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} \leq \sigma_{b_{adm}} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Calcul des moments et réactions a l'ELS**

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

$$\sum F/Y=0 \rightarrow R_A + R_B = 2.4 * q_v + 1.25 q_p + 1.4 q_p$$

Dou

$$R_A + R_B = 45.268 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow 3.65 \times R_B - \left(q_v \times 2.4 \times \frac{2.4}{2} + 1.25 \right) - \left(q_p \times 1.25 \times \frac{1.25}{2} \right) - \left(q_p \times 1.4 \times \frac{1.4}{2} + 3.65 \right)$$

$$R_B = 31.17 \text{ kN.}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow 3.65 \times R_A - \left(q_v \times 2.4 \times \frac{2.4}{2} \right) - \left(q_p \times 1.25 \times \frac{1.25}{2} + 2.4 \right) + \left(q_p \times 1.4 \times \frac{1.4}{2} \right)$$

$$R_A = 14.09 \text{ kN}$$

a- Calcul des sollicitations

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

1^{er} tranchant

$$T_Y = 14.09 + 7.6x$$

$$T_Y = -7.6x + 14.09$$

$$\{X = 0 \rightarrow T_Y = 14.09 \text{ KN}\}$$

$$\{X = 1.25 \rightarrow T_Y = 4.59 \text{ KN}\}$$

$$\frac{\sum M}{1} = 0 \rightarrow M_1 + (7.6 \times X \times X/2) - 14.09X$$

$$M_1 = -3.8x^2 + 14.09x$$

$$\{X = 0 \rightarrow M = 0 \text{ KN.m}\}$$

$$\{X = 1.25 \rightarrow M = 11.675 \text{ KN.m}\}$$

2^{em} tranchant

$$T_Y = -14.09 + 7.6 \times 1.25 + 10.47X$$

$$T_Y = -10.47X + 4.59$$

$$\{X = 0 \rightarrow T_Y = 4.59 \text{ KN}\}$$

$$\{X = 2.4 \rightarrow T_Y = -20.54 \text{ KN}\}$$

$$\frac{\sum M}{2} = 0 \rightarrow M_2 + (10.47 \times X \times X/2) - (14.09 \times X + 1.25) + \left(7.6 \times 1.25 \times \frac{1.25}{2} + X \right)$$

$$M_2 = -5.23X^2 + 11.68 + 4.59X$$

$$\{X = 0 \rightarrow M = 11.68 \text{ KN.m}\}$$

$$\{X = 2.4 \rightarrow M = -7.42 \text{KN.m}\}$$

3^{em} tranchant

$$TY = 7.6X$$

$$TY = 7.6X$$

$$\{X = 0 \rightarrow TY = 0 \text{KN}\}$$

$$\{X = 1.4 \rightarrow TY = 10.64 \text{KN}\}$$

$$\frac{\Sigma M}{3} = 0 \rightarrow M3 + (7.6 \times X \times X/2)$$

$$M3 = -3.8X^2$$

$$\{X = 0 \rightarrow M = 0 \text{KN.m}\}$$

$$\{X = 1.4 \rightarrow M = -7.45 \text{KN.m}\}$$

$$V_{\max} = 14.09 \text{ KN}$$

$$M_0 = M_{\max} = 11.68 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 0.75 \times 11.68 = 8.76 \text{KN.m}$$

$$M_a = -0.50 \times M_0 = -0.50 \times 11.68 = -5.84 \text{KN.m}$$

b- Vérification de l'état limite de compression de béton :

En travée

Calcul de y

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

$$\frac{100 \times y^2}{2} - 15 \times 3.14 \times (12 - y) = 0 \Rightarrow y = 3.10 \text{ cm}$$

Calcul de I

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

$$\frac{100 \times 3.1^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (12 - 3.1)^2 = 0 \Rightarrow I = 4723.82 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8.76 \times 10^{-3} \times 3.10 \times 10^{-2}}{4723.82 \times 10^{-8}} = 5.75 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad (\text{vérifier})$$

En appui

Calcul de y

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

$$\frac{100 \times y^2}{2} - 15 \times 2.01 \times (12 - y) = 0 \Rightarrow y = 4.81 \text{ cm}$$

Calcul de I

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

$$I = \frac{100 \times 4.81^3}{3} + 15 \times 2.01 \times (12 - 4.81)^2 = 5268.12 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.84 \times 10^{-3} \times 4.81 \times 10^{-2}}{5268.12 \times 10^{-8}} = 5.33 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats de calcul des contraintes dans le béton sont résumés dans le tableau

Tableau 3-4-2 vérification de la contrainte de béton pour l'escalier (type1)

Localisation	M _{ser} (KN)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation σ _{bc} < σ̄ _{bc}
Travée	8.76	4723.82	3.10	5.75	15	Vérifiée
Appuis	-5.84	5268.12	4.81	5.33	15	Vérifiée

c- Vérification de l'adhérence

$$\zeta_{se} = \frac{V_{ser}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

∑μ_i = la somme des périmètres des barres.

$$\sum \mu_i = \mu \times \Pi \times \phi \Rightarrow \sum \mu_i = 4 \times \Pi \times 1 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\zeta_{se} = \frac{14.09 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12 \times 12.56 \times 10^{-2}} = 1.038 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835$$

ψ_s : coefficient de scellement.

$$\zeta_{se} = 1.038 \text{ MPa} < 2.835 \text{ MPa} \Rightarrow \text{pas de risque par rapport a l'adhérence.}$$

d- Vérification de l'état limite de déformation

$$\triangleright \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1)$$

$$\triangleright \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2)$$

$$\triangleright \frac{A}{B0 \times D} \geq \frac{4.2}{fe} \dots \dots \dots (3)$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.14}{2.8} = 0.05 \Rightarrow \frac{1}{16} = 0.06 \Rightarrow \frac{h}{L} < \frac{1}{16}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le BAEL 91 comme suit

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec f_{ig} et f_{vg} la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanées ou différées).

f_{ij} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges.

f_{ip} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible

$$F_{adm} = \frac{l}{500}$$

$$\Rightarrow F_{adm} = \frac{505}{500} = 1.01 \text{ cm}$$

Exemple de calcul

$$Y = 3.10 \text{ cm}$$

$$I = 4723.82 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_c 28} = 32164.2 \text{ MPa}$$

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

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

Calcul de I_0

$$I_0 = b/3 \times h^3 + b \times h \left(\frac{h}{2} - y_G \right)^2 + n [A_s \times (d - Y_G)^2 + A' \times (Y_G - d')^2]$$

$$y_G = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + n(A_s \times d + A' \times d')}{b \times h + n(A + A')}$$

$$\Rightarrow Y_G = \frac{100 \times \frac{14^2}{2} + 15(3.1 \times 12)}{100 \times 14 + 15(3.1)}$$

$$\Rightarrow Y_G = 7.16 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times 14^3 + 100 \times 14 \left(\frac{14}{2} - 7.6 \right)^2 + 15 [3.10 \times (12 - 7.16)^2]$$

$$\Rightarrow I_0 = 92591.79 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{As}{b \times d} = \frac{3.10}{100 \times 12} = 2.58 \times 10^{-3}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times ft28}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b}{d})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{100}{100})}$$

$$\lambda_i = 8.13$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i$$

$$\Rightarrow \lambda_v = 3.25$$

Evaluation des moments en travée:

$$Q_{eq} = \frac{qv \times 2.40 + qv \times 1.30}{2.40 + 1.30}$$

$q_{jser} = 1.00 \times G$ La charge Permanente qui revient a la volée sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 1.00 \times G$ La charge Permanente qui revient a la volée.

$q_{pser} = 1.00 \times (G + Q)$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 1.00 \times 5.10 = 5.10 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{gser} = 1.00 \times 6.96 = 6.96 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{pser} = 1.00 \times 9.46 = 9.46 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = \frac{6.96 \times 3.70^2}{8} = 8.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = \frac{5.10 \times 3.70^2}{8} = 6.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = \frac{9.46 \times 3.70^2}{8} = 12.14 \text{ KN.m}$$

Contraintes

$$\sigma_{gser} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d-y)}{I} \Rightarrow \sigma_{gser} = 15 \times \frac{8.93 \times 10^{-3} \times (0.12 - 0.0310)}{4723.82 \times 10^{-8}} = 252.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{jser} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d-y)}{I} \Rightarrow \sigma_{jser} = 15 \times \frac{6.54 \times 10^{-3} \times (0.12 - 0.0310)}{4723.82 \times 10^{-8}} = 184.827 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pser} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d-y)}{I} \Rightarrow \sigma_{pser} = 15 \times \frac{12.14 \times 10^{-3} \times (0.12 - 0.0310)}{4723.82 \times 10^{-8}} = 343.088 \text{ MPa}$$

Calcul de μ

$$\text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$\mu_{gser} = 1 - \frac{1.75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_{gser} + ft28} \Rightarrow \mu_{gser} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 2.58 \times 10^{-3} \times 252.37 + 2.1} = 0.22$$

$$\mu_{jser} = 1 - \frac{1.75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_{jser} + ft28} \Rightarrow \mu_{jser} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 9.58 \times 10^{-3} \times 184.83 + 2.1} = 0.08$$

Calcul des inerties fictives I_f

$$I_{ftg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda i \times \mu_{gser}} \Rightarrow I_{ftg} = \frac{1.1 \times 92591.79}{1 + 8.13 \times 0.22} = 36524.05 \text{ cm}^4$$

$$I_{ftj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda i \times \mu_{jser}} \Rightarrow I_{ftj} = \frac{1.1 \times 92591.79}{1 + 8.13 \times 0.35} = 26485.75 \text{ cm}^4$$

$$I_{ftp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda i \times \mu_{jser}} \Rightarrow I_{ftp} = \frac{1.1 \times 92591.79}{1 + 8.13 \times 0.35} = 26485.75 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda i \times \mu_{gser}} \Rightarrow I_{fvg} = \frac{1.1 \times 92591.79}{1 + 8.13 \times 0.22} = 59388.32 \text{ cm}^4$$

Évaluation des flèches

$$F_{igser} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{ftg}} \Rightarrow F_{igser} = \frac{8.93 \times 10^{-3} \times 5.05^2}{10 \times 32164.2 \times 36524.05 \times 10^{-8}} = 1.938 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$F_{ijser} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{ftj}} \Rightarrow F_{ijser} = \frac{6.54 \times 10^{-3} \times 5.05^2}{10 \times 32164.2 \times 26485.75 \times 10^{-8}} = 1.957 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$F_{ipser} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{ftp}} \Rightarrow F_{ipser} = \frac{12.14 \times 10^{-3} \times 5.05^2}{10 \times 32164.2 \times 26485.75 \times 10^{-8}} = 3.634 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$F_{vgser} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow F_{vgser} = \frac{8.93 \times 10^{-3} \times 5.05^2}{10 \times 10721.4 \times 59388.32 \times 10^{-8}} = 3.57 \times 10^{-3} \text{ m}$$

La flèche totale Δ_f

$$\Delta_f = f_{vgser} + f_{ipser} - f_{igser} - f_{ijser}$$

$$\Delta_f = 3.57 \times 10^{-1} + 3.63 \times 10^{-1} - 1.957 \times 10^{-1} - 1.94 \times 10^{-1} = 0.33 \text{ cm}$$

$\Delta_f > f_{adm} \Rightarrow$ donc la flèche est vérifiée.

8- Schéma de ferrailage

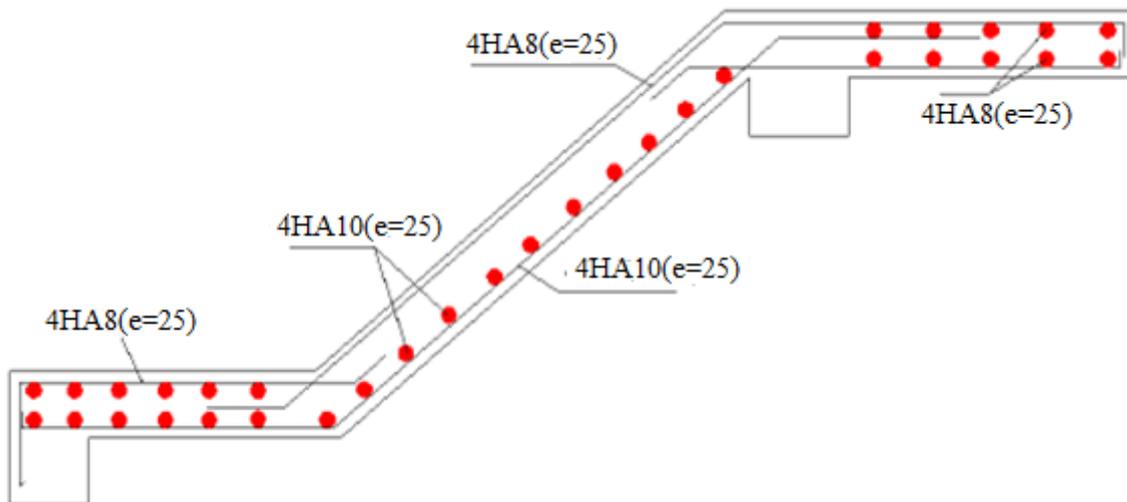


Figure3-12 : schéma de ferrailage de la volée d'escalier type1

3-4-2 Type d'escalier2:

Les réactions d'appui

- $R_A = 17.80 \text{ KN}$.
- $R_B = 41.93 \text{ KN}$.

1- Calcul des sollicitations

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

1^{er} tranchant

$$T_Y = -10.64x + 17.80$$

$$\{X = 0 \rightarrow T_Y = 17.80 \text{ KN}\}$$

$$\{X = 1.25 \rightarrow T_Y = 3.44 \text{ KN}\}$$

$$\frac{\Sigma M}{1} = 0 \rightarrow M_1 + (10.64 \times X \times X/2) - 17.80 \times X$$

$$M_1 = -5.32x^2 + 17.80x$$

$$\{X = 0 \rightarrow M = 0 \text{ KN.m}\}$$

$$\{X = 1.25 \rightarrow M = 14.33 \text{ KN.m}\}$$

2^{em} tranchant

$$T_Y = -14.51X + 3.44$$

$$\{X = 0 \rightarrow T_Y = 3.44 \text{ KN}\}$$

$$\{X = 2.4 \rightarrow TY = -27.03\text{KN}\}$$

$$M_2 = 7.255X^2 + 14.34 + 3.44X$$

$$\{X = 0 \rightarrow M = 14.34\text{KN.m}\}$$

$$\{X = 2.4 \rightarrow M = -10.43\text{KN.m}\}$$

3^{em} tranchant

$$TY = 10.64X$$

$$\{X = 0 \rightarrow TY = 0\text{KN}\}$$

$$\{X = 1.4 \rightarrow TY = 14.89\text{KN}\}$$

$$\frac{\sum M}{3} = 0 \rightarrow M_3 + (10.64 \times X \times X/2)$$

$$M_3 = -5.32X^2$$

$$\{X = 0 \rightarrow M = 0\text{KN.m}\}$$

$$\{X = 1.4 \rightarrow M = 10.427\text{KN.m}\}$$

2- Ferrailage

$$M_0 = M_{\max} = 14.34\text{KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 0.75 \times 14.34 = 10.755\text{KN.m}$$

$$M_a = -0.50 \times M_0 = -0.50 \times 14.34 = -7.17\text{KN.m}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une section de 1m de large.

- **En travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times D \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.052$$

$$\mu_{bu} = 0.052 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.052}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.067$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.12 \times (1 - 0.4 \times 0.067) = 0.116\text{m}$$

$$A_t = \frac{M_T}{Z \times f_{st}} = 2.66 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 1.45 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_t = 2.66 \text{ cm}^2 \quad (\text{verifier})$$

Donc on choisit

$$A_s = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **En appui**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times D \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.035$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.035}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.044$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.12 \times (1 - 0.4 \times 0.044) = 0.117 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_a}{Z \times f_{st}} = 1.76 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.45 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_t = 1.76 \text{ cm}^2 \quad (\text{verifier})$$

Donc on choisit

$$A_s = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Tableau 3-4-3 Résultats de ferrailage de l'escalier type 2.

Localisation	M (KN. m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A_{cal} (cm)	A_{\min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Travée	14.34	0.052	0.067	0.116	2.66	1.45	4HA10=3.14
Appui	7.17	0.035	0.044	0.117	1.76	1.45	4HA8=2.01

3- Calcul de la section des armatures transversales :

$$\text{En appui } A_r^a = \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée } A_r^t = \frac{A_t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Soit

$$A_r^a = 4 \text{ HA8/ml} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A_r^t = 4HA8/ml = 2.01 \text{ cm}^2$$

4- Vérification a l'ELU

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = 0.225 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2 f_{cj} / Y_b ; 4 \text{ MPa}) = \min(0.13 \times 25 , 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

pas de risque de cisaillement

- **Vérification des armatures longitudinales a l'effort tranchant**

$$A_t \geq (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{Y_s}{f_e} = -1.37 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_l = 2.01 \text{ cm}^2 > -1.37 \text{ cm}^2 \quad (\text{vérifiée})$$

- **Espacement des armatures**

Les Règles d'espacement des barres données aux BAEL 91 donnent

Armatures longitudinales

$$S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

Armatures transversales

$$S_t \leq \min (3h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

5- Vérification a 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.

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

- **Calcul des moments et réactions a l'ELS**

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

$$\sum F/Y=0 \rightarrow R_A + R_B = 2.4 \times q_v + 1.25q_p + 1.4q_p$$

Dou

$$R_B = 30.10 \text{ KN.}$$

$$R_A = 12.79 \text{ KN.}$$

a- Calcul des sollicitations

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

1^{er} tranchant

$$T_Y = -7.6x + 12.79$$

$$\{X = 0 \rightarrow T_Y = 12.79 \text{ KN}\}$$

$$\{X = 1.25 \rightarrow T_Y = 2.53 \text{ KN}\}$$

$$M_1 = -3.8x^2 + 12.79x$$

$$\{X = 0 \rightarrow M = 0 \text{ KN.m}\}$$

$$\{X = 1.25 \rightarrow M = 10.34 \text{ KN.m}\}$$

2^{em} tranchant

$$T_Y = -10.47X + 2.53$$

$$\{X = 0 \rightarrow T_Y = 2.53 \text{ KN}\}$$

$$\{X = 2.4 \rightarrow T_Y = -19.46 \text{ KN}\}$$

$$M_2 = -5.23X^2 + 11.68X + 4.59X$$

$$\{X = 0 \rightarrow M = 10.35 \text{ KN.m}\}$$

$$\{X = 2.4 \rightarrow M = -7.40 \text{ KN.m}\}$$

3^{em} tranchant

$$T_Y = 7.6X$$

$$\{X = 0 \rightarrow T_Y = 0 \text{ KN}\}$$

$$\{X = 1.4 \rightarrow T_Y = 10.64 \text{ KN}\}$$

$$\frac{\sum M}{3} = 0 \rightarrow M_3 + \left(7.6 \times X \times \frac{X}{2}\right)$$

$$M_3 = -3.8X^2$$

$$\{X = 0 \rightarrow M = 0 \text{ KN.m}\}$$

$$\{X = 1.4 \rightarrow M = -7.45 \text{ KN.m}\}$$

$$M_0 = M_{\max} = 10.35 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 7.76 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.50 \times M_0 = -5.175 \text{ KN.m}$$

b- Vérification de l'état limite de compression de béton

En travée

Calcul de y

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

$$\frac{100 \times y^2}{2} - 15 \times 3.14 \times (12 - y) = 0 \Rightarrow y = 3.10 \text{ cm}$$

Calcul de I

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

$$I = \frac{100 \times 3.1^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (12 - 3.1)^2 = 0 \Rightarrow I = 4723.82 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.09 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad (\text{vérifier})$$

En appui

Calcul de y

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

$$\frac{100 \times y^2}{2} - 15 \times 2.01 \times (12 - y) = 0 \Rightarrow y = 4.81 \text{ cm}$$

Calcul de I

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

$$I = \frac{100 \times 4.81^3}{3} + 15 \times 2.01 \times (12 - 4.81)^2 = 0 \Rightarrow I = 5268.12 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.97 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

Les résultats de calcul des contraintes dans le béton sont résumés dans le tableau

Tableau 3-4-4 : vérification de la contrainte béton arme pour escalier (type2).

Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Travée	8.76	4723.82	3.10	5.09	15	Vérifiée
Appuis	-5.84	5268.12	4.81	1.97	15	Vérifiée

c- Vérification de l'adhérence

$$\xi_{se} = \frac{V_{ser}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

$\sum \mu_i$ = la somme des périmètres des barres.

$$\sum \mu_i = \mu \times \Pi \times \phi \Rightarrow \sum \mu_i = 4 \times \Pi \times 1 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\xi_{se} = \frac{14.09 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12 \times 12.56 \times 10^{-2}} = 1.038 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835$$

ψ_s : coefficient de scellement.

$\xi_{se} = 1.038 \text{ MPa} < 2.835 \text{ MPa}$ pas de risque par rapport à l'adhérence.

d- Vérification de l'état limite de déformation

$$\triangleright \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1)$$

$$\triangleright \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2)$$

$$\triangleright \frac{A}{B_0 \times D} \geq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (3)$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.14}{2.8} = 0.05 \rightarrow \frac{1}{16} = 0.06 \rightarrow \frac{h}{L} < \frac{1}{16}$$

⇒ La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le BAEL 91 comme suit

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec f_{ig} et f_{vg} la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanées ou différées).

F_{ij} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges.

F_{ip} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible

$$F_{adm} = \frac{l}{500} \Rightarrow F_{adm} = \frac{505}{500} = 1.01 \text{ cm}$$

Exemple de calcul

$$Y = 3.10 \text{ cm}$$

$$I = 4723.82 \text{ cm}^4$$

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

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

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

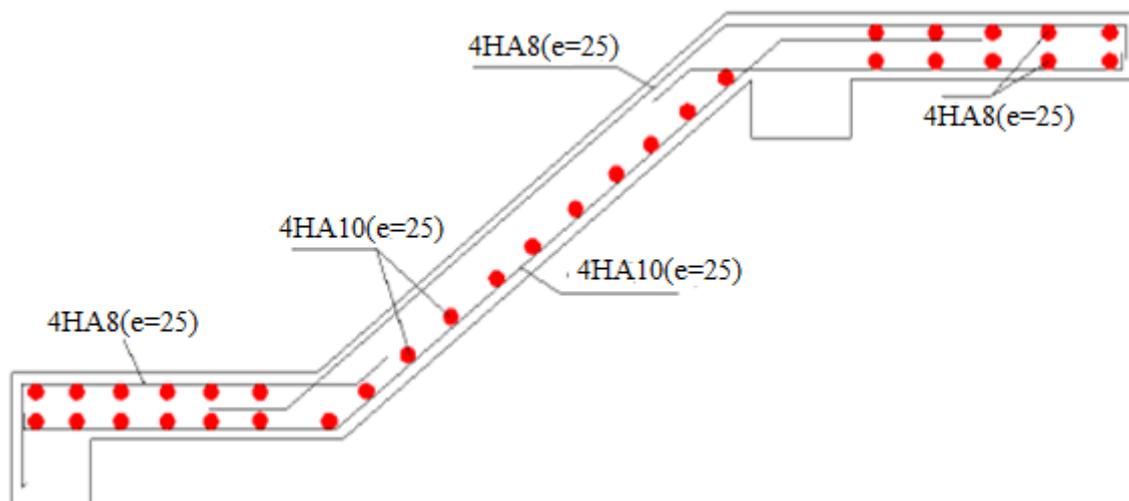


Figure 3-13 : schémas de ferrailage de l'escalier pour le type 2

3-4-3 Étude de la poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids, aux charges transmises sous forme de réaction d'appuis et aux moments de torsion

3-4-3-1 Pré dimensionnement

$$\frac{1}{15} \leq h \leq \frac{1}{10} \Rightarrow 20 \leq h \leq 30$$

Vérification

D'après le RPA99 version 2003, les conditions suivantes doivent être satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$h \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$$

On prend : $h = 30\text{ cm}$; $b = 30\text{ cm}$

3-4-3-2 Calcul à la flexion simple

Les charges revenant à la poutre palière sont

G_p poids propre de la poutre

$$G_p = 0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25\text{ KN / m}$$

Réactions aux appuis (poids transmise par la volée et le palier)

À L'ELU

$$R_B = 43.4\text{ KN/ml}$$

Avec :

R_B : c'est la charge ramené par le palier et la volée

$$P_u = 1.35 \times (G_p + (G_m \times h_m)) + R_B = 1.35 \times (2.25 + (2.85 \times 1.53)) + 43.4$$

$$P_u = 52.32\text{ KN/ml}$$

A L'ELS

$$R_B = 31.17\text{ KN/ml}$$

Avec :

R_B : c'est la charge ramené par le palier et la volée

$$P_s = 1.35 \times (G_p + (G_m \times h_m)) + R_B = 1.35 \times (2.25 + (2.85 \times 1.53)) + 31.17$$

$$P_s = 37.78\text{ KN/ml}$$

3-4-3-3 Calcul des sollicitations a L'ELU

En Travée

$$M_t = \frac{ps \times l^2}{24} = \frac{37.78 \times 3.4^2}{24} = 18.20\text{ KN.m}$$

En appui

$$M_a = - \frac{ps \times l^2}{12} = - \frac{37.78 \times 3.4^2}{12} = - 36.39\text{ KN.m}$$

$$V_u = R_B = 31.17\text{ KN}$$

3-3-3-4 ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une section de 1m de large.

- **En travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{18.20 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28^2 \times 14.2} = 0.042$$

$$\mu_{bu} = 0.042 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.042}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.053$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.053) = 0.274 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_T}{Z \times f_{st}} = \frac{18.20 \times 10^{-3}}{0.274 \times 348} = 1.9 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.50 \% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 0.30 \times 0.30 = 4.50 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{\min} = 4.50 \text{ cm}^2 > 1.9 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec $A_{\min} = 4.50 \text{ cm}^2$

- **En appui**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{36.39 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28^2 \times 14.2} = 0.1$$

$$\mu_{bu} = 0.1 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.13$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.28 \times (1 - 0.4 \times 0.13) = 0.246 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z \times f_{st}} = \frac{36.39 \times 10^{-3}}{0.246 \times 348} = 4.25 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.50 \% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 0.30 \times 0.30 = 4.50 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{\min} = 4.50 \text{ cm}^2 > 4.25 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec $A_{\min} = 4.50 \text{ cm}^2$

3-4-3-5 Vérification a l'ELU

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{vu}{b \times d} = \frac{43.4 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.516 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 f_{cj} / Y_b ; 4 \text{ MPA}) = \min(0.13 \times 25, 4 \text{ MPA}) = 3.25 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.516 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPA} \quad (\text{vérifiée})$$

Pas de risque de cisaillement

- **calculs des armatures transversales**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_l^{\min}\right) \Rightarrow \min\left(\frac{30}{30}; \frac{30}{10}; 1.4\right) = 1 \text{ cm}$$

$$\phi = 10 \text{ mm}$$

$$\text{On choisit } 3\phi 10 \Rightarrow A_t = 2.36 \text{ cm}^2$$

- **Escapement**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 25, 2 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})}$$

K= 1 : flexion simple, pas de reprise de bétonnage.

D'OU

$$S_t \leq \frac{0.8 \times 400 \times 3.14}{30 \times (0.516 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 257.64 \text{ cm}$$

⇒ On la prend pas en considération l'effort tranchant est assez faible

$$S_t \leq \frac{f_e \times A_t}{b \times 0.4} \Rightarrow S_t \leq 104.67 \text{ cm}$$

D'OU

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

- **Vérification des armatures longitudinales a l'effort tranchant**

$$A_l \geq \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{Y_s}{f_e} = \left(43.4 \times 10^{-3} - \frac{36.39 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.28} \right) \frac{1.15}{400} = 2.9 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_l = 2.9 \text{ cm}^2 > -2.14 \text{ cm}^2 \quad (\text{vérifiée})$$

3-4-3-6Vérification a l'ELS

- **Vérification des contraintes dans le béton**

En travée

Calcul de y

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

$$\frac{30 \times y^2}{2} - 15 \times 2.9 \times (28 - y) = 0 \Rightarrow y = 7.68 \text{ cm}$$

Calcul de I

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

$$\frac{30 \times 7.68^3}{3} + 15 \times 2.9 \times (28 - 7.68)^2 = 0 \Rightarrow I = 22491.10 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{18.20 \times 10^{-3} \times 7.68 \times 10^{-2}}{22491.10 \times 10^{-8}} = 6.21 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

En appui

Calcul de y

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

$$\frac{30 \times y^2}{2} - 15 \times 2.9 \times (28 - y) = 0 \Rightarrow y = 7.67 \text{ cm}$$

Calcul de I

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

$$I = \frac{30 \times 7.67 \times 10^3}{3} + 15 \times 2.90 \times (28 - 7.67)^2 = 0 \Rightarrow I = 22491.11 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{36.39 \times 10^{-3} \times 7.67 \times 10^{-2}}{22491.11 \times 10^{-8}} = 12.40 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

$$\triangleright \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1)$$

$$\triangleright \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2)$$

$$\triangleright \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{fe} \dots\dots\dots(3)$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.30}{3.40} = 0.08$$

$$\frac{1}{16} = 0.06$$

$$\frac{h}{L} < \frac{1}{16} \dots \dots \dots \text{(Vérfiée)}$$

$$\frac{Mt}{10 \times M_0} = \frac{18.20}{10 \times 18.20} = 0.010$$

$$\frac{h}{L} < \frac{Mt}{10 \times M_0} \quad \text{(Non vérifiée)}$$

$$\frac{A}{b_0 \times D} = \frac{2.9}{30 \times 2} = 3.45 \times 10^{-3}$$

$$\frac{4.2}{fe} = \frac{4.2}{400} = 1.05 \times 10^{-2}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{fe} \quad \text{(Non vérifiée)}$$

⇒ La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le BAEL 91 comme suit

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec f_{ig} et f_{vg} la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanées ou différées).

f_{ij} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges.

f_{ip} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible

$$F_{adm} = \frac{l}{500}$$

$$\Rightarrow F_{adm} = \frac{340}{500} = 0.68 \text{ cm}$$

Exemple de calcul :

$$Y = 7.67 \text{ cm}$$

$$I = 22491.11 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_c 28} = 32164.2 \text{ MPA}$$

$$E_v = E_i / 3 = 10721.4 \text{ MPA}$$

$$A_s = 2.9 \text{ cm}^2$$

Calcul de I_0

$$I_0 = \frac{b}{3} \times h^3 + b \times h \left(\frac{h}{2} - y_G \right)^2 + n [A_s \times (d - Y_G)^2 + A' \times (Y_G - d')^2]$$

$$y_G = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + n(A_s \times d + A' \times d')}{b \times h + n(A + A')}$$

$$\Rightarrow Y_G = \frac{30 \times \frac{30^2}{2} + 15(2.9 \times 28)}{30 \times 30 + 15(4.62)}$$

$$\Rightarrow Y_G = 15.18 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{30}{3} \times 30^3 + 30 \times 30 \left(\frac{30}{2} - 15.18 \right)^2 + 15 [2.9 \times (28 - 15.18)^2]$$

$$\Rightarrow I_0 = 277178.49 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.9}{30 \times 28} = 3.45 \times 10^{-3}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_t \times 28}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b}{d} \right)} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{3.45 \times 10^{-3} \times \left(2 + 3 \times \frac{1}{1} \right)}$$

$$\lambda_i = 6.08$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i$$

$$\Rightarrow \lambda_v = 2.43$$

Évaluation des moments en travée

$q_{jser} = 1.00 \times G$ La charge permanente qui revient à la volée sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 1.00 \times G$ La charge permanente qui revient à la volée.

$q_{pser} = 1.00 \times (G + Q)$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 1.00 \times 2.25 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

$$q_{gser} = 1.00 \times 6.61 = 6.61 \text{ KN/ml}$$

$$q_{pser} = 1.00 \times 37.78 = 37.78 \text{ KN/ml}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{24} \Rightarrow M_{gser} = \frac{6.61 \times 3.40^2}{24} = 2.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{24} \Rightarrow M_{jser} = \frac{2.38 \times 3.40^2}{24} = 0.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = \frac{37.78 \times 3.40^2}{24} = 13.64 \text{ KN.m}$$

Contraintes

$$\sigma_{gser} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d-y)}{I} \Rightarrow \sigma_{gser} = 15 \times \frac{2.38 \times 10^{-3} \times (0.28 - 0.0767)}{22491.11 \times 10^{-8}} = 30.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{jser} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d-y)}{I} \Rightarrow \sigma_{jser} = 15 \times \frac{0.85 \times 10^{-3} \times (0.28 - 0.0767)}{22491.11 \times 10^{-8}} = 11.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pser} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d-y)}{I} \Rightarrow \sigma_{pser} = 15 \times \frac{13.64 \times 10^{-3} \times (0.28 - 0.0767)}{22491.11 \times 10^{-8}} = 184.94 \text{ MPa}$$

Calcul de μ

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

$$\mu_{gser} = 1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_{gser} + ft_{28}} \Rightarrow \mu_{gser} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 3.45 \times 10^{-3} \times 30.5 + 2.1} = -0.45$$

$$\mu_{jser} = 1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_{jser} + ft_{28}} \Rightarrow \mu_{jser} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 3.45 \times 10^{-3} \times 11.52 + 2.1} = -0.63$$

$$\mu_{pser} = 1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_{pser} + ft_{28}} \Rightarrow \mu_{pser} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 3.45 \times 10^{-3} \times 184.94 + 2.1} = -0.2$$

Calcul des inerties fictives I_f

$$I_{ftg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda i \times \mu_{gser}} \Rightarrow I_{ftg} = \frac{1.1 \times 277178.49}{1} = 304896.33 \text{ cm}^4$$

$$I_{ftj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda i \times \mu_{jser}} \Rightarrow I_{ftj} = \frac{1.1 \times 277178.49}{1} = 304896.33 \text{ cm}^4$$

$$I_{ftp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda i \times \mu_{pser}} \Rightarrow I_{ftp} = \frac{1.1 \times 277178.49}{1} = 304896.33 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda i \times \mu_{gser}} \Rightarrow I_{fvg} = \frac{1.1 \times 277178.49}{1} = 304896.33 \text{ cm}^4$$

Évaluation des flèches

$$F_{igser} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{ftg}} \Rightarrow F_{igser} = \frac{2.38 \times 10^{-3} \times 3.4^2}{10 \times 32164.2 \times 304896.33 \times 10^{-8}} = 2.80 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$$F_{ijser} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{ftj}} \Rightarrow F_{ijser} = \frac{0.85 \times 10^{-3} \times 3.4^2}{10 \times 32164.2 \times 304896.33 \times 10^{-8}} = 9.88 \times 10^{-6} \text{ m}$$

$$F_{ipser} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{ftp}} \Rightarrow F_{ipser} = \frac{13.64 \times 10^{-3} \times 3.4^2}{10 \times 32164.2 \times 304896.33 \times 10^{-8}} = 1.6 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$F_{vgser} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow F_{vgser} = \frac{2.38 \times 10^{-3} \times 3.4^2}{10 \times 32164.2 \times 304896.33 \times 10^{-8}} = 2.80 \times 10^{-5} \text{ m}$$

La flèche totale Δ_f

$$\Delta_f = f_{vgser} + f_{ipser} - f_{igser} - f_{ijser} \quad \Delta_f = 0.0022 \text{ cm}$$

$\Delta f > f_{adm} \Rightarrow$ donc la flèche est vérifiée.

3-4-3-6 Calcul a la torsion

Le moment de torsion est le moment statique au niveau de l'appui B. D'après le BAEL91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω , (section creuse d'épaisseur (e).

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5\text{cm}$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (30 - 5) = 625 \text{ cm}^2$$

U : Est le périmètre de la section creuse.

$$U = 2 \times [(b-e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(30-5) + (30 - 5)] = 100\text{cm}$$

3-4-3-7 Ferrailage

- **Calcul du moment de torsion**

Le moment de torsion n'est que le moment de flexion de la poutre au niveau de l'appui

$$M_t = -0.5 \times M_0^{\max} = -11.61 \text{ KN.m}$$

$$A_t = \frac{M_t \cdot U}{2 \times \Omega \times f_{st}} \Rightarrow \frac{11.61 \times 10^3 \times 1}{2 \times 0.0625} = 2.67 \times 10^4 \text{ m}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.50 \% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 0.30 \times 0.30 = 4.50 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{\min} = 4.50 \text{ cm}^2 > A_{\text{cal}}$$

- **Vérification des contraintes tangentes à la torsion**

$$\tau_{\text{utor}} = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = \frac{11.61 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 1.857 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2 f_{cj} / Y_b ; 4 \text{ MPA}) = \min(0.13 \times 25 , 4 \text{ MPA}) = 3.25 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 1.857 \text{ MPa} < \tau_u = 3.25 \text{ Mpa} \quad (\text{vérifiée})$$

Pas de risque de cisaillement

Choix des armatures

La section total des armatures a adopté est

$$\text{En travée } A_s = A_l (\text{flexion}) + \frac{1}{2} A_l (\text{Torsion}) = 4.50 + \frac{1}{2} \times 4.50 = 6.75 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA12+4HA12= 7.66 cm²

$$\text{En Appui } A_s = A_l (\text{flexion}) + \frac{1}{2} A_l (\text{Torsion}) = 4.50 + \frac{1}{2} \times 4.50 = 6.75 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA14+2HA12 = 8.42 cm²

- **Calcul des armatures transversales**

En travée

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

$$A_{\text{tor } t} = \frac{M_t \times s_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{19.15 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 400} = 0.66 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

En Appui

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_{\text{tor } t} = \frac{M_t \times s_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{19.15 \times 10^{-3} \times 0.10 \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 400} = 0.44 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Section d'armature transversale à prendre

$$\text{En travée } A_s = A_t (\text{flexion}) + A_t (\text{Torsion}) = 2.36 + 0.66 = 3.02 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA10 = 3.14 cm²

$$\text{En Appui } A_s = A_l (\text{flexion}) + \frac{1}{2} A_l (\text{Torsion}) = 2.36 + 0.44 = 2.80 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA10 = 3.14 cm²

On choisit un cadre et un étrier de $\Phi 10$.

3-4-4 Schéma de ferrailage de la poutre palière

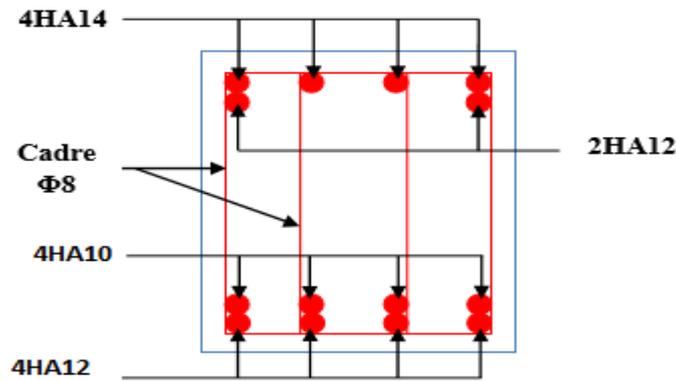


Figure3-14 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

3-5 L'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement des personnes vers les différents niveaux. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale munie d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.



Figure3-15 : schémas statique et concept de l'ascenseur

3-5-1 Les caractéristiques :

- $V = 1.6 \text{ m/s}$: Vitesse de levage.

- $P_m = 15 \text{ KN}$: Charge due à la salle de machine.

- $D_m = 51 \text{ KN}$: Charge due au poids propre de l'ascenseur.

- $F_c = 145 \text{ KN}$: Charge due à la rupture des câbles. $-B_s \times T_s = 2 \times 1,85 \text{ m}^2$ dimensions de la gaine.

- le poids propre de l'ascenseur est de (charge nominale) 630 Kg

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- Dalle de salle machine (locale).
- 2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur

3-5-2 Étude de la dalle pleine de la locale machinerie :

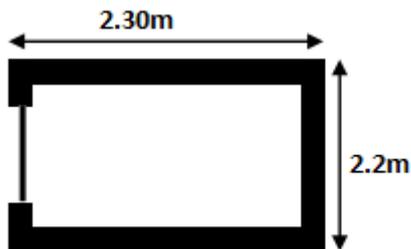


Figure 3-16 : Coupe transversale d'ascenseur.

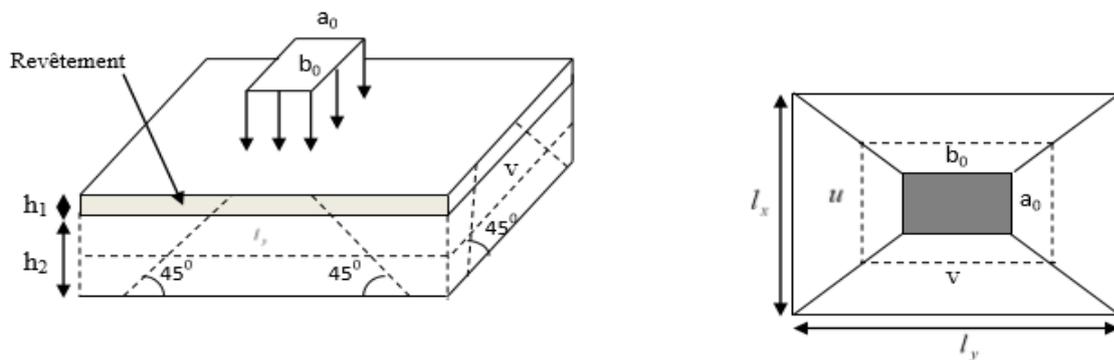


Figure 3-17 : Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 Et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 Et v : Dimensions suivant le sens y-y'.

On a une vitesse $V = 1m/s \Rightarrow a_0 = 80cm$; $b_0 = 80cm$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 4cm \Rightarrow \xi = 1$.

$$\text{Donc : } \begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow u = 108 \text{ cm.} \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow u = 108 \text{ cm.} \end{cases}$$

3-5-3 Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

$$\text{On a : } g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 \Rightarrow P_u = 97.605 \text{ KN}$$

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho; M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \frac{v}{l_x} \text{ et } \rho = 1$$

$$\frac{u}{l_x} = \frac{u}{l_y} = \frac{108}{230} = 0.46 \quad \Rightarrow M_1 = M_2 = 0.107$$

$$\frac{v}{l_x} = v/l_y = \frac{108}{230} = 0.46$$

- Évaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow M_{x1} = M_{y1} = 97.605 \times 0.107 = 10.44$$

• Évaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$\rho = 1 \Rightarrow \mu_x = 0.0368; \mu_y = 1$$

$$G = 25 \times 0.20 + 22 \times 0.05 = 6.1 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73 \text{ KN.}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0368 \times 9.73 \times 2.3^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1 \times 1.89 \Rightarrow M_{y2} = 1.89 \text{ KN.m}$$

Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont : $M_x = M_y = M_{x1} + M_{x2} = 12.33 \text{ KN.m}$

Pour tenir compte de l'encastrement

$$\text{En travée : } M_{tx} = M_{ty} = 0.85 \times 12.33 = 10.48 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_y^a = M_x^a = 0.3 \times 12.33 = 3.70 \text{ KN.m}$$

3-5-4 Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et d=18cm

Tableau 3-5-1 : ferrailage de la dalle de la salle des machines

Position	M (KN.m)	μbu	α	Z (m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	A adop (cm ²)
Sens x-x	10.48	0.227	0.326	0.156	1.93	1.6	4HA8=2.01
Sens y-y	10.48	0.227	0.326	0.156	1.93	1.6	4HA8=2.01
appuis	3.70	0.080	0.104	0.172	0.61	1.6	4HA8=2.01

3-5-4-1 Vérification à l'E.L.U

a. Vérification au poinçonnement : $p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ BAEL91 (Article H. III.10)

Avec : p_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Épaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (108 + 108) \Rightarrow U_c = 432 \text{ cm. ; } p_u = 97,605 \text{ KN}$$

Or $p_u = 97.605 \text{ KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 648 \text{ KN} \dots \dots \dots$ Pas de risque de poinçonnement.

b. Vérification de l'effort tranchant : $b=100\text{cm}$; $d=18\text{cm}$.

$$\tau_u = \frac{v_{u\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 / \gamma_b \times f_{c28} = 1.16$$

On a $v = u \Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 30.125 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.167 \text{ MPA} < 1.16 \dots \dots \dots$ c'est vérifier

3-5-4-2 Vérification à l'E.L.S

Les moments engendrés par le système de levage : $q_{ser} = g = 72.3 \text{ KN}$.

$$M_{x1} = M_{y1} = q_{ser} \times (M1 + v \times M2) = 72.3 \times (0.107 + 0.2 \times 0.107) = 9.28 \text{ KN.m}$$

Les moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

On a $q_{ser} = 6.1 + 1 = 7.2 \text{ KN}$; $\mu_x = 0.0368$; $\mu_y = 1$

$$\Rightarrow M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 1.40 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 1.40 \text{ KN.m}$$

Superposition des moments

$$M_x = M_y = M_{x1} + M_{x2} = 9.28 + 1.40 = 10.68 \text{ KN.m}$$

a) Vérification des contraintes

Calcul des moments

$$M_t^x = 0.85 \times 10.60 \Rightarrow M_t^x = 9.01 \text{ KNm}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 10.60 \Rightarrow M_t^y = 9.01 \text{ KNm}$$

$$M_a = 0.3 \times 10.60 \Rightarrow M_a = 3.18 \text{ KNm}$$

$$\text{- État limite de compression de béton : } \sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$$

Sens x-x : $y = 3.60 \text{ cm}$; $I = 7651.58 \text{ cm}^4$

$$4.23 \leq 15 \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \dots \dots \dots \text{pas de risque de fissuration}$$

Sens y-y : $y = 3.60 \text{ cm}$ et $I = 7651.58 \text{ cm}^4$

$$4.23 \leq 15 \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \dots \dots \dots \text{pas de risque de fissuration}$$

b) État limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

c) Vérification de la flèche

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

Sens X-X :

$$1. \frac{h}{l_x} > \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}} \Leftrightarrow 0.86 > 0.042 \dots \dots \dots \text{Vérfié.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0020 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérfié.}$$

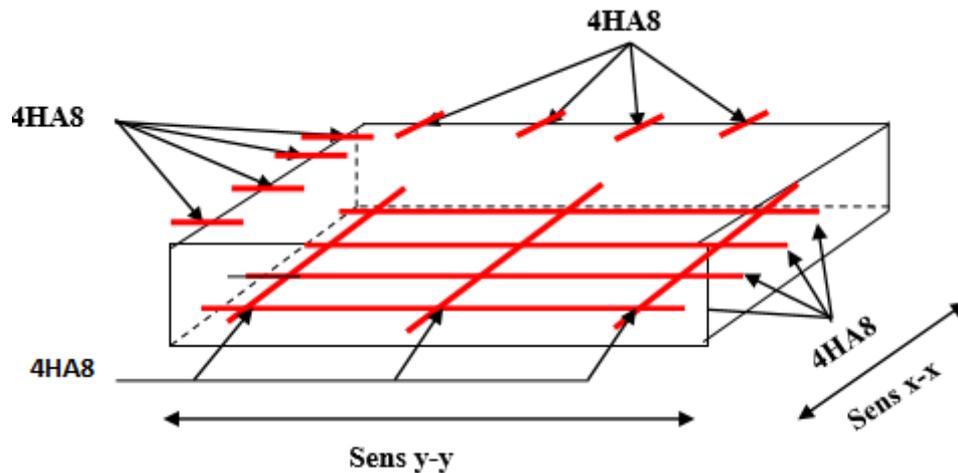


Figure3-18 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine de la locale machinerie

3-5-5 Étude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur :

- Les dimensions sont les mêmes (230×230 et h=14cm)
- poids propre de la dalle et de revêtement : $G1=4.6 \text{ KN/m}^2$.
- poids propre de l'ascenseur : $G2 = Fc/S=145/(2.3 \times 2.3)=27.41 \text{ KN/m}^2$
- $G_{total}=G1+G2 \Rightarrow G_{total}=32.01 \text{ KN/m}^2$.
- $P_{total}=1,35 \times G_{total} \Rightarrow P_{total}=43.21 \text{ KN/m}^2$.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{230}{230} = 1 > 0.4 \text{ Donc la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\Rightarrow M_{x2} = \mu_x \times p_{total} \times l_x^2 = 8.41 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 8.41 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments réels**

En travée : $M_{tx}=M_{ty}=0.85 \times M_{0x}=7.14 \text{ KN.m}$

En appui : $M_{ax}=M_{ay}=0.3 \times M_{0x}=2.523 \text{ KN.m}$

1. Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple.

Tableau3-5-2 : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Position	M (KN.m)	μbu	α	Z (m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadop (cm ²)
Sens x-x	7.14	0.155	0.211	0.164	1.251	1.6	4HA8=2.01
Sens y-y	7.14	0.155	0.211	0.164	1.251	1.6	4HA8=2.01
appuis	2.523	0.054	0.069	0.175	0.414	1.6	4HA8=2.01

2. Vérification à l'E.L.U

Condition de non fragilité

On calcule A_{min} : On a des HA $f_c E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 ; e = 20cm ; b = 100cm ; \rho = 0.69$

$$e \geq 12cm \text{ et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases} \quad A_x^{min}=1.6 ; A_y^{min}=1.6$$

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 $S_t = 25cm$

a) Vérification de l'effort tranchant

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

$\rho = 1 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens.

Sens x-x : $V_x = qu \times \frac{lx}{3} = 33.13$

Sens y-y : $V_y = qu \times \frac{lx}{2} \times \frac{1}{1+\frac{\rho}{2}} = 33.13$

$\Rightarrow \tau_u = \frac{33.13 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.184 < 1.25 \dots \dots \dots c'est \text{ verifier}$

3. Vérification à l'ELS : $\nu = 0.2$

$Q_{ser} = p_{total} + q = 32.01 + 1 \Rightarrow q_{ser} = 33.01 \text{ KN/m}^2$

$\mu_x = 0.0368 ; \mu_y = 1$

$\Rightarrow M_x = \mu_x \times q_{ser} \times lx^2 = 6.42KN.m \Rightarrow M_y = \mu_y \times M_x = 6.42KN.m$

$M_{tx} = M_{ty} = 0.85 \times M_x = 5.457KN.m$

$$\text{Max} = \text{may} = 0.3 \times M_x = 1.926 \text{KN.m}$$

Vérification des contraintes

- **État limite de compression de béton** : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\text{Sens x-x} : y = 3.60 \text{cm} ; I = 7651.58 \text{cm}^4$$

$$2.56 \leq 15 \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \dots \dots \dots \text{pas de risque de fissuration}$$

$$\text{Sens y-y} : y = 3.60 \text{cm} \text{ et } I = 7651.58 \text{cm}^4$$

$$2.56 \leq 15 \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \dots \dots \dots \text{pas de risque de fissuration}$$

- **Vérification de la flèche**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

Sens X-X :

$$1. \frac{h}{l_x} > \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}} \Leftrightarrow 0.86 > 0.042 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0020 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

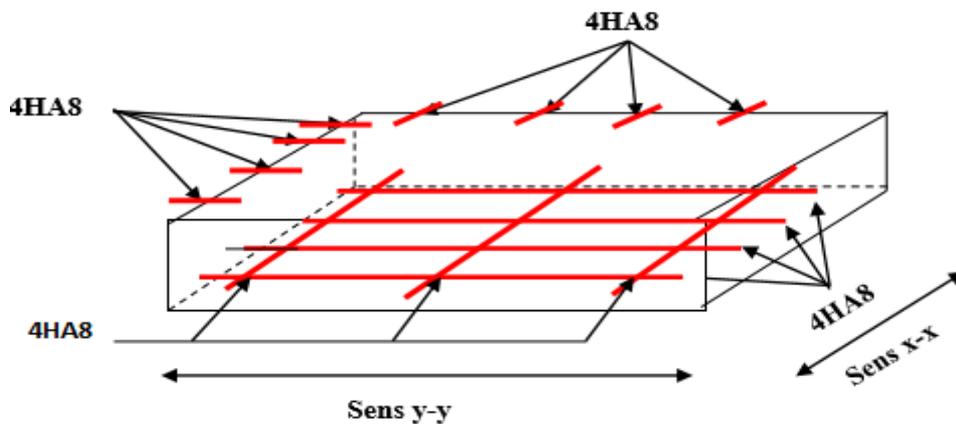


Figure3-19 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

3-6 Étude de l'acrotère :

L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher soumis à son Poids propre(G), à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m de longueur. La fissuration est considéré nuisible.

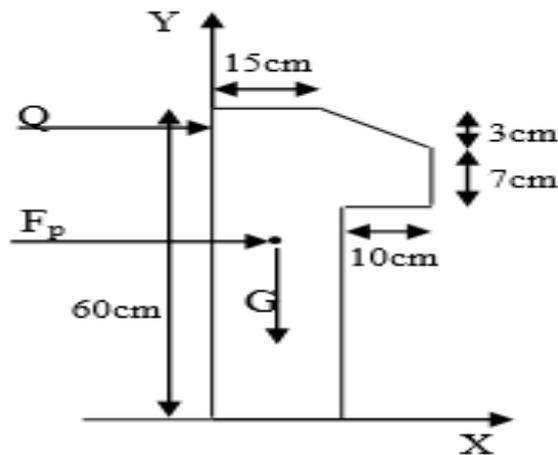


Figure3-20 : Coupe transversale de l'acrotère

3-6-1Hypothèse de calcul

- Évaluation des charges

$$S_{\text{acr}} = 60 \times 15 + 7 \times 10 + 3 \times 10 / 2$$

$$S_{\text{acr}} = 0,0985 \text{ m.}$$

$$G = 25 \times 0,0985 = 2,462 \text{ KN/ml.}$$

La charge d'exploitation $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$

S : surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère

$$\text{Poids d'enduit extérieur (ciment : } e = 1,5 \text{ cm) : } G_2 = 20 \times 0,015 \times 0,7 \times 1 \Rightarrow G_2 = 0,21 \text{ KN}$$

$$\text{Poids d'enduit intérieur (ciment : } e = 2 \text{ cm) : } G_3 = 20 \times 0,02 \times 0,7 \times 1 \Rightarrow G_3 = 0,28 \text{ KN}$$

$$\text{Le poids total : } W_p = G + G_1 + G_2 = 2,952$$

La charge due à la main courante : $Q = 1 \text{ KN}$

La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \quad \text{(RPA Article 6.2.3)}$$

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.

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,952 = 1,417 \text{ KN.}$$

- **Calcul des sollicitations**

Calcul du centre de gravité $G(X_g; Y_g)$:

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_g = 0.213m; Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_g = 0.284m$$

L'acrotère est soumis à : $N_G = 2.952 \text{ KN}$.

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{Fp} = F_p \times Y_g = 1.417 \times 0.284 = 0.402 \text{ KN.m}$$

Tableau3-6-1 : Combinaison d'action de l'acrotère.

Sollicitations	RPA99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.952	3.98	2.952
M(KN.m)	1.002	0.9	0.60

- **Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime**

On a : $e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = 0.226; \frac{h}{6} = 0.025m$.

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le calcul de fera par assimilation a la flexion simple soumise à un moment $M_{ua} = N_u \times e$ Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = M_u / N_u$) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

Avec :

e_1 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, lies à la déformation de la structure.

h : portée de l'élément = 60 cm

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{h}{250}\right) = 2\text{cm}. ; e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \quad ; \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

(RPA Article A.4.3.5)

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

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-

Permanent, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.2\text{m}$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

Donc : $e_2 = 0.00576\text{m}$

D'où $e = 0.226 + 0.02 + 0.00576 = 0.251$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$N_u = 3.98 \text{ KN}$.

$M_u = N_u \times e = 3.98 \times 0.251 = 0.998 \text{ KN.m}$

3-6-2 Ferrailage de l'acrotère :

Calcul à l'ELU :

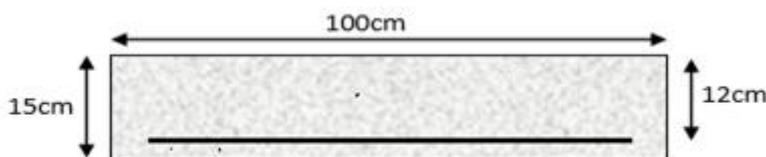


Figure3-21 : Section à ferrailer

$N_u = 3.98 \text{ KN}$; $M_u = 0.998$; $f_{bu} = 14.2 \text{ MPA}$; $\sigma_{st} = 348 \text{ MPA}$

$h = 15 \text{ cm}$; $d = 12 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.998 + 3.98 \times \left(0.12 - \frac{0.15}{2}\right) \Rightarrow M_{uA} = 1.177 \text{ KN.m}$$

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{Mtu}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{1.177 \times 10^{-3}}{1 \times 14.2 \times 0.12^2} = 0.0075 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bua} \leq 0.186 \rightarrow \text{pivot A } \varepsilon_s = 10\% \quad f_{st} = 348$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.009$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.119$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = 0.284 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.169 \text{ cm}^2$$

A. Vérification à l'E.L.U

• La condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte : $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

• Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{HA}6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• Espacement

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3$. On adopte $S_t = 30$ cm.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 70/3 = 23,33$ cm. On adopte $S_t = 20$ cm.

• Vérification au cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \tau \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3\text{MPa}) \Rightarrow \tau \leq \min(2.5; 3\text{MPa}) \Rightarrow \tau \leq 2.5\text{MPa}$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.417 + 1 \Rightarrow V_u = 2.417 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2.417 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_u = 0.020 \text{ MPA} < 2.5 \text{ MPA} \dots \text{condition vérifier.}$$

• Vérification de l'adhérence : $\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i)$ **RPA (Article. A.6.1, 3)**

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.043 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.417 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10074) \rightarrow \zeta_{es} = 0.222 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83\text{MPa} \quad (\text{RPA Article. A.6.1, 21})$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

B. Vérification à l'ELS

$$d = 0.12 \text{ m} ; N_{\text{ser}} = 2.952\text{KN} ; M_{\text{ser}} = Q \times h \Rightarrow M_{\text{ser}} = 0.6\text{KN.m} ; \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

- Vérification des contraintes :** $\sigma_{bc} = N_{\text{ser}} \times y_{\text{ser}} / \mu_t ; \sigma_s = 15 \times N_{\text{ser}} \times (d - y_{\text{ser}}) / \mu_t ;$
 $\overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \overline{\sigma_s} = 240\text{MPa}$

- Position de l'axe neutre :**

$$c = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{\text{ser}} / N_{\text{ser}} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6/2.952) + (0.12 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.248 \text{ m.}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \rightarrow c = 0.12 - 0.248 \Rightarrow c = -0.128\text{m.}$$

$$c = -0.128 \text{ m} ; y_{\text{ser}} = y_c + c ; y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots\dots\dots (*)$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b ; q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$.P = -3 \times -0.128^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.128}{1} \Rightarrow P = -0.044\text{m}^2.$$

$$.q = -2 \times -0.128^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.128)^2}{1} \Rightarrow P = 0.0053\text{m}^3.$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.2325 \Rightarrow y_{\text{ser}} = 0.107\text{m.}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 5.568 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.33 \times 10^{-3}}{5.568 \times 10^{-3}} \times 0.107 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.063\text{MPa} < \overline{\sigma_{adm}}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{3.33 \times 10^{-3}}{5.568 \times 10^{-3}} \times (0.12 - 0.107) \Rightarrow \sigma_s = 0.116\text{MPa} < \overline{\sigma_{adm}} < 2,83\text{MPa} \Rightarrow \text{Pas de}$$

risque par rapport à l'adhérence.

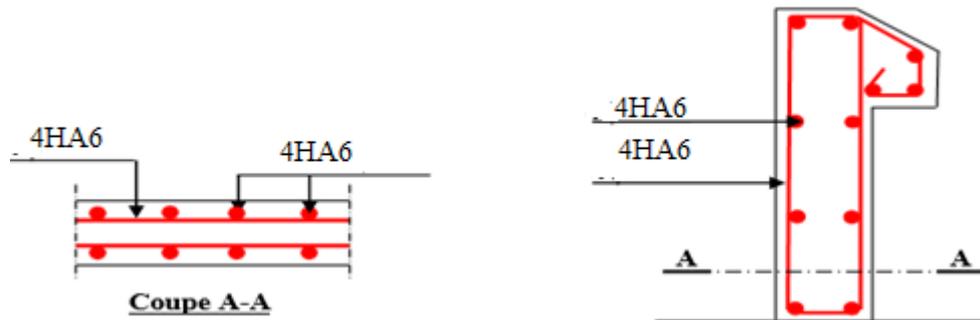
3-6-3 schémas de ferrailage de l'acrotère :

Figure 3-22 schémas de ferrailage de l'acrotère (terrasse inaccessible)

3.7 Conclusion

Dans ce chapitre il a été question en premier lieu de choisir une disposition des poutrelles des planchers en corps creux. Ce choix s'est fait en respectant les critères de la petite portée et celui de la continuité. Cette disposition a donné naissance à plusieurs types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées et ferrillées.

Et aussi la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant à les autres éléments secondaires (acrotère, escalier, dalle pleines ...) avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le BAEL91/99 et le RPA99/2003. Ces éléments ont été étudiés et ferrillés.

CHAPITRE 4

ÉTUDE ET ANALYSE SISMIQUE DU BATIMENT

4-1 Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel, où il engendre des secousses qui se propagent en forme d'ondes qui sont vulnérable aux différentes structures. Que ce soit en construction métallique ou en béton armé.

Pour cela des études en génie civil ont été consacrée pour une étude bien spécifique, à l'étude dynamique des structures, qui est une étude à l'excitation et à la réponse sismique de la structure. Cette étude est faite afin de prévenir, éviter et limiter des dégâts matériels ou humains.

Vue que notre structure est implantée à Bejaïa, zone II-a selon le classement du RPA99, version 2003. Une étude sismique s'avère obligatoire

La détermination d'un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique fait l'objet de ce chapitre.

4-2 Méthodes de calcul

Les règles parasismiques algériennes (RPA99, version 2003), présentent trois méthodes de calcul

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

4-2-1 Méthode statique équivalente

Dans le cas de la méthode statique équivalente, les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalente est vérifiée :

Dans notre cas, la condition de régularité en plan n'est pas satisfaite, de plus, la hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieur à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable.

Dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable, on a recours à la méthode d'analyse modale spectrale avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure.

✓ **Calcul de l'effort sismique total à la base**

La force sismique totale “v”, appliquée à la base doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale. Son expression est donnée par la formule suivante :

$$v = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

A : C'est coefficient d'accélération de zone II a une valeur numérique dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage du bâtiment.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen du site, il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement(η) et de la période fondamentale de la structure.

Q : Facteur de qualité, il est en fonction de :

La redondance et la géométrie des éléments qui constituent la structure

La régularité en plan et en élévation

La qualité du contrôle de la construction

R : Coefficient de comportement global de la structure, sa valeur dépend du type de contreventement.

W : Poids total de la structure.

Détermination des coefficients

• **Le coefficient A**

Notre ouvrage est implanté à Bejaia, zone classé II-a selon RPA99 version 2003, cet ouvrage est courant et d'importance moyenne. (Bâtiment à usage habitation), il est de ce fait classé dans le groupe d'usage 2

Le coefficient A vaut donc : $A=0,15$ selon le **tableau 4.1 (RPA99, version 2003)**.

• **Le facteur D**

Le facteur d'amplification dynamique D, est donné par l'expression suivante :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{array} \right. \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

η : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par l'expression suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \varepsilon_c}} \geq 0,70$$

ε_c : Pourcentage d'amortissement critique

$$\varepsilon_c = 8,5$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8,5}} = 0,81 \geq 0,70$$

T₁ et T₂ : Période caractéristique relative au sol

La structure à étudier est située dans un site de sol ferme (S2) donc d'après **RPA99 (Tableau 4.7)** Ce qui nous donne les périodes caractéristiques :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,40 \end{array} \right.$$

Estimation de la période fondamentale de la structure T

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 version 2003 suivantes :

$$T = C_r \times h^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

$$T = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 38,08m$

C_r ; Coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 version 2003

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, $C_r = 0,05$

$$T = 0,05 \times 23,12^{3/4} = 0,527s$$

$D_x = 31,00m$: La dimension du bâtiment selon le sens x

$D_y = 16,60m$: La dimension du bâtiment selon le sens y

$$T_x = \frac{0,09 \times 23,12}{\sqrt{31}} = 0,511s$$

$$T_y = \frac{0,09 \times 23,12}{\sqrt{16,60}} = 0,374s$$

$$T_x = \min(T, T_x) = \min(0,527, 0,511) = 0,511s$$

$$T_y = \min(T, T_y) = \min(0,527, 0,374) = 0,374s$$

- **Calculé Dx, Dy**

$$T_x > T \Rightarrow D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_x}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$T_y < T \Rightarrow D_y = 2,5\eta$$

$$D_x = 1,73 ; D_y = 2,04$$

- **Le facteur de qualité Q**

$$Q = 1 + \sum pq$$

Avec :

Pq : pénalité correspondante au critère q (tableau 4.4 du RPA99, version 2003)

Tableau 4.1: Valeur de pénalité de Pq

Critère Q	Valeur de Pq(x)		Valeur de Pq(y)	
	Critère observé	Critère non observé	Critère observé	Critère non observé
Condition minimale des files de contreventement		0.05		0.05
Redondance en plan		0.05		0.05
Régularité en plan		0.05		0.05
Régularité en élévation		0.05		0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0		0	
Contrôle de la qualité de l'exécution	0		0	

$$Q_x = Q_y = 1,20$$

- **Coefficient R**

Le système de contreventement de notre structure étant mixte voiles-portiques avec interaction, R=5 (**Tableau 4.3 RPA99, version 2003**)

- **Poids total de la structure W**

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec :

$$W_i = W$$

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

$$\beta = \begin{cases} 0.2 & \text{Pour les étages à usage d'habitation.} \\ 0.6 & \text{Pour les étages à usage commercial.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow W = 29710.3895 \text{KN}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

Selon le sens x-x'

$$V_{xst} = 1927.46152 \text{KN}$$

Selon le sens y-y'

$$V_{yst} = 2272.8448 \text{KN}$$

4-2-2 Méthode dynamique modale spectrale

L'analyse dynamique présente probablement le comportement réel d'un bâtiment soumis à des excitations sismiques, que le calcul statique prescrit par ces normes. La méthode dynamique modale spectrale, sert essentiellement au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non conforme aux exigences de RPA99, version 2003, pour un calcul statique équivalentes.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure, par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul dont l'expression est la suivante :

$$\begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \times \mu \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 \times A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3s \end{cases}$$

L'action sismique doit être appliquée dans toutes les directions jugées déterminantes pour le calcul des forces sismiques ainsi que les directions qui leurs sont perpendiculaires, compte tenu de la configuration en plan de la structure. Pour les structures ayant leurs éléments de contreventements distribués le long de deux directions orthogonales, ces deux directions sont à retenir comme directions d'excitation.

Cette méthode peut être utilisée par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisée ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire. Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on utilise un logiciel d'analyse qui est l'ETABS.

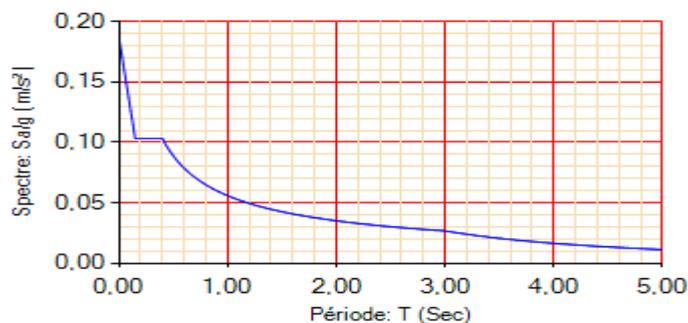


Figure4-1 : spectre de réponse

4-2-3 Méthode d'analyse par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

4-3 Disposition des voiles

Le choix d'une disposition qui réponde aux exigences du RPA est un vrai défi vu les contraintes architecturales. Après plusieurs essais de disposition des voiles, on a opté pour la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion aux deux premiers modes de vibration, c'est-à-dire, il faut avoir une translation suivant X au premier mode, une translation suivant y, une rotation suivant l'axe Z (torsions) au troisième mode. Ainsi il faut répondre aux exigences du RPA99, version 2003.

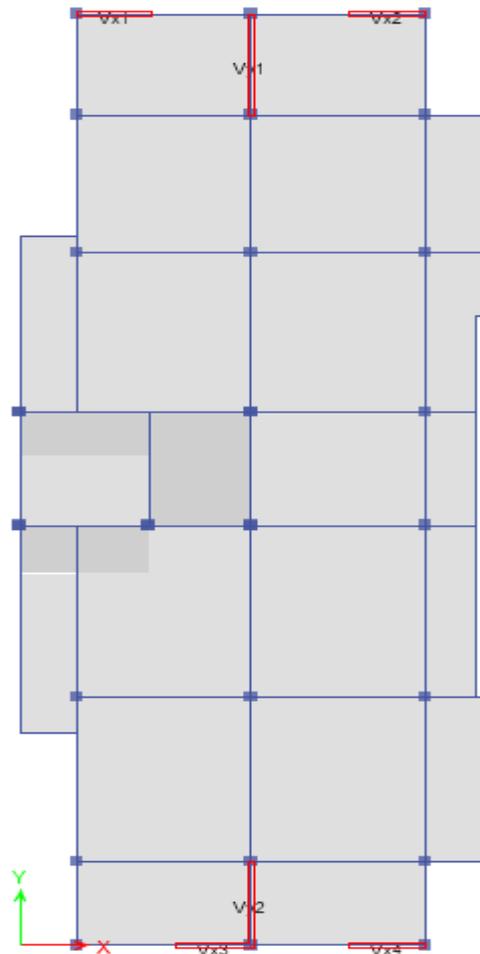


Figure 4-2 Disposition des voiles de contreventement

4-4 Résultats obtenus :

a- Mode de vibration et taux de participation des masses

Tableau 4-2 : Périodes et taux de participation massique de la structure.

Case	Mode	Période	(%) de la Masse modale			(%) Cumulé de la masse modale	
			UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,599	0,0056	0,6896	0	0,0056	0,6896
Modal	2	0,589	0,7065	0,004	0	0,7121	0,6937
Modal	3	0,458	0,0127	0,0025	0	0,7248	0,6962
Modal	4	0,192	0,1306	0,0127	0	0,8554	0,7089
Modal	5	0,178	0,0123	0,1635	0	0,8677	0,8724
Modal	6	0,142	0,0025	0,00000196	0	0,8702	0,8724
Modal	7	0,109	0,0001	0,0058	0	0,8703	0,8782

Modal	8	0,102	2,00E-02	0,0002	0	0,8902	0,8784
Modal	9	0,091	0,0377	0,0034	0	0,9279	0,8818
Modal	10	0,083	0,0033	0,0617	0	0,9312	0,9435
Modal	11	0,068	0,0008	0,00003664	0	0,932	0,9436
Modal	12	0,063	0,0004	0	0	0,9324	0,9436

Les modes de vibration sont montrés sur les Fig. 4-3, 4-4 et 4-5

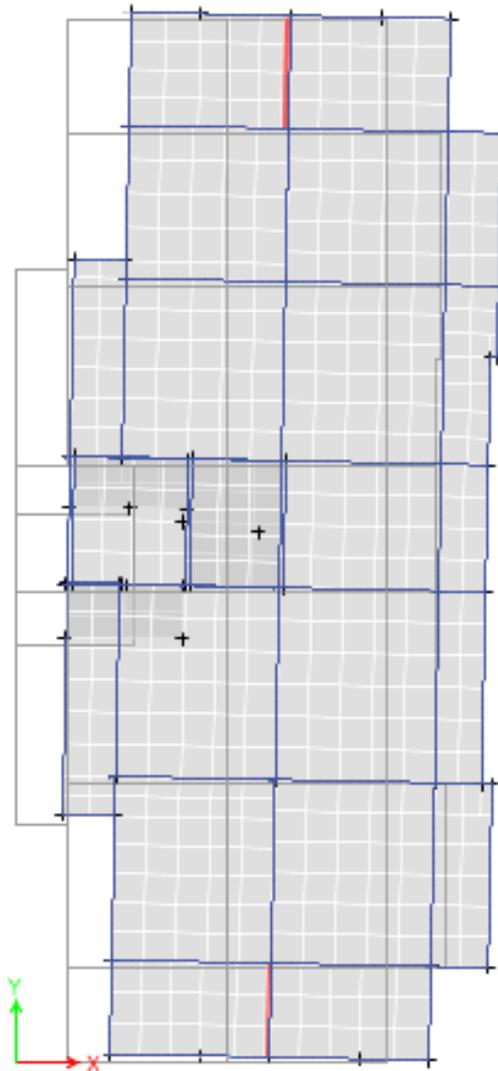


Fig. 4-3. 1er mode (translation suivant X)

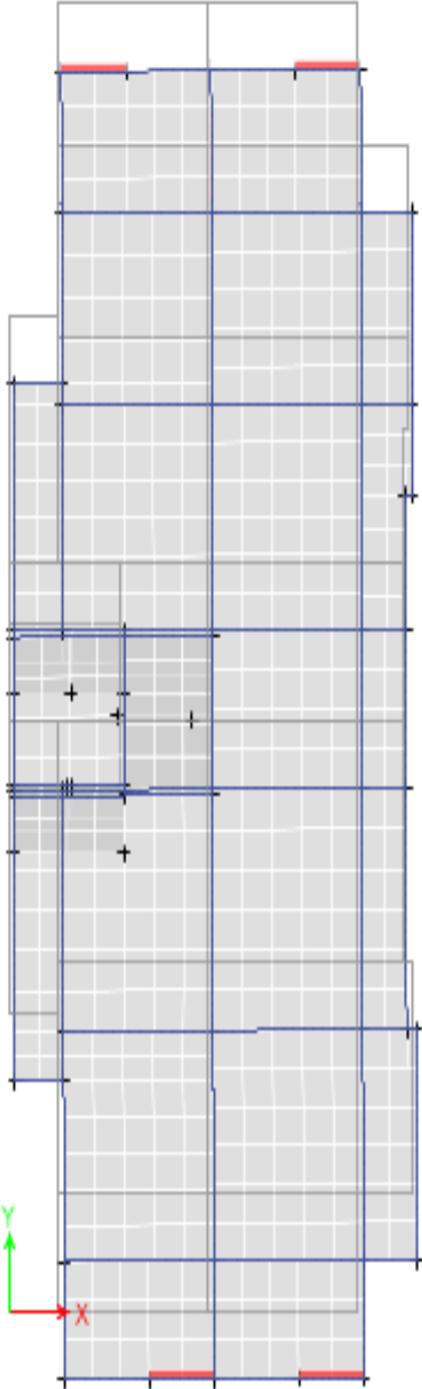


Fig. 4-4 2éme mode (translation suivant Y)

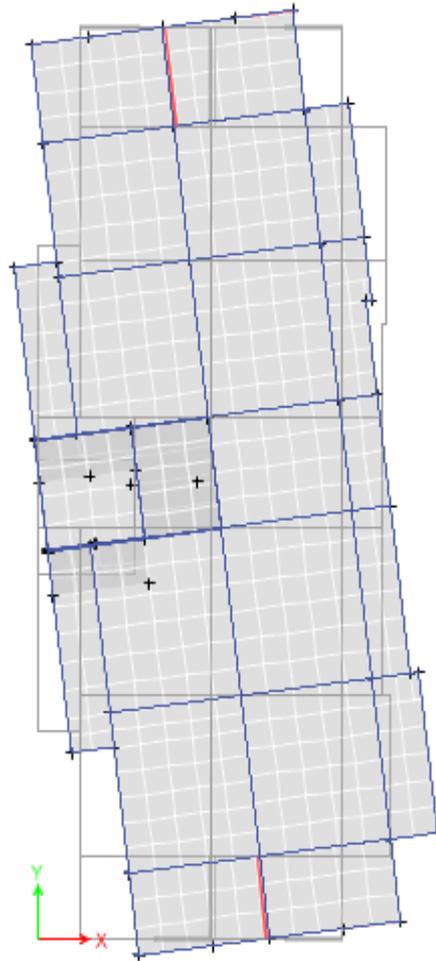


Fig. 4-5 3ème mode (torsion autour de Z)

Analyse des résultats

Pour cette disposition des voiles et les nouvelles dimensions de poteaux et des poutres, on remarque que la participation modale du premier mode suivant la direction x-x, telle que montré sur la figure 4.3, et on constate que le deuxième mode et aussi un mode de translation selon le sens y-y, voir figure 4.4, ce qui correspond au but recherché (avoir des translations dans les deux vibration est inférieure à celle calculée par la formule empirique du RPA99/ version 2003 avec une majoration de 30% suivant les deux sens.

Donc la période fondamentale statique majorée de 30% est :

La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$T_x = 1.3 \times 0.511 = 0.664s$$

$$T_y = 1.3 \times 0.374 = 0.486s$$

b- Vérification de l'effort normal réduit

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par l'expression suivante :

$$v = \frac{Nu}{B \times f_{c28}}$$

N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression.

Le résumé des vérifications de l'effort réduit pour tous les poteaux des différents niveaux est sur le tableau 4.3

Tableau4-3: Vérification des poteaux à l'effort normal réduit

Niveau	Nu (Kn)	Section (cm ²)		v	Observation
RDC	-1942,9093	50	55	0,283	Vérifiée
Étage 1	-1457,7308	50	50	0,233	Vérifiée
Étage 2	-1222,2972	45	50	0,217	Vérifiée
Étage 3	-1183,0081	45	45	0,234	Vérifiée
Étage 4	-901,1595	40	45	0,200	Vérifiée
Étage 5	-687,3785	40	40	0,172	Vérifiée
Étage 6	-478,938	35	40	0,137	Vérifiée
Étage 7	-295,8519	35	35	0,097	Vérifiée

On remarque que l'effort normal réduit ne dépasse pas la valeur de 0.3 est cela après l'augmentation de la section des poteaux, donc la nouvelle section est (50x55)

c- Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/ version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_{st} 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} .

On doit vérifier $V_{dy} \geq 0.80 \times V_{st}$

Le résultat est donné dans le tableau 4.4

Tableau 1-4: Vérification de la résultante des forces sismiques.

Résultante des forces sismiques	Vdy (KN)	Vst (KN)	0.80xVst (KN)	Observation
x-x	1714.6771	1927.46152	1541.96922	Vérifiée
y-y	1818.304	2272.8448	1818.27584	vérifiée

Remarque :

Dans le cas où l'effort tranchant à la base n'est pas vérifié, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale vont être majorées de $(0,8Vst/Vdyn)$.

d- Justification de l'interaction voiles- portiques

L'article (3-4-4-a) du RPA99/version 2003 exige pour le système mixte ce qui suit

➤ Sous charges verticales :

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

➤ Sous charges horizontales :

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

1- Sous charges verticales

$\frac{\sum F \text{ portiques}}{\sum F \text{ portiques} + \sum F \text{ voiles}} \geq 80\%$ pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.

$\frac{\sum F \text{ portiques}}{\sum F \text{ portiques} + \sum F \text{ voiles}} \geq 20\%$ pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.

Tableau4- 2: Charges verticales reprises par les portiques et les voiles

Niveaux	charge reprise en (KN)		Pourcentages repris (%)		observation
	portiques	voiles	portiques %	voiles %	
RDC	-29601,2158	-4003,4563	88,0866	11,9134	vérifiée
Étage 1	-25538,1106	-3643,7478	87,5137	12,4863	vérifiée
Étage 2	-21387,4195	-3287,2497	86,6776	13,3224	vérifiée
Étage 3	-17341,3172	-2871,9544	85,7917	14,2083	vérifiée
Étage 4	-13389,4866	-2405,7858	84,7690	15,2310	vérifiée

Étage 5	-9470,6038	-1889,2404	83,3691	16,6309	vérifiée
Étage 6	-6404,2929	-1329,9705	82,8042	17,1958	vérifiée
Étage 7	-3402,0863	-730,2097	82,3292	17,6708	vérifiée

2- Sous charges horizontales

$\frac{\Sigma F \text{ portiques}}{\Sigma F \text{ portiques} + \Sigma F \text{ voiles}} \geq 25\%$ pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.

$\frac{\Sigma F \text{ portiques}}{\Sigma F \text{ portiques} + \Sigma F \text{ voiles}} \leq 75\%$ pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.

Tableau4- 3: Charges horizontales reprises par les portiques et les voiles selon le sens x-x

Sens xx						
Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
RDC	626,4946	941,0905	1567,5851	39,97	60,03	vérifiée
Étage 1	701,4749	781,4994	1482,9743	47,30	52,70	vérifiée
Étage 2	767,4149	602,7024	1370,1173	56,01	43,99	vérifiée
Étage 3	668,7392	572,3717	1241,1109	53,88	46,12	vérifiée
Étage 4	646,3867	436,1932	1082,5799	59,71	40,29	vérifiée
Étage 5	419,2709	448,8469	868,1178	48,30	51,70	vérifiée
Étage 6	338,7107	325,0972	663,8079	51,03	48,97	vérifiée
Étage 7	242,2998	174,1782	416,478	58,18	41,82	vérifiée

Tableau4- 7: Charges horizontales reprises par les portiques et les voiles selon le sens y-y

Sens yy						
Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
RDC	542,4892	1165,5417	1708,0309	31,76	68,24	vérifiée
Étage 1	608,7966	1048,4272	1657,2238	36,74	63,26	vérifiée
Étage 2	657,0382	881,685	1538,7232	42,70	57,30	vérifiée
Étage 3	711,2232	685,0037	1396,2269	50,94	49,06	vérifiée
Étage 4	626,5192	584,4006	1210,9198	51,74	48,26	vérifiée

Étage 5	501,3554	470,9111	972,2665	51,57	48,43	vérifiée
Étage 6	360,0721	398,3974	758,4695	47,47	52,53	vérifiée
Étage 7	345,1978	177,3829	522,5807	66,06	33,94	vérifiée

A partir des tableaux ci-dessus on déduit que :

- l'interaction sous charges horizontales est vérifiée.
- l'interaction sous charges verticales est vérifiée.

e- Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement du δ_k aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec

$$\Delta_k < 1\% \times h_k$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau 4.8

Tableau 4-8: Vérification des déplacements selon le sens x-x

Sens x-x							
Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_k / h_k (%)	Observation
RDC	0,000685	0,003425	0	0,0034250	2,89	0,0011851	Vérifiée
Étage 1	0,00209	0,01045	0,003425	0,0070250	2,89	0,0024308	Vérifiée
Étage 2	0,003814	0,01907	0,01045	0,0086200	2,89	0,0029827	Vérifiée
Étage 3	0,005663	0,028315	0,01907	0,0092450	2,89	0,0031990	Vérifiée
Étage 4	0,007479	0,037395	0,028315	0,0090800	2,89	0,0031419	Vérifiée
Étage 5	0,00921	0,04605	0,037395	0,0086550	2,89	0,0029948	Vérifiée
Étage 6	0,010766	0,05383	0,04605	0,0077800	2,89	0,0026920	Vérifiée
Étage 7	0,012141	0,060705	0,05383	0,0068750	2,89	0,0023789	Vérifiée

Tableau 4-9: Vérification des déplacements selon le sens y-y

Sens y-y							
Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δk (m)	h_k (m)	$\Delta k / h_k$ (%)	Observation
RDC	0,000576	0,00288	0	0,0028800	2,89	0,0009965	Vérifiée
Étage 1	0,001671	0,008355	0,00288	0,0054750	2,89	0,0018945	Vérifiée
Étage 2	0,003089	0,015445	0,008355	0,0070900	2,89	0,0024533	Vérifiée
Étage 3	0,004676	0,02338	0,015445	0,0079350	2,89	0,0027457	Vérifiée
Étage 4	0,006345	0,031725	0,02338	0,0083450	2,89	0,0028875	Vérifiée
Étage 5	0,007999	0,039995	0,031725	0,0082700	2,89	0,0028616	Vérifiée
Étage 6	0,009586	0,04793	0,039995	0,0079350	2,89	0,0027457	Vérifiée
Étage 7	0,012124	0,06062	0,04793	0,0126900	2,89	0,0043910	Vérifiée

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage ($1\% \times h_k$).

f- Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

L'effet P- Δ (effet de second ordre) est dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau (K).

Avec

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau K.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

H_k : Hauteur d'étage (K).

Si $0.1 < \theta_k < 0.2$ Les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_k}$

Si $\theta_k > 0.2$, La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau

Tableau 4-10: Vérification de l'effet P- Δ selon le sens x-x

Sens x-x						
Niveau	Δk (m)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	θ	Observation
RDC	0,003425	29710,3895	1714,0771	2,89	0,020542	Vérifiée
Étage 1	0,007025	25772,3986	1675,7212	2,89	0,037385	Vérifiée
Étage 2	0,008620	21801,9358	1577,3857	2,89	0,041226	Vérifiée

Étage 3	0,009245	17880,3292	1430,8098	2,89	0,039976	Vérifiée
Étage 4	0,009080	14002,4158	1236,2898	2,89	0,035585	Vérifiée
Étage 5	0,008655	10078,6418	991,7609	2,89	0,030434	Vérifiée
Étage 6	0,007780	6893,7958	750,9239	2,89	0,024714	Vérifiée
Étage 7	0,006875	3741,9997	463,9723	2,89	0,019186	Vérifiée

Tableau 4-11: Vérification de l'effet P- Δ selon le sens y-y

Sens y-y						
Niveau	Δk (m)	Pk (KN)	Vk (KN)	hk (m)	θ	Observation
RDC	0,002880	29710,3895	1818,304	2,89	0,016283	Vérifiée
Étage 1	0,005475	25772,3986	1765,2108	2,89	0,027660	Vérifiée
Étage 2	0,007090	21801,9358	1656,7536	2,89	0,032284	Vérifiée
Étage 3	0,007935	17880,3292	1511,5216	2,89	0,032480	Vérifiée
Étage 4	0,008345	14002,4158	1316,4589	2,89	0,030713	Vérifiée
Étage 5	0,008270	10078,6418	1066,2895	2,89	0,027048	Vérifiée
Étage 6	0,007935	6893,7958	824,9328	2,89	0,022945	Vérifiée
Étage 7	0,012690	3741,9997	524,8084	2,89	0,031309	Vérifiée

La condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où l'effet P- Δ n'a pas d'influence sur la structure.

g- Vérification de renversement :

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante : $M_s/M_r \geq 1.5$

M_s : Moment stabilisateur dû aux charges verticales, $M_s = W.L/2$

M_r : Moment de renversement dû aux charges horizontales, $M_r = S F_i \times h_i$

W : Poids total du bâtiment.

F : Force sismique de niveau.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 4-12 : vérification de renversement selon le sens x-x

sens xx						
W (kn)	Lx(m)	L x / 2	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms / Mr	vérification
29710,3895	16,55	8,275	245853,473	27677,6086	8,88275706	vérifiée

Tableau 4-13 : vérification de renversement selon le sens y-y

sens yy						
W (kn)	Ly(m)	L y / 2	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms / Mr	vérification
29710,3895	30,9	15,45	459025,518	29173,6365	15,7342578	vérifiée

4-5 Conclusion

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale). Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles. La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes. Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

Les nouvelles sections des poteaux après vérification de l'effort normal.

- **Les poteaux :**

RDC :	(50 × 55) cm ² .
1er Étage :	(50 × 50) cm ² .
2ème Étage :	(45 × 50) cm ² .
3ème Étage :	(45 × 45) cm ² .
4ème Étage :	(40 × 45) cm ² .
5ème Étage :	(40 × 40) cm ² .
6ème Étage :	(35 × 40) cm ² .
7ème Étage :	(35 × 35) cm ² .

CHAPITRE 5

ÉTUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

5-1 Introduction

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Ils contiennent : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles.

5-2 Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrailrages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel **ETABS** dans l'ordre suivant :

- | | | |
|-------------------|----------------|---------|
| 1) $G + Q$ | 4) $0.8G - E$ | |
| 2) $1.35G + 1.5Q$ | 5) $G + Q + E$ | (RPA99) |
| 3) $0.8G + E$ | 6) $G + Q - E$ | |

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

1. ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
2. ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
3. ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)

5-2-1 Recommandations du RPA99

(Article 7.4.2.1)

a)- Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% b_1 \times h_1$ en zone IIa
- Leur pourcentage maximale sera de :
 - 4 % en zone courante
 - 6 % en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - 25 cm en zone IIa-
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la **figure 5-1**.

$$h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

$b; h$: Dimensions de la section transversale du poteau

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du **RPA99** sont apportées dans le tableau suivant :

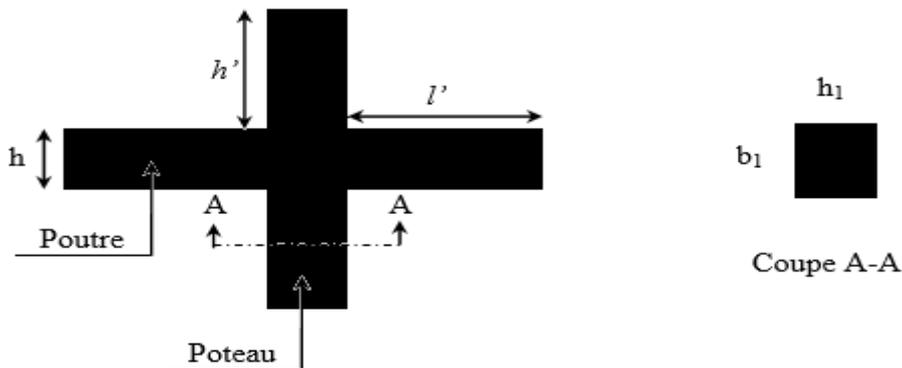


Figure 5-1. Zone nodale

Tableau 5-2-1 : Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau	Amin RPA (cm ²)	A ^{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC	50x55	22	110	165
1 ^{er} étage	50x50	20	100	150
2 ^{ème} étage	45*50	18	90	135
3 ^{ème} étage	45x45	16.2	81	121.5
4 ^{ème} étage	40*45	14.4	72	108
5 ^{ème} étage	40*40	12.8	64	96
6 ^{ème} étage	35*40	11.2	56	84
7 ^{ème} étage	35*35	9.8	49	73.5

Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

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'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale** $t \leq \text{Min} (10\phi_l, 15 \text{ cm})$ en zone IIa
- **Dans la zone courante** $t' \leq 15\phi_l$ en zone IIb et III

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

- $A_t^{\text{min}} = 0,3\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$
- $A_t^{\text{min}} = 0,8\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'elancement 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 (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

5-2-2Solicitation de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau 5-2-2 Sollicitations dans les différents poteaux

Niveau	Nmax →Mcor	Mmax →Ncor	Nmin →Mcor
RDC	-2430,933 →4,519	-105,3937 →-1776,2164	673,1412 →5,6599
	ELU	G+Q+Ey	0.8G+EY
Étage 1	-2086,7952 →-14,3901	97,2679 →-420,0368	352,7376 →6,9103
	ELU	G+Q+Ex	0.8G+EY
Étage 2	-1753,5973 →-12,2347	112,0197 →-350,2242	140,2088 →7,3243
	ELU	G+Q+Ex	0.8G+EY
Étage 3	-1434,8688 →-36,7738	97,9855 →-267,9964	58,0215 →30,2996
	ELU	G+Q+Ex	0.8G+Ex
Étage 4	-1160,1134 →-31,6785	94,816 →-190,8517	33,2027 =>29,3626
	ELU	G+Q+Ex	0.8G+Ex
Étage 5	-889,4067 =>33,6972	84,6816 →-517,2995	14,344 →22,6862
	ELU	0.8G+EY	0.8G+Ex
Étage 6	-621,59733 →26,8372	65,5824 →-332,6172	18,5645 →2,5398
	ELU	G+Q+Ey	0.8G+Ex
Étage 7	-355,3189 →25,9683	-65,4911 →-146,0172	33,3054 →2,3372
	ELU	G+Q+Ey	0.8G+Ey

5-2-3 Ferrailage des poteaux :

Hypothèses de calcul :

- Fissuration peu préjudiciable ($e = 3 \text{ cm}$) ;
- Calcul en flexion composée ;
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{max} = 2430.933 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 4.519 \text{ KN.m (ELU)}$
- $M_{max} = 105.3937 \text{ KN.m} \rightarrow N_{cor} = 1776.2164 \text{ KN (G+Q+E)}$
- $N_{min} = -652.772 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 5.6599 \text{ KN.m (0.8G-Ey)}$

A).Calcul sous N_{max} et M_{cor}

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

$d = 0.52\text{m}$; $d' = 0.03\text{m}$.

$N = 2430.933 \text{ KN}$ (de compression)(ELU)

$M = 4.519 \text{ KN.m} \rightarrow eG = M/N = 0.0019 \text{ m}$

$eG < h/2 = 0.55/2 = 0.275\text{m} \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

(a) < (b).....(1)

(a) = $(0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$

(b) = $N_u (d - d') - M_{ua}$

$M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 4.519 + 2430.933 \times (0.52 - 0.55/2) = 600.097\text{m}$.

$(0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.03) \times 0.50 \times 0.55 \times 14.2 = 0.63 > (2430.933 \times (0.52 - 0.03) - 600.097) \times 10^{-3} = 0.59 \text{ MN.m}$

(1) \rightarrow n'est pas vérifiée

N de compression et c à l'intérieur de la section donc \Rightarrow La section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{600.097 \times 10^{-3}}{0.50 \times 14.2 \times 0.52^2} = 0.312 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right) \quad f_{st} = 348$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.483 \text{ B} \Rightarrow \varepsilon_{st} = 3.74 \times 10^{-3} > \varepsilon_l = 1.74 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{st} = 348$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.419$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{Z f_{st}} = 41.55 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 41.55 - \frac{2430.933 \times 10^{-3}}{348} = -28.30 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2$$

B).Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$M = 105.3937 \text{ KN.m}$, $N = 1776.2164 \text{ KN} \rightarrow eG = 0.059\text{m} < (h/2) = 0.275\text{m}$.

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$MUA = M + N \times (d - h/2) = 105.3937 + 1776.2164 \times (0.52 - 0.55/2) = 540.566 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.03) \times 0.50 \times 0.55 \times 14.2 = 0.63 > (1776.2164 \times (0.52 - 0.03) - 540.566) \times 10^{-3} = 0.32 \text{ MN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$MUA = 540.566 \text{ m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.281 < \mu_l = 0.391$$

$$\alpha = 0.422 \rightarrow z = 0.432 \rightarrow A_1 = 35.95 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

C). Calcul sous N_{min} et M_{cor}

$$N = -673.1412 \text{ KN.m}, M = 5.6599 \text{ KN} \rightarrow e_G = 0.0008 < (h/2) = 0.275 \text{ m}.$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$MUA = M + N \times (d - h/2) = 5.6599 + 673.1412 \times (0.52 - 0.55/2) = 170.579 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.03) \times 0.50 \times 0.55 \times 14.2 = 0.63 > (673.1412 \times (0.52 - 0.03) - 170.579) \times 10^{-3} = 0.15 \text{ MN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$MUA = 170.579 \text{ m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.088 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.115 \rightarrow z = 0.496 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2.$$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux.

a) Armatures longitudinales

Tableau 5-2-3 : armatures longitudinales

b) Section des armatures transversales

Niveau	Section (cm ²)	A _{calcul} (cm ²)	A min RPA (cm ²)	A adoptée (cm ²)	Choix des barres
RDC	50x55	0	22	24.89	4HA20+8HA14
1 ^{er} étage	50x50	0	20	24.89	4HA20+8HA14
2 ^{ème} étage	45*50	0	18	20.36	4HA16+8HA14
3 ^{ème} étage	45x45	0	16.2	20.36	4HA16+8HA14
4 ^{ème} étage	40*45	0	14.4	15.21	4HA14+8HA12
5 ^{ème} étage	40*40	0	12.8	15.21	4HA14+8HA12
6 ^{ème} étage	35*40	0	11.2	13.57	12HA12
7 ^{ème} étage	35*35	0	9.8	13.57	12HA12

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau 5-2-4 : armature transversales

Niveau	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{eme} étage	3 ^{eme} étage	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage
Section (cm ²)	50x55	50x 50	45x50	45x45	40x45	40x40	35 x40	35x35
ϕ_l^{\max} (cm)	2	2	1.6	1.6	1.4	1.4	1.2	1.2
ϕ_l^{\min} (cm)	1.4	1.4	1.4	1.4	1.2	1.2	1.2	1.2
l_r (cm)	172.9	172.9	172.9	172.9	172.9	172.9	172.9	172.9
λg	3.14	3.45	3.45	3.84	3.84	4.32	4.32	4.94
Vu (KN)	127.46	112.12	97.99	91.61	78.72	69.37	55.54	51.42
l_r (cm)	80	80	64	64	56	56	48	48
S_z zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10
S_z zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15
A_z (cm ²)	3.25	3.15	2.75	2.86	2.46	2.16	1.95	2.06
A^{\min} zone courante	3.45	4.65	4.65	3.54	3.54	2.46	2.46	1.6
A^{\min} zone nodale (cm ²)	2.3	3.10	3.10	2.36	2.36	1.64	1.64	1.10
A_z adopté (cm ²)	4.71	4.71	4.71	4.71	4.71	4.71	4.71	4.71
Nbre de cadres	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10

Conformément aux règles du **RPA 99/03** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures

Longitudinales. ($\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max}$). Ce qui est vérifiée dans notre cas.

5-2-3 Vérifications

a) Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du **R.D.C**, avec une longueur de $l_0 = 2.89$ et un effort normal de 7007.45KN

$$N_u^{\max} = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots si \ \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots si \ \lambda > 50 \end{cases}$$

Exemple illustratif

$\lambda = 3.46 \times l_f / b$ pour les sections rectangulaires.

$\lambda = 4 \times l_f / f$ pour les sections circulaires.

$l_f = 0.7l_0$ longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage

$B_r = (b-2) \times (h-2) m^2$ (Section réduite).

D'après BAEL91 on doit vérifier :

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \times \left[\frac{fc28}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

Tableau 5-2-5 : justification de l'effort normal réduit.

Niveau	l ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	condition (B ≥ Bcalculé)		observation
					Br (m ²)	Br _{calculé} (m ²)	
RDC	2.89	1.743	12.06	0.830	0.2544	0.106	Vérifiée
1^{ème} étages	2.89	1.743	12.06	0.830	0.2304	0.0798	Vérifiée
2^{ème} étages	2.89	1.743	13.40	0.825	0.2064	0.0673	Vérifiée
3^{ème} étages	2.89	1.743	13.40	0.825	0.1849	0.0652	Vérifiée
4^{ème} étage	2.89	1.743	15.07	0.819	0.1634	0.0500	Vérifiée
5^{ème} étages	2.89	1.743	15.07	0.819	0.1444	0.0381	Vérifiée
6^{ème} étages	2.89	1.743	17.23	0.810	0.1254	0.0268	Vérifiée
7^{ème} étages	2.89	1.743	17.23	0.810	0.1089	0.0166	Vérifiée

b) Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte

de compression du béton seulement, et pour cela

Nous allons procéder comme suit :

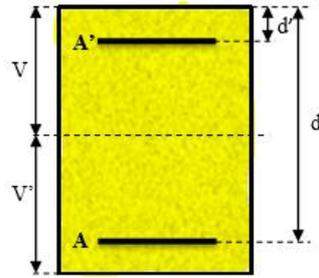


Figure 5.2: Section du poteau

$$\sigma_{bc} \leq (\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa) ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \left(\frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v \right)$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + [15 \times A \times (d - v)^2] + [15 \times A' \times (v - d')^2]$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

On a : $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$ et $v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$

Tableau 5-2-6 justification des contraintes.

Niveau	d (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)	Observation
RDC	52	24.89	30.42	30.42	0.0111	1767.9551	3.3152	6.52	15	Vérifier
1 ^{er} étage	47	24.89	27.85	27.85	0.0086	1517.6674	10.5638	6.41	15	Vérifier
2 ^{eme} étage	47	20.36	27.62	27.62	0.0075	1275.3347	8.9751	5.99	15	Vérifier
3 ^{eme} étage	42	20.36	25.05	25.05	0.0056	1045.7434	26.7965	6.36	15	Vérifier
4 ^{eme} étage	42	15.21	24.69	24.69	0.0047	845.6106	23.0839	5.91	15	Vérifier
5 ^{eme} étage	37	15.21	22.12	22.12	0.0034	648.5111	24.5571	5.65	15	Vérifier
6 ^{eme} étage	37	13.57	22.15	22.15	0.0030	453.4869	19.5572	4.68	15	Vérifier
7 ^{eme} étage	32	13.57	19.56	19.56	0.0021	259.6301	18.9431	3.88	15	vérifier

c) Vérification aux sollicitations tangentes

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

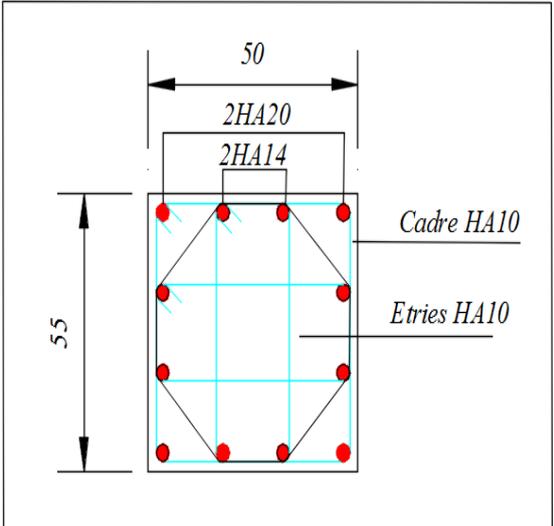
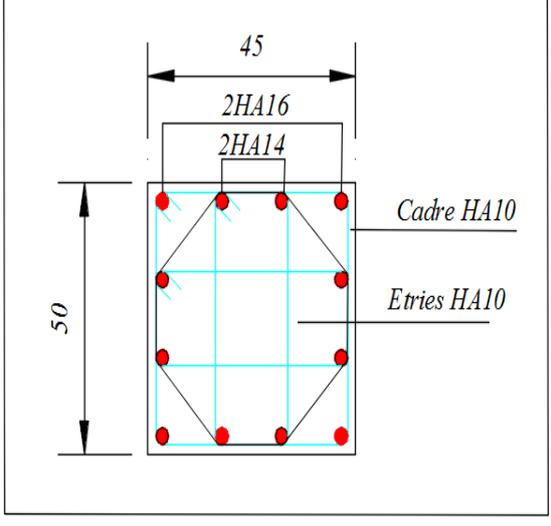
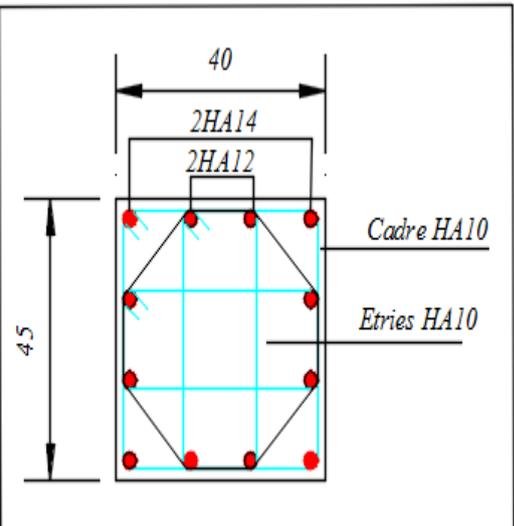
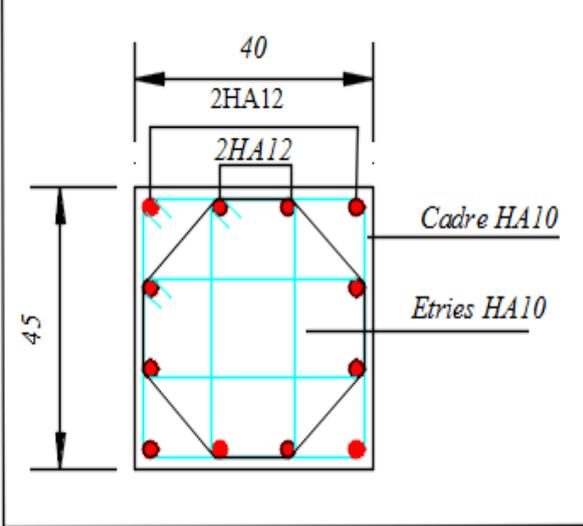
$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Tableau 5-2-7 : Vérification des contraintes tangentielles

Niveau	sectio n	lf(m)	λ_g	ρ_d	d(cm)	Vu(KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
RDC	50×55	1.743	12.06	0.04	52	127.46	0.490	1	vérifier
1 ^{ème} étage	50×50	1.743	12.06	0.04	47	112.12	0.477	1	vérifier
2 ^{ème} étage	45×50	1.743	13.40	0.04	47	97.99	0.463	1	vérifier
3 ^{ème} étage	45×45	1.743	13.40	0.04	42	91.61	0.484	1	vérifier
4 ^{ème} étage	40×45	1.743	15.07	0.04	42	78.72	0.468	1	vérifier
5 ^{ème} étage	40×40	1.743	15.07	0.04	37	69.37	0.468	1	vérifier
6 ^{ème} étage	35×40	1.743	17.23	0.04	37	55.54	0.428	1	vérifier
7 ^{ème} étage	35×35	1.743	17.23	0.04	32	51.42	0.459	1	vérifier

5-2-4 Schémas de ferrailage

Tableau 5-2-8 Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau :

RDC+1 ^{er}	2 ^{eme} + 3 ^{eme} étage
	
4 ^{eme} + 5 ^{eme} étage	5 ^{eme} + 7 ^{eme} étage
	

5-3 Étude des poutres

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant.

Après détermination des sollicitations (M , V), on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'acier données par le **RPA** en zone **II.a**.

5-3-1 Recommandation du RPA 99

1-Ferraillage

a) Les armatures longitudinales : RPA 99 (art 7.5.2.1)

-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.

-La longueur minimale des recouvrements est de :

- 40ϕ En zone IIa.

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 être effectué conformément à la figure 5-4, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

-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 poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

-On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b) Les armatures transversales : RPA 99 (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 :

$$\text{Minimum de : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$ Avec : h : 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.

2-Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure 7.5)

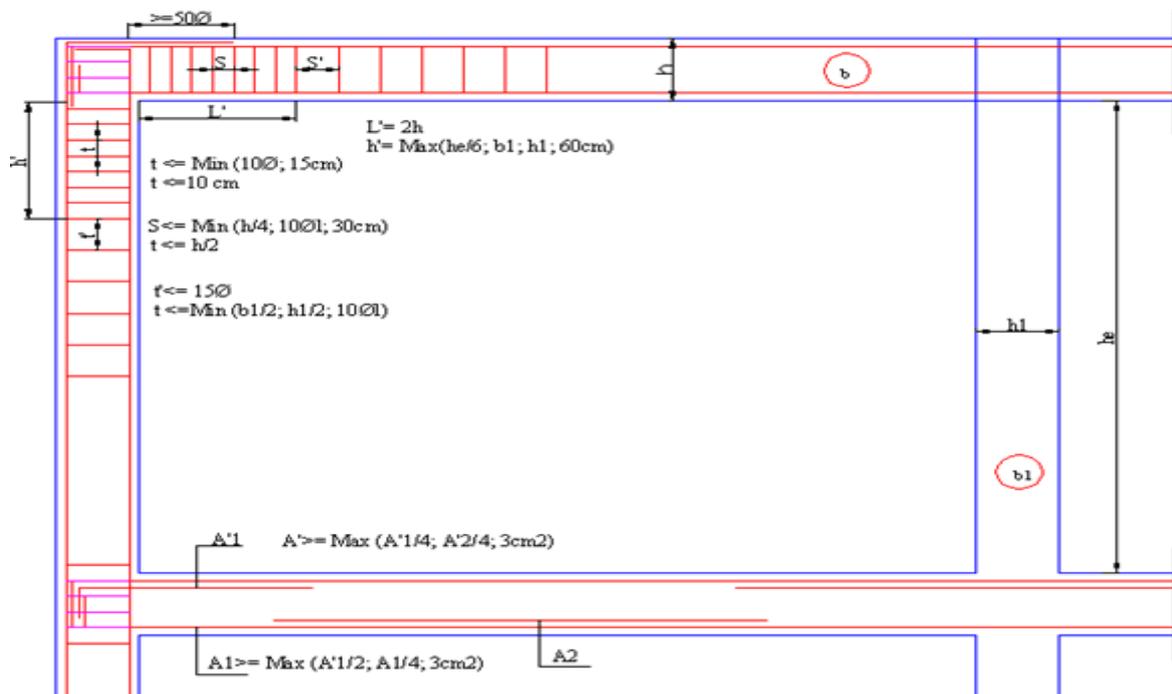


Figure 5-3 : disposition constructive des portiques

- **Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale**
2U superposés (avec alternance dans l'orientation)

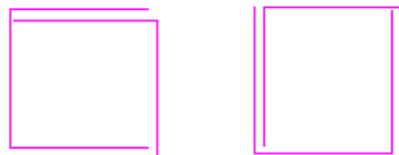


Figure 5-4 : 2U superposée

5-3-2 Recommandation de BAEL

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité})$$

5-3-3 Ferrailages des poutres

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du **RPA**.

1-Sollicitations de calculs

Tableau 5-3-1 : les sollicitations les plus défavorables poutres principales

Niveaux	position	Combinaison	V2	M3
RDC, 1 ^{er} étage	Travée	G+Q+Ey Max	92,08	44,5684
	appuis	G+Q+Ey Min		-59,1976
étage 2,3	Travée	G+Q+Ey Max	98,01	47,6312
	appuis	G+Q+Ey Min		-70,6298
étage 4,5	Travée	G+Q+Ey Max	88,48	44,1949
	appuis	G+Q+Ey Min		-77,5374
étage 6,7	Travée	G+Q+Ey Max	69,75	38,7898
	appuis	G+Q+Ey Min		-78,5671

Tableau 5.3.2 : les sollicitations les plus défavorables poutres secondaire

Niveaux	position	Combinaison	V2	M3
RDC, 1 ^{er} étage	Travée	0,8G+Ex Max	65,97	32,6176
	appuis	G+Q+Ex Min		-48,1686
étage 2,3	Travée	0,8G+Ex Max	68,57	34,7461
	appuis	G+Q+Ex Min		-56,3969
étage 4,5	Travée	0,8G+Ex Max	69,26	28,5547
	appuis	ELU		-54,2436
étage 6,7	Travée	ELU	69,59	31,7
	appuis	ELU		-58,0775

Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×40) la plus sollicitée avec les sollicitations suivantes :

$$M_t = 47.6312 \text{ KN.m(ELU)}$$

$$M_a = 70.6298 \text{ KN.m(G+Q+EX)}$$

Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{47.6312 \times 10^{-3}}{0.30 \times 14.2 \times 0.37^2} = 0.081 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bua} \leq 0.186 \rightarrow \text{pivot } A \quad \varepsilon_s = 10\text{‰} \quad f_{st} = 348$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.106$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.354$$

$$A_t = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = 3.86 \text{ cm}^2$$

Armatures en appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{70.6298 \times 10^{-3}}{0.30 \times 14.2 \times 0.37^2} = 0.121 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bua} \leq 0.186 \rightarrow \text{pivot } A \quad \varepsilon_s = 10\text{‰} \quad f_{st} = 348$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.161$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.346$$

$$A_t = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = 5.86 \text{ cm}^2$$

2-Ferraillage longitudinal

Ferraillage longitudinal de calcul est celui obtenu par le logiciel **ETABS**.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 5-3-3 : Ferraillage longitudinal

Niveau	Type de poutre	section	localisation	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	A _{adpt} (cm ²)	Nbr de barres
RDC+ 1 étage	Principale	30×40	Appuis	4.85	6	72	8.01	3T14+3T12
			Travée	3.61	6	72	8.01	3T14+3T12
	secondaire	30×40	Appuis	3.91	6	72	8.01	3T14+3T12
			Travée	2.60	6	72	8.01	3T14+3T12
Étage 2 et 3	Principale	30×40	Appuis	3.86	6	72	8.01	3T14+3T12
			Travée	5.86	6	72	8.01	3T14+3T12
	secondaire	30×40	Appuis	4.61	6	72	8.01	3T14+3T12
			Travée	2.78	6	72	8.01	3T14+3T12
Étage 4 et 5	Principale	30×40	Appuis	3.57	6	72	8.01	3T14+3T12
			Travée	6.49	6	72	8.01	3T14+3T12
	secondaire	30×40	Appuis	4.42	6	72	8.01	3T14+3T12
			Travée	2.27	6	72	8.01	3T14+3T12

Étage 6 et 7	Principale	30×40	Appuis	3.51	6	72	8.01	3T14+3T12
			Travée	6.59	6	72	8.01	3T14+3T12
	secondaire	30×40	Appuis	4.76	6	72	8.01	3T14+3T12
			Travée	2.53	6	72	8.01	3T14+3T12

▪ Longueurs de recouvrement

$$L_r > 40\phi_L$$

$$-\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm, on adopte } L_r = 70 \text{ cm.}$$

$$-\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm, on adopte } L_r = 60 \text{ cm.}$$

$$-\phi = 12\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm, on adopte } L_r = 50 \text{ cm.}$$

$$-\phi = 8\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm, on adopte } L_r = 40 \text{ cm.}$$

3-Armatures transversales

Le diamètre minimal doit vérifier la condition du BAEL :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_L\right) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

3.1. Poutres principales

$$\phi \leq \min(11.43 ; 30; 8) \text{ mm, donc on prend } \phi_t \leq 8\text{mm}$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\phi 8$ d'où $A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$.

3.2. Poutres secondaires

$$\phi \leq \min(8.5; 30 ; 12) \text{ mm, donc on prend } \phi \leq 8\text{mm}$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\phi 8$ d'où $A_t = 4T8 = 2,01\text{cm}^2$.

-Espacement S_t d'armatures transversales

BAEL91 (Article H.III.3)

$$S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}), \text{ avec:}$$

BAEL91 (Article H.III.3)

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}); \quad S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t2} \leq 36.45\text{cm} \\ S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 47.45\text{cm} \end{array} \right.$$

Selon RPA99

$$\text{Zone nodale : } S_t < \min(h/4, 12\phi_{\min}, 30\text{cm}) = 10\text{cm} \text{ soit } S_t = 10\text{cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t < h/2 = 20\text{cm. Soit } S_t = 15\text{cm}$$

-Vérification des sections d'armatures transversales

$$A_t > 0,003 \times S_t \times b.$$

$$A_t (=2.01\text{cm}^2) > 0.003 \times S_t \times b = 1.35\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Verifier}$$

5-3-4 Vérifications [BAEL91]**a) Vérification à l'ELU****1-Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

2-Contrainte tangentielle maximale**2.1) Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Article H.III.1)}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}.$$

Tableau 5-3-4 : Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V _u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	98.01	0.88	3.25	Vérifiée
Poutres secondaires	69.59	0.62	3.25	Vérifiée

2.2) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$\text{-Appuis de rives : } A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots \dots \dots (1)$$

$$\text{-Appuis intermédiaires : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 * d} \right) \dots \dots \dots (2)$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau 5-3-5 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A _L (cm ²)	V _u (KN)	M _a (KN.m)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{int} (cm ²)	Observation
Principale	8.01	98.01	78.5671	2.81	-3.96	Vérifiée
Secondaires	8.01	69.59	58.0775	2	-3.01	Vérifiée

b) Vérification à l'ELS

1. État limite de compression du béton

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

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

Tableau 5-3-6 : vérification de l'état limite de compression.

Poutres	Localisation	Mser (KNm)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	45.3015	47023.16	9.63	9.27	vérifier
	Travées	21.9064	47023.16	9.63	4.48	vérifier
Poutres secondaires	Appuis	42.2484	47023.16	9.63	8.65	vérifier
	Travées	23.2484	47023.16	9.63	4.76	vérifier

2. État limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0}; \quad \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \quad \text{BAEL 91(Article B.6.5)}$$

Tableau 5-3-7 : Vérification de la flèche pour les poutres.

	h cm	b cm	L (cm)	A _s (cm ²)	$\frac{h}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{ht}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{ht}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} < \frac{4.2}{f_e}$
PP	30	40	560	8.01	0.075	0.075	0.007	0.010	Vérifier	Vérifier	Vérifier
PS	30	40	530	8.01	0.075	0.075	0.007	0.010	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Donc : La vérification de la flèche est pas nécessaire pour les poutres secondaire

5-3 -5 schémas de ferrillages :

Tableau 5-3-8 : Section de ferrillage des poutres

	Appui	Travée
PP + PS		

5-4 Vérification des zones nodales

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœuds est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de :1.25

$$|M_x| + |M_y| \geq 1.25 (M_w + M_e) \quad \text{RPA99 (Article 7.6.2.)}$$

Le RPA99/2003(Art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivante :

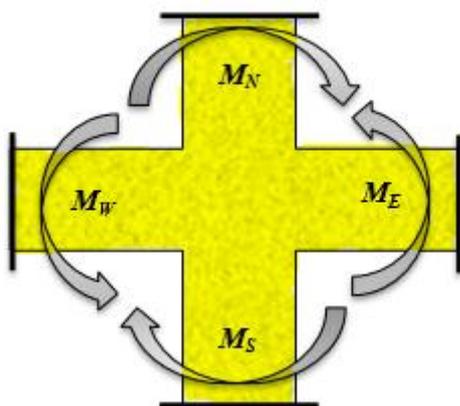


Figure 5-5. Répartition des moments dans les zones nodales

1. Détermination des moments résistants

Le moment résistant « M_r » d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section ;

- De la quantité d'armatures dans la section ;
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_r = Z \times A_s \times (f_e / \gamma_s) ; Z = 0.85 \times h$$

1.1.Poteaux

Tableau 5-4-1 : les moments résistant dans les poteaux

Niveau	Section (cm)	Z (cm)	A_s (cm ²)	M_r (KN.m)
RDC	50×55	46.75	24.89	465.44
1 ^{ème} étage	50×50	42.5	24.89	368.12
2 ^{ème} étage	45×50	42.5	20.36	301.11
3 ^{ème} étage	45×45	38.25	20.36	271.02
4 ^{ème} étage	40×45	38.25	15.21	202.46
5 ^{ème} étage	40×40	34	15.21	179.96
6 ^{ème} étage	35×40	34	13.57	160.56
7 ^{ème} étage	35×35	29.79	13.57	140.68

1-2 Poutre

Tableau 5.4.2 : les moments résistant dans les poutres.

Niveau	Type	Section (cm)	Z (cm)	A_s (cm ²)	M_r (KN.m)
	PP	30×40	34	8.01	94.77
	PS	30×40	34	8.01	94.77

2. Vérification des zones nodales

Tableau 5.4.3 : Vérification de la zone nodale dans différent étage

Niveau	Plan	$M_w = M_e$ (KN.m)	$M_n = M_s$ (KN.m)	$1.25(M_w + M_e)$ (KN.m)	$M_n + M_s$ (KN.m)	observation
RDC	PP	94.77	465.44	244.425	930.88	vérifié
7 ^{ème} étages	PP	94.77	368.12	244.425	736.24	vérifié
7 ^{ème} étages	PP	94.77	301.11	244.425	602.22	vérifié
10 ^{ème} , étages	PP	94.77	271.02	244.425	542.04	vérifié
13 ^{ème} étage	PP	94.77	202.46	244.425	404.92	vérifié
13 ^{ème} étage	PP	94.77	179.96	244.425	359.92	vérifié
13 ^{ème} étage	PP	94.77	160.56	244.425	321.12	vérifié
13 ^{ème} étage	PP	94.77	140.68	244.425	281.36	vérifié

5-5 Étude des voiles

5-5-1 Définition

Les voiles sont des éléments verticaux tridimensionnels dont une dimension (épaisseur) est faible devant les deux autres dimensions.

Les voiles présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissantes dans leurs plans et une faible rigidité dans la direction perpendiculaire à son plan, ce qui nécessite d'être contreventé par des portiques qui vont reprendre les charges verticales.

Suivant la géométrie il y a deux types de voiles, **voile simple** et **voile composé**.

Les voiles sont sollicités à la flexion composée, les sections des voiles doivent comporter d'armatures verticales et horizontales.



Figure 5-6 Voile simple

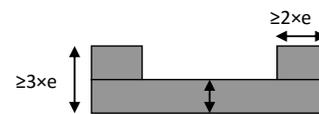


Figure 5-7 Voile composé

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

-**Voiles élancés** avec : $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$

-**Voiles courts** avec : $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- Flexion.
- flexion par effort tranchant.
- Écrasement.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

- Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.
- Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales

5-5-2 Recommandation du RPA99

a- Armatures verticales

Sont destinés à reprendre les effets de la flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de 0.20%.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement S est inférieur à l'épaisseur du voile (e).

L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de $L/10$ dans les zones extrêmes.

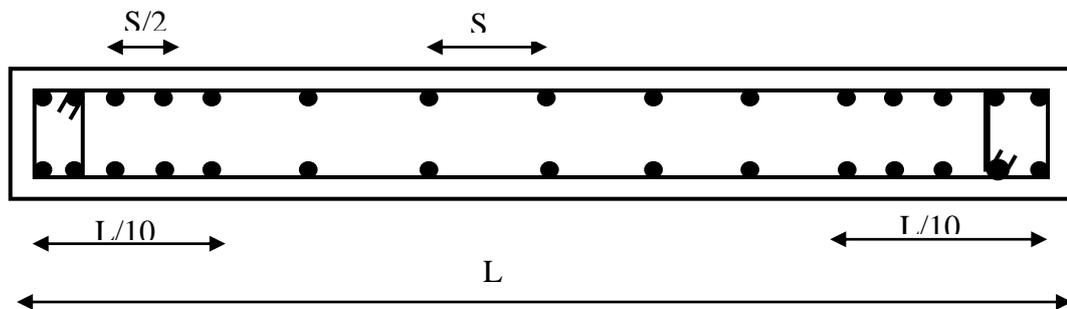


Figure 5-8: Disposition des armatures verticales (vue en plan)

b- Armatures horizontales

Sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposés en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à 135° de longueur $10\varnothing$.

c- Armatures transversales

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de 4 épingles par 1m^2 au moins.

d- armatures de couture

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante : $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

e- Règles communes

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales :

$A_{\min} = 0.15\%$ Section globale du voile.

$A_{\min} = 0.10\%$ Zone courante.

L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S < \min(1.5a, 30\text{cm})$.

Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\varnothing < a/10$ en zone courante.

f-Longueur de recouvrement

$L_r = 40\varnothing$ en zone qui peut être tendue.

$L_r = 20\varnothing$ en zone comprimé sous toutes les combinaisons.

5-5-3 Disposition des voiles

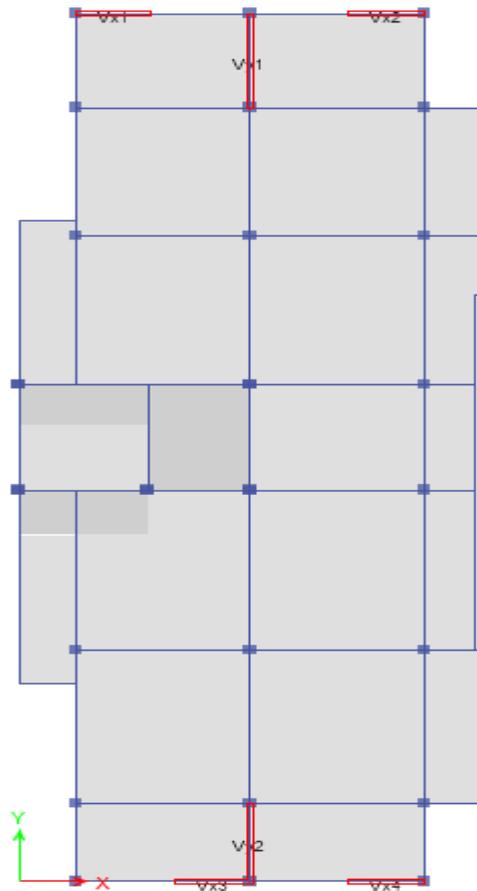


Figure 5-9 disposition des voiles

5-3-4 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-5-1 : Sollicitations max de calcul dans le voile Vx3 // à x-x'.

Niveau	Nmax → Mcor	Mmax → Ncor	Nmin → Mcor	Vd(KN)
RDC, Étage 1,2	-1277,7883 → 144,7388	-625,0107 → -1265,5907	275,2824 → 91,1323	242,32
	G+Q+Ey	G+Q+Ex	0.8G+Ey	
Étage 3, 4,5	-648,758 => -56,7298	-253,1962 → -308,4981	-8,4638 → 69,521	166,87
	G+Q+Ey	G+Q+Ex	0.8G+Ey	

Étage 6,7	-260,94 →-58,1768	-174,1156 →-231,156	9,2441 →88,5358	95,92
	G+Q+Ey	G+Q+Ex	0.8G+Ex	

Tableau 5-5-2: Sollicitations max de calcul dans le voile Vy1 // à y-y'

Niveau	Nmax →Mcor	Mmax →Ncor	Nmin →Mcor	Vd(KN)
RDC, Étage 1,2	-1537.4149 →-45.6787	2020.9918 →-1122.2309	-619.7571 →211.3941	673.02
	G+Q+Ey	G+Q+Ex	0.8G+Ey	
Étage 3,4,5	-1114.3505 =>-253.3051	998.0594 →-809.5287	-345.77 →226.4485	497.45
	G+Q+Ey	G+Q+Ex	0.8G+Ey	
Étage 6,7	-519.3989 →-329.9775	555.2913 →-374.4129	-113.0864 →-88.5597	381.34
	G+Q+Ey	G+Q+Ex	0.8G+Ex	

5-5-5 Ferrailage des voiles

1. Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times L$) comme indiquée sur la figure (V-3-4).

Selon la sollicitation la plus défavorable des sollicitations

Suivantes :

- $N_{\max} \rightarrow M$ correspondant.
- $N_{\min} \rightarrow M$ correspondant.
- $M_{\max} \rightarrow N$ correspondant.

La section trouvée (A) sera répartie sur une face en respectant toujours les recommandations du **RPA 99/V2003**

Calcul du ferrailage sous Nmax et Mcor :

$L = 2 \text{ m}$, $d = 1.97 \text{ m}$, $e = 0.15 \text{ m}$.

$M_{\max} = 144.7388 \text{ KN.m}$, $N_{\text{cor}} = 1277.7883 \text{ KN}$. (Compression)

$eG = M/N = 0.11 > l/2 = 1 \Rightarrow$ le centre de pressions est à l'intérieur de la section

(a) < (b).....(1)

(a) = $(0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$

(b) = $N_u(d - d') - M_{ua}$

$$MUA = M + N \times (d - h/2) = 144.7388 + 1277.7883 \times (1.97 - 2/2) = 1384.1934 \text{ m}$$

$$(0.337 \times 2 - 0.81 \times 0.03) \times 2 \times 2 \times 14.2 = 36.90 > 277.7883 \times (1.97 - 0.03) - 1384.1934 \times 10 - 3 = 1.09 \text{ MN.m}$$

→ (I) n'est pas vérifiée

N de compression et c à l'intérieur de la section donc ⇒ La section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times e \times d^2} = \frac{1384.1934 \times 10^{-3}}{0.15 \times 14.2 \times 1.97^2} = 0.167 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.230$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.788$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = 19.35 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 19.35 \times 10^{-3} - \frac{1277.883 \times 10^{-3}}{400} = -12.59 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales dans tout le voile

Selon RPA99/2003 on a : $A_{\min} = 0.15\% b \times h = 0.15\% \times 0.15 \times 2 = 4.5 \text{ cm}^2$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V = \frac{1277.7883}{0.15 \times 2} + \frac{144.7388}{0.1} \times 1 = 5.70 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V = \frac{1277.7883}{0.15 \times 2} - \frac{144.7388}{0.1} \times 1 = 2.81 \text{ MPA}$$

$$L_t = \frac{2.81 \times 2}{2.81 + 5.70} = 0.66 \text{ m}$$

Armatures minimales dans la zone comprimée

$$A_{\min} = 0.1\% \times b \times l_c$$

$$l_c = L - L_t = 2 - 0.66 = 1.34$$

$$A_{\min} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Espacement de la zone courante :

$$S_t \leq \min(1,5e ; 30 \text{ cm}) = 22,5 \text{ cm}$$

Avec $S_t = 8 \text{ cm}$ sur une longueur de $L/10$ du voile.

$S_t = 16 \text{ cm}$ en dehors de $L/10$ du voile.

2. Armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 242.32 ; \text{ on prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{Ah}{e \times Sh} \geq \frac{\tau u}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau u = \frac{1.4 \times V d}{e \times d} = 1.14 \text{ MPA}$$

$$Ah = 1.07 \text{ cm}^2$$

Calcul du ferrailage sous M_{\max} et N_{cor} :

$$L = 2 \text{ m}, d = 1.97 \text{ m}, e = 0.15 \text{ m}.$$

$$M_{\max} = 625.0107 \text{ KN.m}, N_{\text{cor}} = 1265.5907 \text{ KN. (Compression)}$$

$eG = M/N = 0.11 > l/2 = 1 \Rightarrow$ le centre de pressions est à l'intérieur de la section

$$(a) < (b) \dots \dots \dots (1)$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u(d - d') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 625.0107 + 1265.5907 \times (1.97 - 2/2) = 1852.64 \text{ m}.$$

$$(0.337 \times 2 - 0.81 \times 0.03) \times 2 \times 2 \times 14.2 = 36.90 > 1265.5907 \times (1.97 - 0.03) - 1852.64 \times 10^{-3} = 0.60 \text{ MN.m}$$

(I) n'est pas vérifiée

N de compression et c à l'intérieur de la section donc \Rightarrow La section est partiellement comprimer. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times e \times d^2} = \frac{1852.64 \times 10^{-3}}{0.15 \times 14.2 \times 1.97^2} = 0.224 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.483 \Rightarrow \varepsilon_{st} = 7.38 \times 10^{-3} > \varepsilon_l = 1.74 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{st} = 400$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.71$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = 26.98 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 26.98 \times 10^{-3} - \frac{1265.5907 \times 10^{-3}}{400} = -46.59 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales dans tout le voile

Selon RPA99/2003 on a : $A_{\min} = 0.15\% b \times h = 0.15\% \times 0.15 \times 2 = 4.5 \text{ cm}^2$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V = \frac{1265.5907}{0.15 \times 2} + \frac{625.0107}{0.1} \times 1 = 10.46 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V = \frac{1265.5907}{0.15 \times 2} - \frac{625.0107}{0.1} \times 1 = -2.03 \text{ MPA}$$

$$L_t = \frac{2.03 \times 2}{2.03 + 10.46} = 0.325 \text{ m}$$

Vérifications:

$A_{\min}(ZT) = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 0.15 \times 0.325 = 0.97 \text{ cm}^2$. (A_{\min} en zone tendue par le RPA).

$A_{\min}(BAEL) = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 197 \times 15 \times 2.1 / 400 = 3.56 \text{ cm}^2$. (A_{\min} dans le voile par le BAEL).

$A_{\min}(ZC) = 0.1\% \times e \times (L - 2 L_t) = 0.1\% \times 15 \times (2 - 2 \times 0.325) = 0.06 \text{ cm}^2$. (A_{\min} en zone comprimée par le RPA).

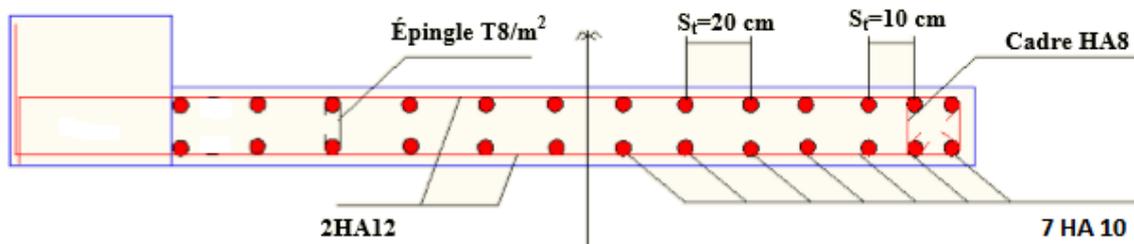
$A_{\min}(ZG) = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 15 \times 197 = 5.625 \text{ cm}^2$. (A_{\min} en zone globale du voile par le RPA)

Tableau 5-5-3 Sollicitations de calcul dans le voile Vx3 dans tous les niveaux :

Niveau	RDC et 1 ^{er} , 2eme étage	3,4 et 5ème étage	6 et 7ème étage
Section	0.15×2	0.15×2	0.15×2
N(KN)	1265.5907	8.4638	9.2441
M(KN.m)	625.0107	69.521	88.5358
V(KN)	24232	166.87	95.92
τ	1.14	079	0.45
$\tau_{adm}=0.2f_{c28}$	5	5	5
A_v^{cal}	0	0.779	1.01
A_v^{min}	4.5	4.5	4.5
A_v^{adop}	5.62	5.62	5.62
N _{br} pour face	8HA10	8HA10	8HA10
St	20	20	20
A_{cal}^h	1.07	0.74	0.42
A_{min}^h	0.45	0.45	0.45
A_{adop}^h	2.26	2.26	2.26
N _{br} par face	2HA12	2HA12	2HA12
St	20	20	20

Tableau 5-5-4 Sollicitations de calcul dans le voile Vy1 dans tous les niveaux :

Niveau	RDC et 1 ^{er} +2eme étage	3,4 et 5ème étage	6et 7ème étage
Section	0.15×3.3	0.15×3.3	0.15×3.3
N(KN)	1122.2309	1114.3505	374.4129
M(KN.m)	2020.9918	253.3051	555.2913
V(KN)	673.02	497.45	381.34
τ	1.92	1.41	1.09
$\tau_{adm}=0.2f_{c28}$	5	5	5
A_v^{cal}	7.94	1.58	0
A_v^{min}	7.42	7.42	7.42
A_v^{adop}	9.42	9.42	9.42
N _{br} pour face	12HA10	12HA10	12HA10
St	20	20	20
A_{cal}^h	1.8	1.33	1.02
A_{min}^h	0.45	0.45	0.45
A_{adop}^h	2.26	2.26	2.26
N _{br} par face	2HA12	2HA12	2HA12
St	20	20	20

5-5-6 schémas de ferrailage :**Figure 5-10** Schéma de ferrailage du Voile Vy1 (RDC).**5-6 conclusions :**

Au terme de ce chapitre nous avons adoptés le ferrailage des éléments principaux de tel sorte qu'ils puissent répondre impérativement aux sollicitations. Outre la résistance et l'économie sont des facteurs importants qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et l'acier, tout en respectant les sections minimales requises par les règlements en vigueur.

CHAPITR 6

ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

6-1-Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

6-2-Choix de type de fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, 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.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 2 bar à une profondeur de 1.8 m.

6-3 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 :

$$1)G + Q \pm E; \quad 2)0.8 \times G \pm E \quad 3) ELU \quad 4) ELS$$

6-4 Étude des fondations

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 : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par l'ETABS.
- S : surface d'appui de la semelle.
- $\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

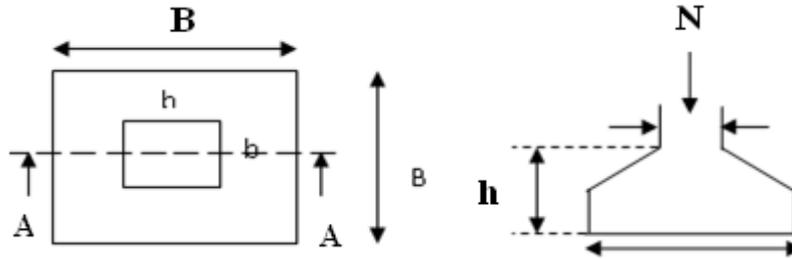


Figure 6-1. Semelle isolée de fondation type 1

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ($b \times b$), donc $S = B^2$.

$$N = 1767.9551 \text{ KN}, \quad \overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ bar}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}} \quad \text{AN : } B = 2.97 \text{ m}$$

La distance entre axes des poteaux dans le sens y varie entre 2.74m et 5.6m

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.

2. Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 5 poteaux.

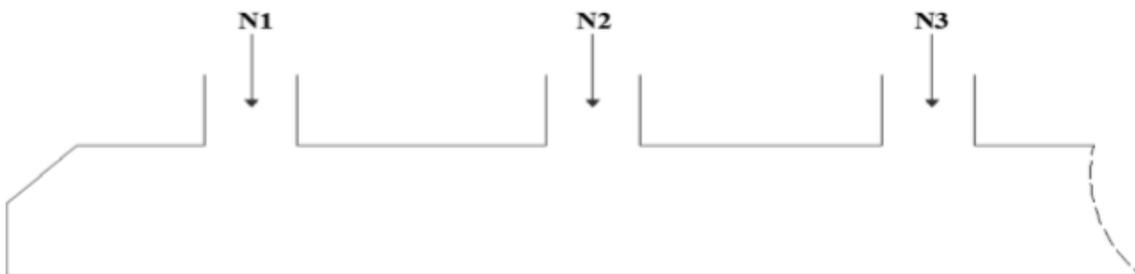


Figure 6-2 : semelle filante

$$N_1 = 1618.5987 \text{ KN} \quad ; \quad M_1 = 12948.784 \text{ KN.m}$$

$$N_2 = 2049.8501 \text{ KN} \quad ; \quad M_2 = 5534.595 \text{ KN.m}$$

$$N_3 = 1835.0228 \text{ KN} \quad ; \quad M_3 = -3486.543 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad \sum_1^5 N = 9020.7828$$

$$N_4 = 2106.8485 \text{ KN} \quad ; \quad M_4 = -959.448 \text{ KN.m}$$

$$N_5 = 1410.4627 \text{ KN} \quad ; \quad M_5 = -11283.992 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad \sum_1^5 M = 2753.992$$

La surface totale des semelles se calcul par la formule suivante :

$$\text{Données : } N = 9020.2728 \text{ KN} ; \sigma_{sol} = 200 \text{ KPa}$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

B : Largeur de la semelle

L : longueur totale de la semelle

$$\sum Ni \times di = N_1d_1 + N_2d_2 + N_3d_3 + N_4d_4 + N_5d_5 = N \times d$$

Determination de la longueur « l » :

On calcule la réaction du sol $N = \sum Ni$, on cherche le point d'application de N

d : La longueur totale nécessaire $L \approx 2 \times d$

$$d = \frac{\sum Ni \times di}{N}$$

$$\sum Ni \times di = 49087.1906$$

$$N = \sum_1^5 N = 9020.7828$$

$$d = \frac{49087.1906}{9020.7828} = 5.44m$$

Soit $L = 16m$

$$B \geq \frac{9020.7828}{200 \times 16} = 2.83m$$

On remarque qu'il n'y a pas de chevauchement entre les semelles, en tenant compte des entres axes des poteaux qui est égale à 2.74m

3. Vérification de Radier général

3-1 Définition :

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.

3-2 Pré dimensionnement :

3-2-1 Condition de coffrage

ht : hauteur des nervures.

hr : hauteur de la dalle.

Lmax : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 5.30m$).

$$hr \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{530}{20} = 26.5m.$$

$$ht \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{530}{10} = 53 m.$$

3-2-2 Condition de rigidité :

$$\begin{cases} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton $E = 3.216 \times 10^4 \text{MPa}$.

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 $K = 12 \times 10^4 \text{KN/m}^3$).

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

$ht = 78 \text{cm}$.

3-2-3 Condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_s} f_{c28}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \times 1m$$

N_d : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$V_d = 530 \text{KN}$

$$de(I) \Rightarrow d \geq \frac{V_d \times \gamma_b}{0.07 \times b \times f_{c28}}$$

$d = 0.16 \text{m}$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

- $ht = 80 \text{cm}$ pour les nervures du radier.
- $hr = 30 \text{cm}$ pour la dalle du radier.

3-3 La surface de radier :

$$\frac{N}{S_{rad}} \leq \sigma_s \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_s}$$

$$S_{rad} = 245.43 \text{ m}^2.$$

$S_{bat} = 346.39 < S_{rad} = 245.43 \Rightarrow$ le radier est sans débord.

3-4 Dimensions du radier étudié :

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

Hauteur de la nervure $h_t = 80 \text{ cm}$;

Hauteur de la table du radier $h_r = 30 \text{ cm}$;

Enrobage $d' = 4 \text{ cm}$ fissuration nuisible.

La surface du radier $S_{rad} = 245.43 \text{ m}^2$.

3-5 Vérifications nécessaires**a) Vérification au poinçonnement :**

Selon le BAEL 99 (article A.5.2, 41) il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par efforts tranchants, cette vérification s'effectue comme suite :

$$Nd \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

N_d : effort normal de calcul.

H : hauteur totale de la semelle.

U_c : périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

▪ Sous poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est le poteau (50*55) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$.

$$\left. \begin{aligned} A &= a + h = 0.55 + 0.80 = 1.35 \text{ m} \\ B &= b + h = 0.50 + 0.80 = 1.30 \text{ m} \end{aligned} \right\}$$

On trouve $U_c = 5.3 \text{ m}$

$$N_d = 2.106 \text{ MN} < 0.045 \times 5.3 \times 0.8 \times \frac{25}{1.5} = 3.18 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte du sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} (x, y)$$

On a : $I_y = 20277.2188\text{cm}^4$; $I_x = 113264.8438\text{cm}^4$, et $X_G = 6.1526\text{m}$; $Y_G = 15.3070\text{m}$
Avec σ_{\max} et σ_{\min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

- **Sens X-X** : $N = 40636.4405\text{ KN}$; $M_x = 29586.9573\text{KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = 0.169\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = 0.161\text{MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.167\text{MPa}$$

$\sigma_m = 0.167\text{MPa} < \sigma_{\text{sol}} = 0.2\text{MPa}$la condition est vérifier.

- **Sens Y-Y** : $N = 40636.4405\text{KN}$; $M_y = 28821.1657\text{KN.m}$.

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times X_G = 0.174\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times X_G = 0.156\text{MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.169\text{MPa}$$

$\sigma_m = 0.169\text{MPa} < \sigma_{\text{sol}} = 0.2\text{MPa}$condition vérifier.

c) Vérification de la poussé hydrostatique

Il faut assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_s \times \gamma_w$

F_s : coefficient de sécurité ($F_s = 1.5$).

H : la hauteur d'ancrage de la semelle ($H=1.8\text{m}$).

$N=40636.4405 \geq 1.5 \times 1.8 \times 245.43 \times 10 = 6626.61\text{KN}$condition vérifier.

6-5 Ferrailage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable soit le panneau A (figure VI.1) et on optera le même ferrailage pour tous le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

- **Calcul des sollicitations :**

$$Q_u = \frac{Nu}{S}$$

Avec : N_u est l'effort normal ramené par la superstructure.

$$\Rightarrow Q_u = 165.57\text{KN/ml.}$$

$L_x=3.70$; $L_y=5.30$.

$$\rho = 0.69 \Rightarrow ELU \quad \mu_x = 0.0697.$$

$$\mu_y = 0.4181.$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_0^x = 157.98 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = 66.05 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments corrigé :**

Tableau 6-1 : Les moments corrigé.

	Sens	Formule BAEL	Moment corrigé
Travée	x-x	$0.85M_0^x$	134.283
	y-y	$0.7M_0^y$	46.23
Appuis	x-x	$0.4M_0^x$	63.192
	y-y	$0.5M_0^y$	33.025

- **Calcul de ferrailage :**

Tableau 6-2 : Section d'armature de radier.

	Sens	M (KN.m)	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{adop} (\text{cm}^2)$	Nbr de barre
Travée	x-x	134.283	16.17	2.77	16.08	8HA16
	y-y	46.23	5.23	2.4	6.79	6HA12
Appuis	x-x	63.192	7.23	2.77	7.92	7HA12
	y-y	33.025	3.71	2.4	5.50	7HA10

- **Condition de non fragilité :**

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12 \text{ cm}$; et $\rho > 0.4$, la section minimale d'armatures est :

$$\begin{cases} A_x = \rho_0 \times (3-\rho) \times b \times h/2 \\ A_y = \rho_0 \times b \times h \end{cases}$$

Pour HEA 400 $\rho_0 = 0.008$

$$A_x = 2.77 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 2.4 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures :**

Armatures // L_x : $St = 14 \text{ cm}$ min (2h, 25cm) = 25cm.

Armatures // L_y : $St = 25 \text{ cm}$ min (2h, 25cm) = 25cm.

❖ A l'ELU :

- Vérification au cisaillement :

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$$

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4}$$

$$\Rightarrow V_{uy} = 84.213 \text{ KN.}$$

$$V_{ux} = 247.51 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = 0.951 < \frac{0.07}{\gamma b} \times f_{c28} = 1.16 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée, on n'a pas besoin d'armatures transversales.

❖ À l'ELS :

$$\mu_x = 0.0755.$$

$$\mu_y = 0.5704.$$

$$N_s = 29501.2161 \text{ KN}$$

$$Q_s = \frac{N_s}{s}.$$

Avec : N_u est l'effort normal ramené par la superstructure.

$$\Rightarrow Q_s = 120.202 \text{ KN/ml.}$$

$$L_y = 5.30 ; L_x = 3.70.$$

$$\rho = 0.69 \Rightarrow \text{ELU} \quad \mu_x = 0.0755.$$

$$\mu_y = 0.5705.$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 : \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_0^x = 124.240 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = 70.879 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments corrigé :

Tableau 6-3 : Les moments corrigé.

	Sens	Formule BAEL	Moment corrigé
Travée	x-x	$0.85M_0^x$	105.604
	y-y	$0.7M_0^y$	49.615
Appuis	x-x	$0.4M_0^x$	49.696
	y-y	$0.5M_0^y$	35.439

- État limite de compression du béton :

En travée :

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

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

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6-4 : vérification de la contrainte de béton.

Localisation		Ms (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Observation
Travée	x-x	105.604	8.52	75760.323	11.876 > 15	Vérifier
	y-y	49.615	6.18	40796.743	7.51 < 15	Vérifier
Appuis	x-x	49.696	6.58	45753.743	7.44 < 15	Vérifier
	y-y	35.439	5.67	34205.147	5.87 < 15	Vérifier

- 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.

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] :$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

$$\Rightarrow \sigma_s^{\text{adm}} = 201.63 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6-5 : vérification de la contrainte dans l'acier

Localisation		Ms (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Observation
Travée	x-x	105.604	8.52	75760.323	365.48 > 201.63	Non vérifier
	y-y	49.615	6.18	40796.743	361.56 > 201.63	Non Vérifier
Appuis	x-x	49.696	6.58	45753.743	316.40 > 201.63	Non Vérifier
	y-y	35.439	5.67	34205.147	315.95 > 201.63	Non Vérifier

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section de ferrailage et la dalle du radier $h_r=40$

La section d'armature du radier devienne :

Tableau 6-6 : Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		Aadop	Nbr de barre	Ms (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	x-x	25.13	8HA18	105.604	11.67	205352.54	172.25 > 201.63	vérifier
	y-y	6.79	6HA14	49.615	8.42	110589.28	172.14 < 201.63	Vérifier
Appuis	x-x	10.78	7HA14	49.696	8.99	125386.17	148.68 < 201.63	Vérifier
	y-y	7.92	7HA12	35.439	7.87	97362.009	142.66 < 201.63	Vérifier

Schémas de ferrailage :

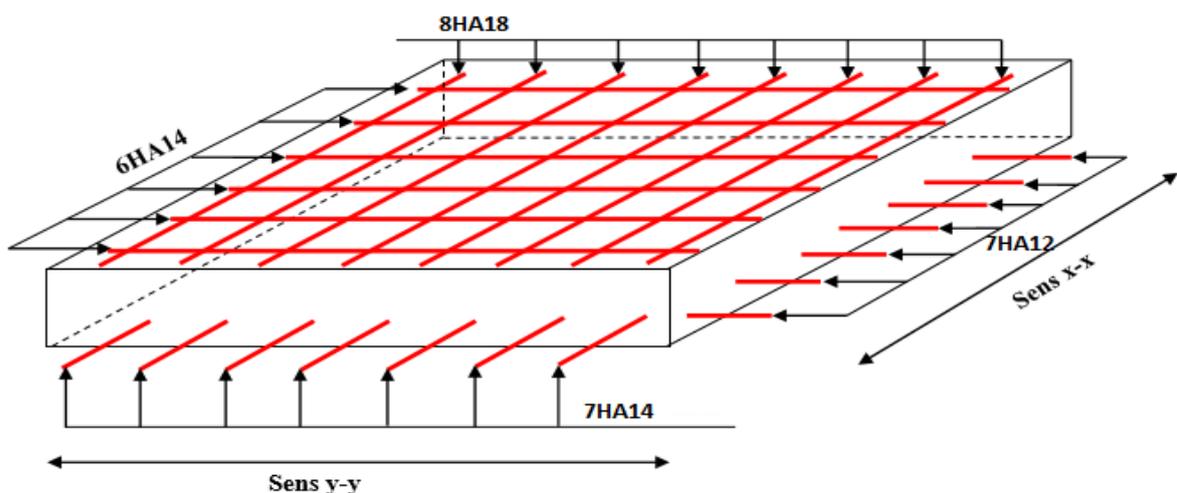


Figure 6-3 : Schéma de ferrailage de radier

6-6 Ferrailage des nervures :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- 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.

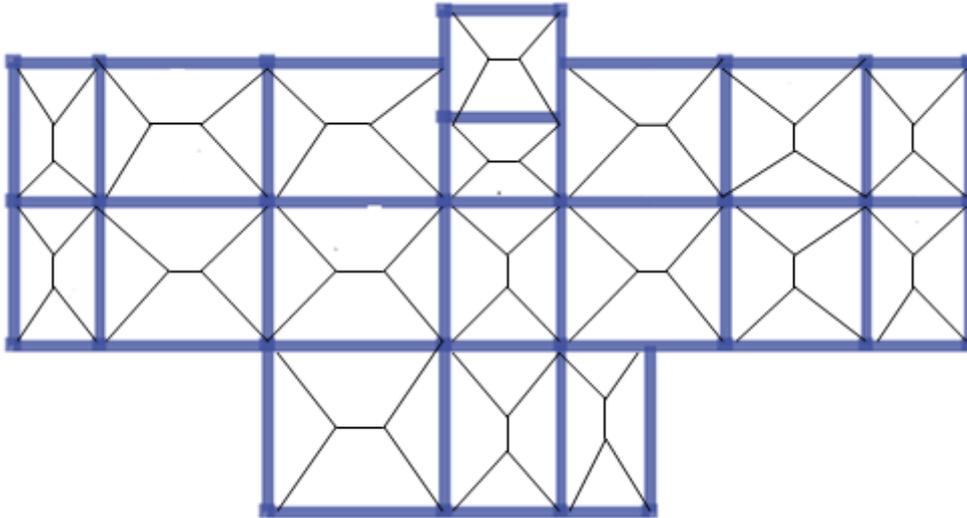


Figure 6-4 : Schéma des lignes de rupture du radier de bâtiment

▪ **Charges triangulaires :**

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}} : \text{ dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.}$$

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases} : \text{ Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.}$$

Remarque :

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

▪ **Charges trapézoïdales :**

$$q_m = \frac{p}{2} \left[\left(1 - \frac{pg^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho d^2}{3}\right) l_{xd} \right]$$

$$q_v = \frac{p}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho g}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho d}{3}\right) l_{xd} \right]$$

6-6-1 Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

• **Moment aux appuis :**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec : Les longueurs fictives.

$$l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$$

- **Moment en travée :**

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

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

Mg et Md : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

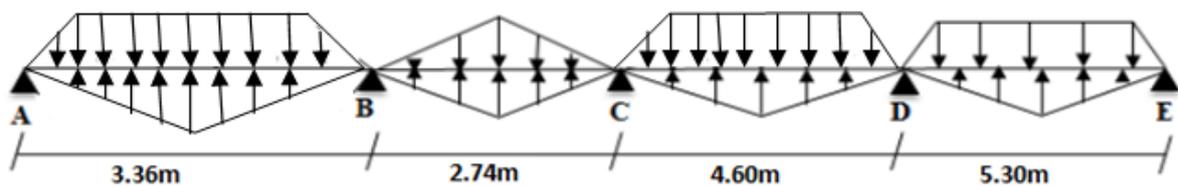


Figure 6-5 : Schéma des lignes de ruptures sur la nervure (sens x-x)

Tableau 6-7 Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon x-x :

travée	L (m)	Qm (KN)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	X ₀ (m)	Mtu (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
AB	3.36	703.67	0	170.037	1.374	156.368	227.551	328.764
BC	2.74	703.67	170.037	200.256	1.303	29.4	328.764	330.642
CD	4.60	882.42	200.256	431.035	1.997	129.88	330.642	520.088
DE	5.30	651.41	431.035	0	3.141	385.814	520.088	357.433

Tableau 6-8 Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon x-x :

travée	L (m)	Qm (KN)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	X ₀ (m)	Mts (KN.m)
AB	3.36	510.85	0	123.445	1.374	113.521
BC	2.74	510.85	123.445	145.384	1.303	21.344
CD	4.60	640.618	145.384	312.927	1.997	94.297
DE	5.30	472.91	312.927	0	3.141	280.097

Tableau 6-9 Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon y-y :

travée	L (m)	Qm (KN)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	X ₀ (m)	Mtu (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
AB	2.74	803.01	0	274.628	0.765	48.402	126.602	424.274
BC	5.35	1120.39	274.628	374.274	2.563	268.975	424.274	476.268
CD	5.60	1396.88	374.274	303.309	2.877	310.728	476.268	450.924
DE	3.70	1084.92	303.309	270.421	1.904	3.295	450.924	427.57
EF	5.23	986.61	270.421	298.642	2.582	281.659	427.57	438.362
FG	4.47	803.01	298.642	231.35	2.326	149.218	438.362	354.995
GH	3.30	803.01	231.35	0	2.073	124.549	354.995	203.084

Tableau 6-10 Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon y-y :

travée	L (m)	Qm (KN)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	X ₀ (m)	Mts (KN.m)
AB	2.74	582.97	0	199.377	0.765	35.14
BC	5.35	790.5	199.377	271.719	2.563	195.273
CD	5.60	835.68	271.719	220.199	2.877	225.585
DE	3.70	969.42	220.199	196.323	1.904	2.392
EF	5.23	716.267	196.323	216.811	2.582	204.481
FG	4.47	582.97	216.811	167.957	2.326	108.331
GH	3.30	582.97	167.957	0	2.073	90.422

6-6-2 ferrailage des nervures :

Le ferrailage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

Détermination de la largeur b

Sens X-X et Y-Y

On a $h=0.80\text{m}$; $h_r=0.40\text{m}$; $b_0=0.65\text{m}$; $d=0.75\text{m}$.

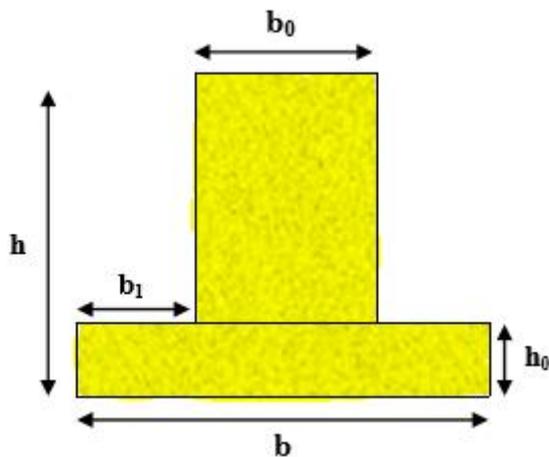


Figure 6-6: section à ferrailer.

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right).$$

$\Rightarrow b=1.20\text{m}$.

Tableau 6-11 : résultats de ferrailage de la nervure.

Localisation		M (KN.m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadop (cm ²)	Nbre de barre
X- X	Travée	385.814	15.09	10.86	15.70	5HA12+5HA16
	Appuis	431.035	16.90		17.75	5HA14+5HA16
Y- Y	Travée	268.975	10.45	10.86	11.31	10HA12
	Appuis	374.274	14.63		15.70	5HA12+5HA16

Tableau 6-12 : vérification de la contrainte de béton.

Localisation		Ms (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	x-x	280.097	15.08	856971.669	4.92 > 15	Vérifier
	y-y	312.927	15.88	943656.140	5.26 < 15	Vérifier
Appuis	x-x	225.585	13.10	660399.98	4.47 < 15	Vérifier
	y-y	271.719	15.08	856971.669	4.78 < 15	Vérifier

Tableau 6-13 : vérification de la contrainte dans l'acier

Localisation		Ms (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	x-x	280.097	15.08	856971.669	293.768 > 201.63	Non vérifier
	y-y	312.927	15.88	943656.140	294.102 > 201.63	Non Vérifier
Appuis	x-x	225.585	13.10	660399.98	317.164 > 201.63	Non Vérifier
	y-y	271.719	15.08	856971.669	284.96 > 201.63	Non Vérifier

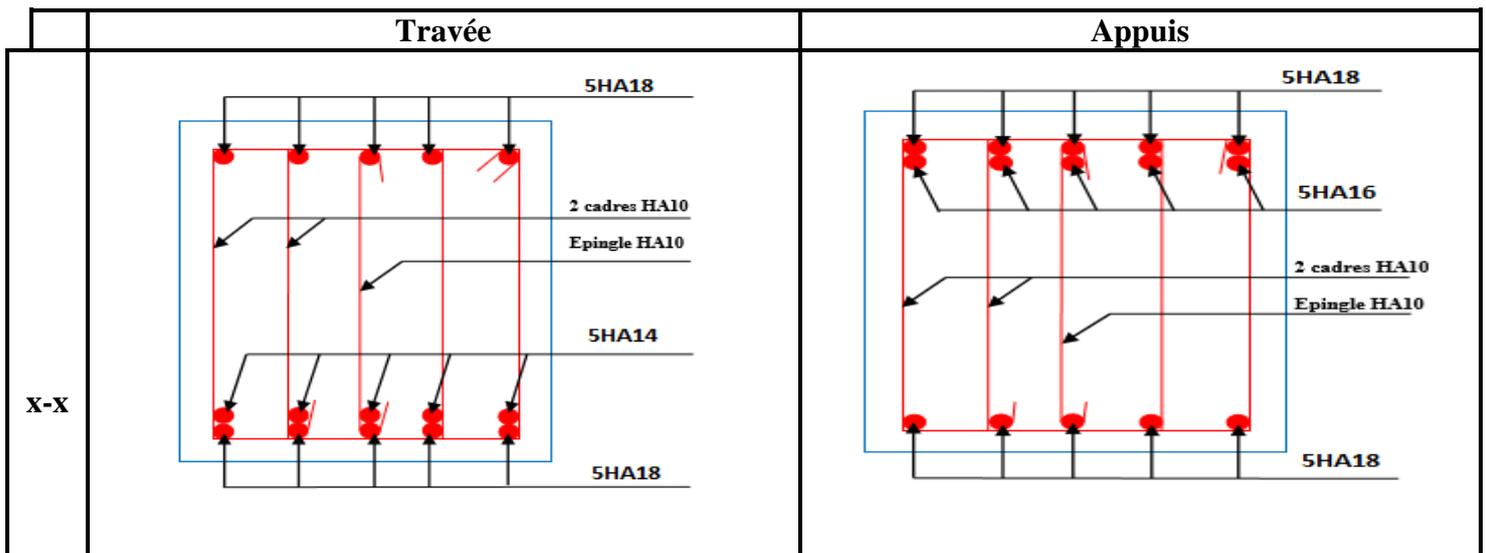
On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage et la hauteur de radier à 90cm.

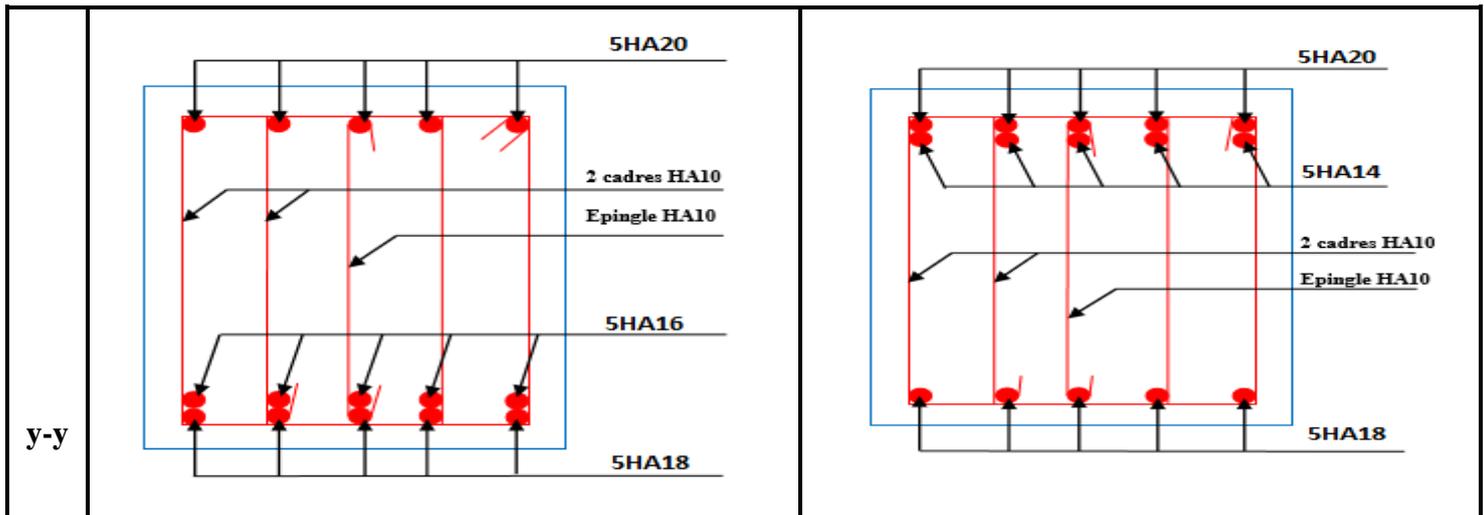
Tableau 6-14 Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		Aadop	Nbr de barre	Ms (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	x-x	22.77	5HA16+5HA18	280.097	18.96	1512057.636	183.501 > 201.63	vérifier
	y-y	23.41	5HA14+5HA20	312.927	19.18	1544573.813	199.79 < 201.63	Vérifier
Appuis	x-x	17.75	5HA14+5HA18	225.55	17.07	1247052.08	184.32 < 201.63	Vérifier
	y-y	22.77	5HA16+5HA18	272.917	18.96	1512057.636	178.177 < 201.63	Vérifier

6-6-3 Schémas de ferrailages :

Tableau 6-15 : Les schémas de ferrailage dans les deux sens.





6-7 Conclusions :

L'étude de l'infrastructure, elle conçue en radier général du fait la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris dans la conception des structures des bâtiments.

Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

1. Pour assurer une bonne transmission des différentes charges des éléments structuraux on doit avoir des sections suffisantes Cette opération se fait conformément aux règles dictées par les règlements suivants : Le RPA 99 V 2003, Le BAEL 91, Le CBA 93, D.T.R.B.C.2.2. et sans oublier certains critères (résistance pour les poteaux...).
2. La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"
3. . 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 des poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
4. L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation .Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait.
5. l'objectif principal de la conception est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires et d'économie.

Bibliographie :

- **Règlements :**

- **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.
- **CBA 93** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique règlementaire (charges et surcharges).
- **BAEL91** : Règles de calcul de Béton Armé Aux États limites, révisées 99.

- **Cours :**

- Béton armé 3^{ème} et 4^{ème} année (BA I & BA II).
- Mécanique des sols 3^{ème} et 4^{ème} année (MDS II).
- Résistance des matériaux (RDM).
- Parasismique 4^{ème} année.

- **Logiciels :**

- **ETABS**Analyse de structure.
- **AUTOCAD 2010**Dessin.
- **EXCEL 2007**Calcul.
- **WORD 2007**Traitement du texte.
- **POWER POINT 2007**Présentation de mémoire.
-

- **Livre et mémoires fin d'étude :**

- [1] **BENACHENHOU.A**, 1979.
- [2] **BAAZIZ IMEN**, «Le logement social en situation d'urgence».
- [3] **Dr. HAMZA CHERIF ALI**, «Dynamiques des ménages et demande potentielle de logements en Algérie dans le court, le moyen et le long terme».
- [4] **ARIBI MESSAOUD**, «contribution a l'amélioration des règles parasismiques algériennes».