



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
كلية العلوم و التكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil & Architecture

N° d'ordre : M...../ GCA/2019

**MEMOIRE DE FIN D'ETUDE
POUR L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER ACADEMIQUE**

Filière : Génie Civil

Spécialité : (Construction en béton armé)

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+9 étages)
à usage multiple**

Présenté par :

1. Mr BENCHENNI ABDEL-Karime
2. Mr AZREUG Iyad Abdelaziz

Devant le jury :

soutenu le 27 / 06/ 2019

- Président : Mr BELARIBI Omar
- Examineur : Mr ZELMAT Yassine
- Encadreur : Mr REZIGUA Ahmed
- Invité : Mr BENAIED Brahim

Année Universitaire : 2018 / 2019

Remercîment

Nous remercions ALLAH tout puissant de nous avoir accordé la santé et la volonté de réaliser ce modeste projet.

Un grand merci à notre encadreur Mr REZIGUA Ahmed pour son aide et ces conseils judicieux durant ce travail

Nos vifs remerciements sont adressés aux Mr BENAIED Brahim de nous avoir honoré de leur présence et d'avoir voulu évaluer ce travail.

Nous remercions également nos enseignants qui nous ont apportés une aide précieuse avec des conseils et des encouragements qui ont été bénéfiques dans la rédaction de ce mémoire.

Aussi nous ne pouvons s'abstenir d'exprimer notre reconnaissance à nos professeurs pour leurs apports généreux en savoir.

Enfin nous voudrions aussi remercier tous ceux qui ont partagé de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

Sommaire

- Introduction Générale.....	1
Chapitre I : Généralités	
I.1 Introduction	2
I.2 Présentation du projet	2
I.3 Caractéristiques géométriques	2
I.4 Conception de la structure	4
I.5 Caractéristiques des matériaux	5
I.6 les matériaux	6
I.6.1 Béton	6
I.6.2 Acier	8
I.7 Sollicitations.....	9
Chapitre II : Descente des charges et pré dimensionnement	
II .1. Introduction.....	10
II.2. Descente de charges	10
II.3 Pré dimensionnement du plancher	12
II.4 Pré dimensionnement des poutres.....	13
II.5 Pré dimensionnement des poteaux.....	14
II.6 Pré dimensionnement des voiles.....	19
Chapitre III : Etude des planchers	
III.1 Introduction	21
III.2 plancher à corps creux	21
III.2.1 Détermination des dimensions des poutrelles	21
III.2.2 Etude de la dalle de compression.....	22
III.2.3 Etude des poutrelles	23
III.2.4 Détermination des sollicitations des poutrelles	25
III.2.5 Calcul de ferrailage	32
III.3 calcul de la flèche	36
III.3.1 Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire.....	36
III.3.2 la flèche totale	38
III.3.3 la flèche admissible	39

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

IV.1 Introduction	40
IV.2 Etude de l'acrotère.....	40
IV.2.2 Calcul du ferrailage	40
IV.2.4 Détermination des sollicitations.....	41
IV.2.5 Détermination de la section des armatures	41
IV.2.6 Vérification des contraintes de cisaillement.....	43
IV.3 Etude des escaliers.....	44
IV.3.1 Introduction	44
IV.3.2 Pré dimensionnement d'escalier	44
IV.3.4 descentes des charges	47
IV.3.5 Détermination des sollicitations	48
IV.3.6 Calcul du ferrailage	52
IV.3.7 Type 2 : (Escalier à marche porteuses)	55
IV.3.8 Calcul du ferrailage (marche porteuses).....	56
IV.4 Calcul de la poutre palière.....	58
IV.4.1 Pré dimensionnement de la poutre brisée	59
IV.4.2 Calcul du ferrailage.....	60
IV.5 Etude des balcons	65
IV.5.1 Types des balcons	65
IV.5.2 Descente de charges.....	65
IV.5.3 Calcul du ferrailage.....	66
IV.5.4 Vérification de la flèche	69
IV.5.5 Calcul du contre poids	69

Chapitre V. Etude sismique

V.1 Introduction	73
V.2 Méthode de calcul.....	73
V.2.1 Méthode statique équivalente.....	73
V.2.2 Méthode dynamique.....	74
V.3 Etapes de modélisation.....	74
V.4 Interprétation des résultats.....	78

Chapitre VI. Etude des portiques

VI.1 Introduction	83
VI.2 Définition.....	83
VI.3 Ferrailage des portiques.....	83
VI.3.1 Combinaisons d'actions.....	83
VI.3.2 Ferrailage des poutres.....	83
VI.3.3 Ferrailage des poteaux.....	90
VI.4 Schéma de ferrailage	103

Chapitre VII. Etude des voiles

VII.1 Introduction.....	105
VII.2 Ferrailage des voiles de contreventement.....	105
VII.2.1 les armatures verticales	105
VII.2.2 les armatures horizontales	106
VII.2.3 Exemple de calcul.....	108
VII.3 Ferrailages des linteaux	117
VII.4 Etude des voiles périphériques.....	121

Chapitre VIII. Etude de l'infrastructure

VIII.1 Introduction.....	127
VIII.2 vérifications des semelles isolées.....	128
VIII.3 Vérification des semelles filantes	129
VIII.4 Etude du radier.....	129
VIII.5 Ferrailage du radier.....	134
VIII.5 .1 Ferrailage de la dalle	134
VIII.5 .2 Ferrailage du débordement	139
VIII.5 .3 Ferrailage des poutres	140

Listes des figures

Chapitre I

Fig I.1 : Vue en plan.....	3
Fig.I.2 : Façade principale.....	3
Fig I.3 : Coupe transversale du mur extérieur.....	4
Fig I.4 : Diagramme contrainte-déformation du béton pour ELU.....	7
Fig.I.5 : Diagramme contrainte /déformation de béton.....	7
Fig I.6 : Diagramme déformations-contraintes.....	8

Chapitre II

Fig II.1 : Détails d'un plancher d'une terrasse inaccessible.....	10
Fig II.2 : plancher étage courant et RDC.....	11
Fig.II.3 : Coupe transversale d'un mur de façade.....	12
Figure II.4 : Plancher corps creux.....	12
Fig II.5 : Section d'une poutre principale.....	13
Fig II.6 : Section d'une poutre secondaire.....	14
Fig II.7 : Section supporté par le Poteau le plus sollicité.....	15
Figure II.8: Voile de contreventement.....	19
Fig.II.9 : Vue en plan du voile de 1 ^{er} type.....	20

Chapitre III

Fig III.1: coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	21
Fig.III.2 : Dimensions des poutrelles.....	21
Fig III.3 : Schéma d'une poutrelle.....	22
Fig III.4 : Schéma statique des différents types de poutrelle.....	24
Fig III.5 : Schéma statique de poutrelle type 2.....	25
Fig.III.6 : diagramme des moments fléchissant pour la poutrelle type 02.....	26
Fig.III.7 : diagramme des efforts tranchant à ELU pour la poutrelle type 02.....	32
Fig.III.8 : diagramme des efforts tranchant à ELS pour la poutrelle type 02.....	32
Fig III.9 : dimensions des poutrelles.....	39
Fig III.10 : section de calcul en travée.....	33
Fig III.11 : section de calcul en appui.....	34
Fig III.12 : Centre de gravité.....	37

Fig III.13 : ferrailage de poutrelle en appui.....	39
Fig III.14 : ferrailage de poutrelle en travée.....	39

Chapitre IV

Fig IV.1 : Dimension de l'acrotère	40
Fig IV.2 : schéma statique de l'acrotère	40
Fig IV.3 : section de calcul de l'acrotère.....	41
Fig. IV.4 Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	43
Fig IV.5 : Schéma d'un escalier.....	44
Fig IV.6 : vue en plan de la cage d'escalier.....	44
Fig IV.7 : schéma statique d'escalier type 1.....	45
Fig IV.8 : escalier type 1.....	45
Fig IV.9 : schéma statique d'escalier type 2.....	46
Fig IV.10 : escalier type 2.....	46
Fig IV.11: schéma statique d'escalier type 1.....	48
Fig IV.12 : section de calcul.....	48
Fig IV.13 : section de calcul.....	49
Fig IV.14 : Diagrammes des moments	49
Fig IV.15 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à ELU.....	50
Fig IV.16: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à ELS.....	51
Fig IV.17 : Ferrailage d'escalier type 1.....	54
Fig IV.3.7.1 : section transversale de calcul d'une marche porteuse.....	55
Fig IV.3.7.2 : schéma de la marche porteuse.....	55
Fig IV.3.7.3 : section de calcul de la marche.....	56
Fig IV.3.7.4 Dessin du ferrailage.....	58
Fig IV.4.1 section de la poutre brisée.....	59
Fig.IV.4.2 : section de calcul.....	60
Fig.IV.4.3 : section de calcul.....	61
Fig.IV.4.4 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	64
Fig.IV.5.1 : Coupe transversale d'un mètre linéaire du balcon.....	65
Figure IV.5.2 : schéma statique de balcon type 1.....	65
Figure IV.5.3 : schéma statique de balcon type 2.....	65
Fig.IV.5.4 : Schéma du balcon avec contre poids.....	69

Fig.IV.5.5 : ferrailage du contre poids.....	69
Fig.IV.5.6 : Schéma de ferrailage de balcon.....	72

Chapitre V

Fig.V.1 : l'interface de l'ETABS.....	75
Fig.V.2 : spectre de repense.....	78

Chapitre VI

Fig.VI.1 : disposition constructive des portiques.....	84
Fig. VI.2: Direction des moments et effort normal dans un poteau.....	91
FigVI.3 : Schéma de noyau centrale.....	91
Fig.VI.4 : La zone nodale	92
Fig.VI.5 : Espacement entre les armatures.....	93
Fig VI.6 : les armatures transversales dans la zone de recouvrement.....	94
Fig. VI.7 : schéma des sollicitations de calcul.....	96
Fig. VI.8 : schéma des sollicitations de calcul.....	98
Fig.VI.9. La zone nodale.....	102
Fig.VI.10 : Coupe en élévation et détail de ferrailage des poteaux.....	103
Fig.VI.10 : Ferrailage de la poutre secondaire en travée et en appui.....	104
Fig. VI.11 : Ferrailage des poteaux.....	104

Chapitre VII

Fig VII.1 : les sollicitations de calcul d'un voile.....	105
Fig VII.2 : disposition des armatures verticales dans les voiles.....	106
Fig VII.3 : Représentation des voiles.....	107
Fig VII.4: voile le plus défavorables.....	108
Fig VII.5 : section de calcul.....	108
Fig VI.6 : Section entièrement tendue.....	109
Fig VII.7 : Section partiellement comprimée.....	110
Fig VII.8 : Section partiellement comprimée.....	111
Fig VII.9 : section de calcul.....	112
Fig VII.10 : Section entièrement tendue.....	112

Fig VII.11 : Section partiellement comprimée.....	113
Fig VII.12 : Section entièrement tendue.....	114
Fig VII.13 : disposition du ferrailage transversale du voile.....	116
Fig VII.14 : dispositions du ferrailage longitudinale du voile.....	116
Fig. VII.15 : moments résistants ultimes et effort tranchant.....	118
Fig VII.16 : disposition des armatures	119
Fig. VII.17 : Efforts dans les bielles du linteau.....	119
Fig. VII.18 - Armatures diagonales des linteaux.....	120
Fig. VIII.19 Disposition des armatures du linteau	120
Fig.VII.4.1 : Schéma des contraintes d voile périphérique.....	122
Fig.VII.4.2 : Schéma du panneau de la dalle appuyée sur 4 coté.....	122
Fig. VII.4.3 : Enrobage de la dalle.....	123
Fig VII.4.4 : Section du calcul.....	124
Fig.VII.4.5 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	125

Chapitre VIII

Fig VIII.1. Schéma d'une semelle isolée.....	128
Fig VIII.2 : Radier nervurés.....	130
Fig.VIII.3. Dimensions d'un panneau de la dalle le plus défavorable.....	130
Fig.VIII.4. Dimension du radier.....	132
Fig VIII.5 : Schéma des contraintes du sol.....	133
Fig.VIII.6 : Encrage de la structure.....	134
Fig.VIII.7 : Schéma du panneau de la dalle appuyée sur 4 coté.....	135
Fig.VIII.8 : Enrobage de la dalle.....	135
Fig.VIII.9 : Section de calcul dans le sens xx.....	136
Fig.VIII.10 : Section de calcul dans le sens yy.....	136
Fig.VIII.11 : schéma du ferrailage de la dalle.....	139
Fig.VIII.5.1 : schéma statique du débord.....	139
Fig.VIII.5.2 : Section de calcul.....	140
Fig.VIII.5.3: Distribution des charges sur les poutres principales.....	141
Fig.VIII.5.4 : Distribution des charges sur les poutres secondaires.....	141
Fig.VIII.5.5 : Ferrailage de la poutre principale en travée et en appui.....	143
Fig.VII.5.6 : Ferrailage de la poutre secondaire en travée et en appui.....	143

Listes des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques.....	2
Tableau I.2 : différents types d'acier.....	8

Chapitre II

Tableau II.1: Descente de charge plancher terrasse inaccessible (DTR-BC2.2).....	10
Tableau II.2: Descente de charge plancher étage courant et RDC (DTR-BC2.2).....	11
Tableau II.3: surcharge d'exploitation pour chaque plancher (DTR-BC2.2).....	11
Tableau.II.4 : Descentes des charges d'un mur extérieur.....	12
Tableau II.5: dégression des charges poteaux centraux.....	15
Tableau II.6: Pré dimensionnement des poteaux.....	18
Tableau II.7 : Tableau récapitulatif des vérifications des conditions du RPA 99 V.....	18
Tableau II.8 : Tableau récapitulatif de vérification de la condition de flambement....	19
Tableau II.9: épaisseurs des voiles.....	20

Chapitre III

Tableau.III.1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants...	32
Tableau III.2 : Ferrailage de la poutrelle.....	39

Chapitre IV

Tableau IV.1 : descente de charge volées type 1 et 3.....	47
Tableau IV.2 : descente de charge palier type 1 et 3.....	47
Tableau IV.3: Tableau des sollicitations des escaliers (type1).....	52
Tableau.IV.4 : charges permanentes de balcon.....	65

Chapitre V

Tableau V.1: les masses et les poids de chaque plancher.....	76
Tableau V.2 : Tableau récapitulatif pour la vérification de la somme des masses.....	79
Tableau V.3 : Tableau récapitulatif pour la vérification du déplacement	81
Tableau V.4: vérification à l'effet P- Δ dans le sens x-x'	82
Tableau V.5 : vérification à l'effet P- Δ dans le sens y-y'	82

Chapitre VI

Tableau.VI.1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants....	85
Tableau.VI.2 : Tableau récapitulatif des ferraillements des poutres.....	90
Tableau.VI.3 : Les sollicitations de calcul.....	95
Tableau VI.4 : vérification des contraintes de cisaillement (selon BAEL.91).....	101
Tableau.VI.5 : calcul des armatures pour les différents poteaux.....	102
Tableau.VI.6: Tableau récapitulatif des ferraillements des poteaux.....	103

Chapitre VII

Tableau.VII.1 : Sollicitations max de calcul dans les voiles à x-x'.....	108
Tableau.VII.2 : Sollicitations max de calcul dans les voiles à y-y'.....	108
Tableau VII.3 : vérification de la contrainte.....	116
Tableau VII.4 : Tableau des combinaisons fondamentales.....	122
Tableau VII.5 : Tableau récapitulatif des sollicitations.....	123
Tableau VII.6 : Tableau récapitulatif des hauteurs utiles de la dalle pleine.....	123
Tableau VII.7 : Tableau de ferraillement du voile périphérique à l'ELU.....	124
Tableau VII.8 : Tableau de ferraillement du voile périphérique à l'ELS.....	125

Chapitre VIII

Tableau VIII.1 : Tableau de pré dimensionnement de la semelle isolée.....	128
Tableau VIII.2 : Tableau des dimensions du radier nervuré.....	132
Tableau VIII.3 : Tableau de calcul de la surface du radier nervuré.....	132
Tableau.VIII.4 : Tableau récapitulatif des caractéristiques du radier.....	132
Tableau VIII.5 : Tableau récapitulatif des sollicitations.....	132
Tableau.VIII.6 : vérification des contraintes suivant X-X.....	133
Tableau.VIII.7 : vérification des contraintes suivant Y-Y.....	134
Tableau VIII.8 : Tableau de calcul de la charge q.....	135
Tableau VIII.9 : Tableau récapitulatif des sollicitations.....	135
Tableau VIII.10 : Tableau récapitulatif des hauteurs utiles de la dalle pleine.....	136
Tableau VIII.11 : Tableau du ferraillement de la dalle dans le sens X-X à l'ELU.	137
Tableau VIII.12 : Tableau du ferraillement de la dalle dans le sens Y-Y à l'ELU.....	138
Tableau VIII.13 : Tableau de ferraillement du voile périphérique à l'ELS.....	139

Tableau VIII.5.1 : Tableau du ferrailage du débordement à l'ELU.....	140
Tableau VIII.5.2 : Tableau du ferrailage du débordement à l'ELS.....	140
Tableau VIII.5.3 : Tableau de calcul des charges équivalentes.....	141
Tableau VIII.5.4 : Tableau récapitulatif des moments et efforts tranchants	142
Tableau VIII.5.5 : Tableau récapitulatif des sections d'armatures.....	142
Tableau VIII.5.6 : Tableau de vérification de l'effort tranchant.....	142

Notations

A : coefficient accélération de zone.

A_l : section d'armature longitudinale.

A_{min} : section d'armature minimale déterminée par les règlements.

A_r : section d'armature de répartition.

A_t : section d'armature de travée ou transversale.

A_u : section d'armature d'état limite ultime de résistance.

A' : section d'armature comprimée.

Br : section réduite du béton.

Cp : facteur de force horizontale.

Cs : charge dev rupture.

D : coefficient d'amplification dynamique.

E : module de déformation longitudinale (module de YOUNG).

E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée.

E_{iv} : module de déformation longitudinale différée.

G : action des charges permanentes.

H : Hauteur.

HA : armature à haute adhérence.

I : moment d'inertie en générale.

L : longueur.

Le : longueur en élévation.

Ln : longueur entre axe des nervures.

Lp : longueur en plan.

M : moment fléchissant.

Ma : moment fléchissant en appui.

Md : moment fléchissant de la droite.

Mf : moment fléchissant totale.

Mg : moment fléchissant sous charge permanente ; moment du au garde corps.

Mj : moment fléchissant sous charge permanente avant mis en place des cloisons.

Mser : moment fléchissant d'état limite de service.

Mt : moment fléchissant de travée.

Mu : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance.

Mw : moment fléchissant de la gauche.

M₀ : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée.

M₁ : coefficient par rapport d'une aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud.

M₂ : coefficient de Pigeaud.

N : effort normal.

Ne : effort normal au centre de la section.

Npp : effort normal du au poids des poutres principales.

Nps : effort normal du au poids des poutres secondaire.

N_{ser} : effort normal d'état limite de service.

P : poids propre ; périmètre.

P_r : poids propre du radier.

P_q : pénalité à retenir dans la détermination du coefficient Q.

Q : action variable quelconque ; facteur de qualité.

R : rayon ; coefficient de comportement de la structure.

S : surface.

S_r : surface du radier.

T : effort tranchant.

T_x : période fondamentale dans le sens x-x.

T_y : période fondamentale dans le sens y-y.

U_c : périmètre de contour.

V : force sismique ; effort horizontal.

V_t : effort sismique à la base de la structure.

W : poids total de la structure.

W_p : poids de l'élément en considération.

a : longueur ; distance ; dimension.

b : largeur.

b₀ : largeur de la nervure.

b₁ : largeur du poteau.

C : enrobage.

d : hauteur utile.

e : excentricité ; espacement.

ea : excentricité additionnelle.

f : flèche.

f_c : contrainte caractéristique du béton à la compression.

f_e : limite élastique d'acier.

f_t : contrainte caractéristique du béton à la traction.

g : giron de la marche.

h_c : hauteur du corps creux.

h_d : hauteur de la dalle.

h_e : hauteur libre.

h_{moy} : hauteur moyenne.

h_t : hauteur totale.

h' : hauteur de la zone nodale.

h₁ : hauteur du poteau.

i : rayon de giration.

j : nombre des jours.

l : longueur ; distance.

l_f : longueur de flambement.

l' : longueur de la zone nodale.

q_b : charge linéaire induite par les marches.

q_{eq} : charge linéaire équivalente.

q_{ser} : charge linéaire d'état limite de service.

q_u : charge linéaire d'état limite ultime de résistance.

s : espacement.

t : espacement ; période.

x : abscisse.

y : ordonnée.

α : angle ; coefficient dimension.

γ : coefficient partiel de sécurité ; rapport des moment.

β : coefficient sans dimension, coefficient de pondération.

ε : déformation coefficient d'amortissement critique.

η : coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement.

θ : est un coefficient en fonction de la durée d'application de l'action considérée.

μ : moment réduit.

ρ : Coefficient de deux dimensions.

σ : contrainte de béton ou d'acier.

τ : contrainte tangentielle ou de cisaillement.

ξ : pourcentage d'amortissement critique.

Ø : diamètre d'armature transversale ou treillis soudés.

Δ : déplacement.

Résumé

-Notre projet consiste à étudier un bâtiment à usage commercial, service et habitation qui est implanté dans la wilaya de Sidi Bel Abas.

La première partie représente une description de l'ouvrage, définition des caractéristiques des matériaux utilisés ainsi que les règlements et logiciels employés.

En deuxième partie, on a fait un pré-dimensionnement des éléments de la structure et les éléments secondaires avec une descente des charges sous le règlement R.P.A 99 version 2003.

La troisième partie est une modélisation pour la détermination des sections finales à l'aide du logiciel ETABS 2016.

La quatrième partie concerne les assemblages des éléments suivis d'un calcul avec une vérification de l'infrastructure.

Finalement, on a traduit le dimensionnement de toute la structure sur des plans d'exécution à l'aide du logiciel AUTOCAD.

Introduction Générale

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se Représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93) qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important):assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé à l'étude de l'effet de la position des voiles sur la globalité d'une structure en béton armé. Dans notre cas, nous étudierons un bâtiment en béton armé Il est composé de locaux commerciaux au rez-de-chaussée et 1^{er} étage, et D'habitations pour les autres étages **n'est pas encore réaliser à SIDI BEL ABBES**, implantée dans une zone sismicité faible,

I. Généralités

I.1 Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments Structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, Flexion...).

La résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (**BAEL91, RPA99** modifié en **2003**) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement, ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2 Présentation du projet:

Le projet que nous avons en train d'étudier consiste à un bâtiment tour en béton armé de type **RDC+9**. Il est composé de locaux commerciaux au rez-de-chaussée et 1^{er} étage, et D'habitations pour les autres étages, implanté à la Wilaya de SIDI BEL ABBES, qui est une Zone de faible sismique zone I D'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).

Le sol du site qui supportera la structure est un sol ferme classé selon le RPA99/VERSION 2003 comme un sol de catégorie S2.

I.3 Caractéristiques géométriques :

Largeur en plan	17.20 m
Longueur en plan	29 m
Hauteur totale du bâtiment	32.30m
Hauteur RDC	3.23 m
Hauteur des étages courants	3.23m

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques.

- La circulation en élévation dans le bâtiment est assurée par un escalier et un ascenseur.
- La terrasse inaccessible avec un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.

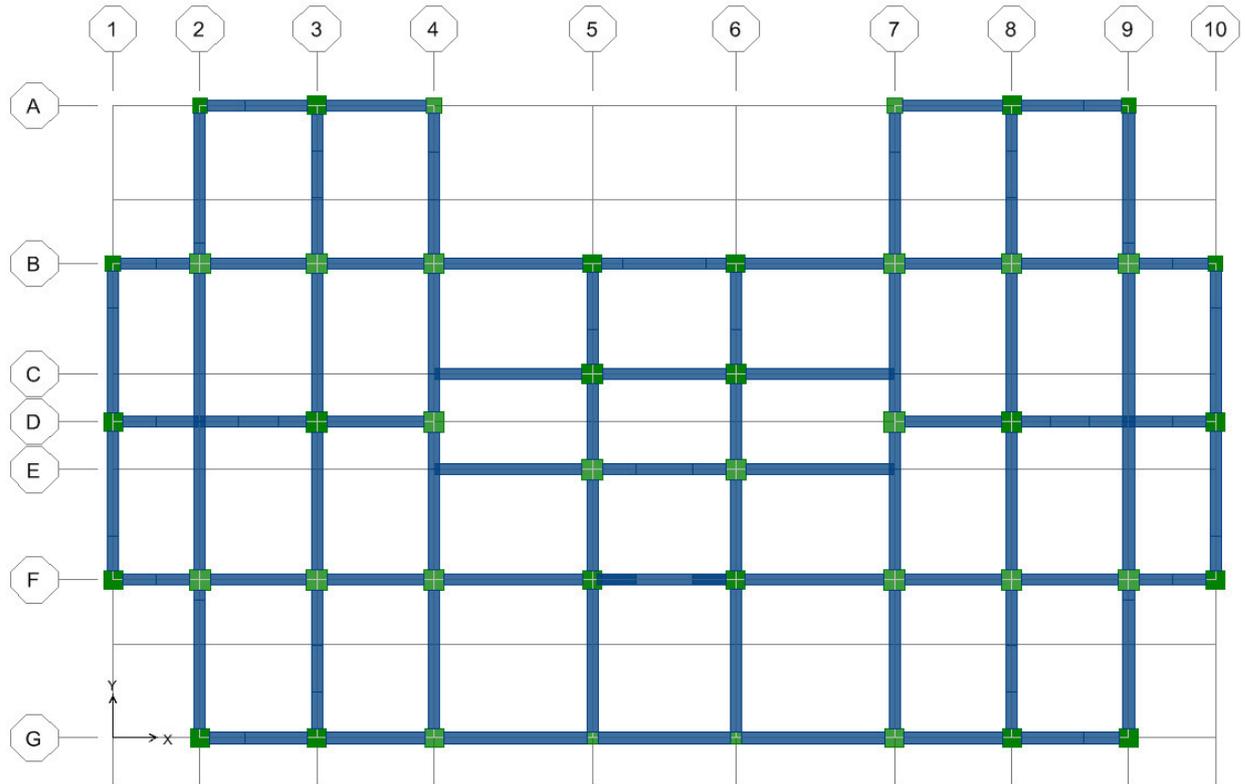


Fig I.1 : Vue en plan

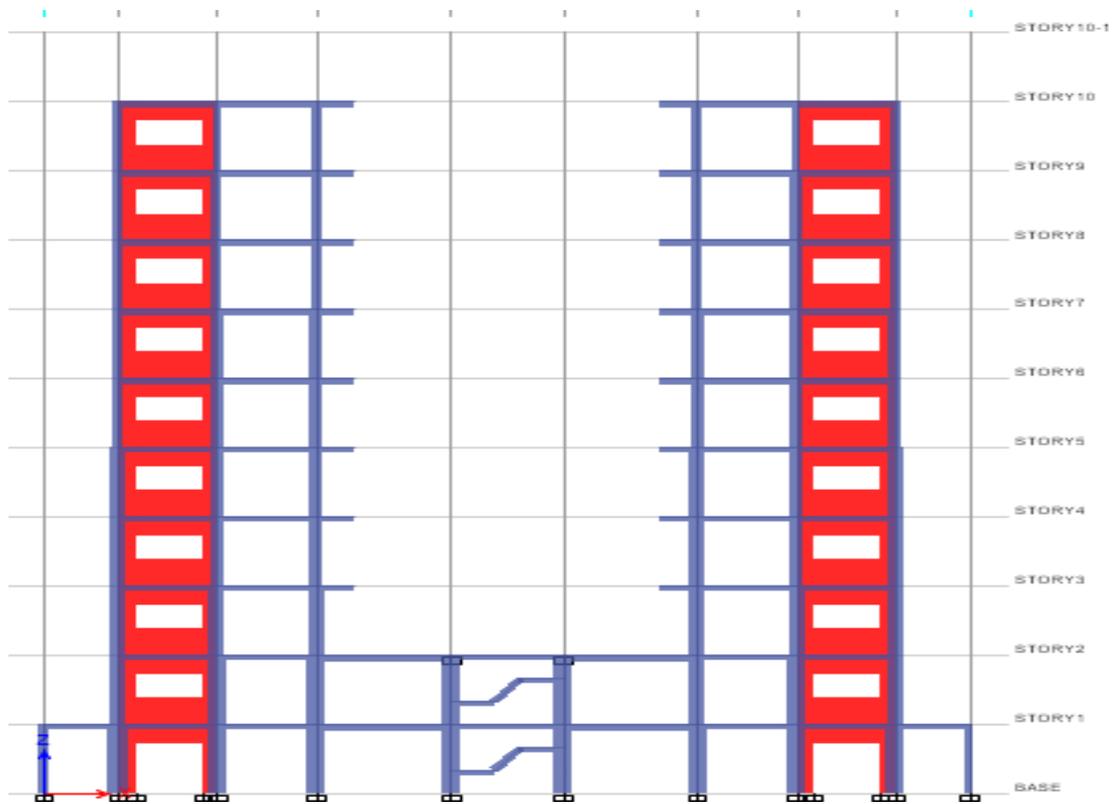


Fig.I.2 : Façade principale

I.4 Conception de la structure :

- **Les Planchers :**

Les planchers sont des ouvrages horizontaux constituant une séparation entre deux Niveaux d'une habitation. On distingue :

- Plancher à corps creux avec une dalle de compression type (16+4) cm.

- **Les balcons :**

Les balcons seront réalisés en dalle pleine de 15 cm d'épaisseur.

- **Ascenseur :**

Le bâtiment est équipé d'un ascenseur entouré par les murs voile.

- **Escaliers :**

Ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements entre étages. Notre structure comporte un seul type d'escaliers :

- Escalier droit (2palier / volée).

- **Terrasse :**

Il existe un seul type de terrasses :

- Terrasse inaccessible.

- **Maçonnerie :**

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

✓ **Murs extérieurs** : ils sont constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur :

- Brique creuse de 15cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur.

- L'âme d'air de 5cm d'épaisseur.

- Brique creuse de 10cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur.

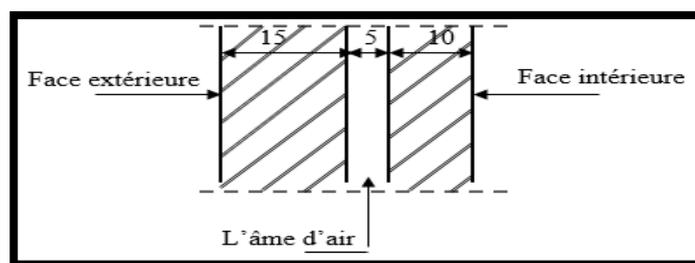


Fig I. 3 : Coupe transversale du mur extérieur.

✓ **Murs intérieurs** : ils sont constitués par une cloison de 10cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 30 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins.

- **Revêtement :**

- Enduit plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Carrelage pour les plancher accessible.
- Plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration d'eau et assurant une isolation thermique.

- **Isolation :**

- L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour déréalisation.
- l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le Plancher terrasse.

- **L'acrotère**

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

Dans notre projet, on a acrotère sur le plancher terrasse inaccessible.

I.5 Caractéristiques des matériaux :

I.5.1 introduction :

Les matériaux de structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier et en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

I.5.2 Règlements utilisés :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

- **Règle de conception et de calcul des structures en béton arme (C.B.A.93) :** basé sur la théorie des états limites.

1) **Etats limites ultimes (ELU)** qui correspondent à la limite :

- soit de l'équilibre statique.
- soit de la résistance de l'un des matériaux.
- soit de la stabilité de forme.

2) **Etats limites de service (ELS)** qui sont définis compte -tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité.

Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) : Le présent document technique réglementaire fixe les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques.

I.5.3 Principaux caractères et avantages :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- La mise en place des armatures dans le coffrage.
- Mise en place avec les moyens de serrage du béton dans le coffrage.
- Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

I.6 les matériaux :

I.6.1 Béton :

Le béton est un matériau essentiel dans le domaine de la construction, il est obtenu par le mélange de ciment, granulats (sable, gravier) et de l'eau avec des quantités bien déterminées.

- Résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28}=20$ MPa.
- Résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$
 $f_{t28}=1,8$ MPa.
- Dosage en ciment : 350 kg/ m^3 .
- Poids volumique du béton $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$.

I.6.1.1 Résistance mécanique du béton :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes $16\text{cm} \times 32\text{cm}$. Pour notre projet, il a été choisi de travailler avec $f_{c28} = 20$ MPa (béton à usage courant) Cette dernière est choisie à priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle soit atteinte ou non.

I.6.1.2 Déformation longitudinale du béton :

- ✓ Pour les charges d'une durée d'application inférieure à 24h, le module de déformation longitudinale instantanée.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [\text{BAEL91 /A.2.1, 21}]$$

- ✓ Pour les charges de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différée est tel que :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [\text{BAEL91 /A.2.1,22}]$$

I.6.1.3 Les contraintes limites :

❖ État limite ultime (ELU) :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton Un diagramme conventionnel dit parabole- rectangle, et dans certains cas par mesure de Simplification un diagramme rectangulaire.

❖ Diagramme parabole rectangle :

C'est un diagramme contraint déformations du béton qui peut être utilisé dans le cas d'E.L.U. Les déformations du béton sont :

$$\varepsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{bc2} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa.} \\ \text{Min } 4,5 ; 0,025 f_{cj} \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ MPa.} \end{cases}$$

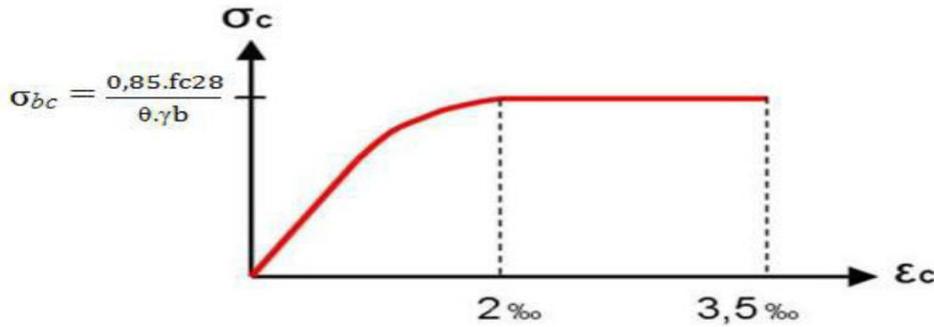


Fig I.4 : Diagramme contrainte-déformation du béton pour ELU. [BAEL91 /A.4.3, 4]

La contrainte admissible de compression à l'ELU est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad [\text{BAEL91 /A.4.3, 41}]$$

- **Le coefficient de sécurité pour le béton γ_b**

γ_b : coefficient de sécurité du béton $\begin{cases} 1.15 & \text{Pour les combinaisons accidentelles} \\ 1.50 & \text{Pour les autres cas} \end{cases}$

- **Le coefficient θ :**

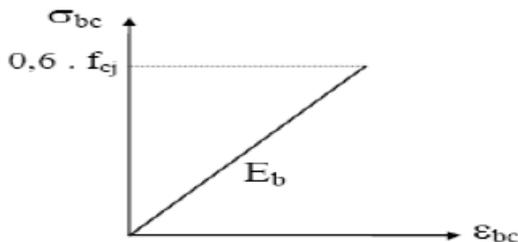
θ : coefficient $\begin{cases} 1 & \text{Durée } > 24 \text{ heures} \\ 0.9 & 1 \text{ heure } > \text{durée } > 24 \text{ heures} \\ 0.85 & \text{Durée } > 1 \text{ heure} \end{cases}$

- ❖ **État limite de service (ELS):**

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service (ELS) est donnée Par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{cj} \quad [\text{BAEL91 /A.4.5, 2}]$$

Pour $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$ $\sigma_{bc} = 12 \text{ MPa}$



- E_b : module de déformation du béton

Fig.I.5 : Diagramme contrainte /déformation de béton

I.6.2 Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

Nous utiliserons les types d'aciers suivants :

- Les ronds lisses (R.L) : FeE235, pour les armatures transversales.
- Haute adhérences (HA) : FeE400, pour les armatures longitudinales.
- Acier (TSL) : FeE500, pour les treillis soudés.

I.6.2.1 Caractéristiques mécaniques :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristique mécanique des différents types d'acier, ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie f_e .

Type	Désignation	Limite d'élasticité f_e (MPa)
Ronds lisses	FeE235	235
Barre HA	FeE400	400
Treillis soudés Lisses	TSL	500

Tableau I.2 : différents types d'acier.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\ 000$ MPa

I.6.2.2 Diagramme déformations contraintes

Lors d'une justification à l'état limite ultime, le diagramme déformation contrainte à considérer est comme défini ci-dessous :

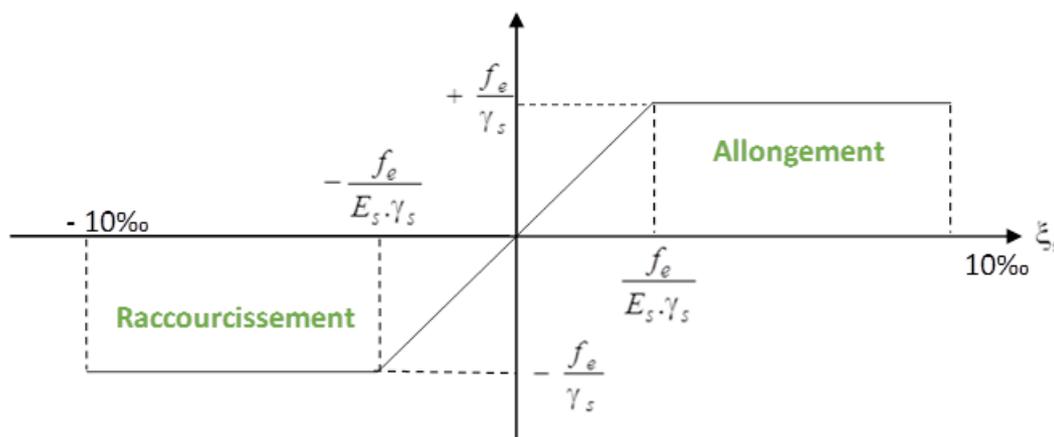


Fig I.6 : Diagramme déformations-contraintes. [C.B.A93 /A.2.2.2]

- **E.L.U :**

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = f_e/\gamma_s$. [BAEL91 /A.4.3.2]

f_e : Résistance élastique d'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité :

$\gamma_s = 1,15$ dans le cas général.

$\gamma_s = 1$ dans le cas accidentel.

- **E.L.S :**

1- Fissuration peu préjudiciable \Rightarrow limitation à F_e [BAEL91 /A.4.5,32]

2- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$. [BAEL91 /A.4.5,33]

3- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left(\frac{1}{2} \cdot f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$. [BAEL91 /A.4.5,34]

Avec : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses RL.

$\eta = 1,6$ Pour les armatures à haute adhérence HA.

I.7 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

➤ **Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :
1,35 G + 1,5 Q.

➤ **Etat limite de service :**

Combinaison d'action suivante : G + Q

➤ **Etat limite accidentelle :**

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques

Algériennes RPA99 /2003 prévu des combinaisons d'action suivantes

G+Q \pm E

0,8G \pm E

Dans le cas de portiques auto stables, la première combinaison est remplacée par G+Q \pm 1,2 E

Avec :

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

Chapitre II : Descente des charges et pré dimensionnement

II .1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape essentielle dans un projet de génie civil, est basé sur le principe de la descente de charge, pour déterminer l'effort revenant à chaque élément porteur dû à la charge et surcharge.

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Nos calculs seront basés sur les règles de pré dimensionnement RPA 99 Ver 2003 et C.B.A.93.

II.2. Descente de charges : DTR-BC 2.2 (charge permanente et charge d'exploitation).

II.2.1. Charges permanentes

Plancher corps creux : $L / 25 \leq ht \leq L / 20$

DONC on adopte une épaisseur $ht = 20 \text{ cm} \longrightarrow 16+4$

➤ Plancher terrasse inaccessible (16+4) :

1. Protection en gravillon (ép 4cm)	0.7 kn/m²
2. Isolation thermique (4cm)	0.2 kn/m²
3. Etanchéité multicouche	0.12 kn/m²
4. Enduit en plâtre	0.1 kn/m²
5. Plancher à Corp. Creux (16+4)	2.80 kn/m²
6. Forme de la pente (10 cm)	2.2 kn/m²
G (Charge permanente totale) 6.12 kn/m²	

Tableau II.1: Descente de charge plancher terrasse inaccessible (DTR-BC2.2).

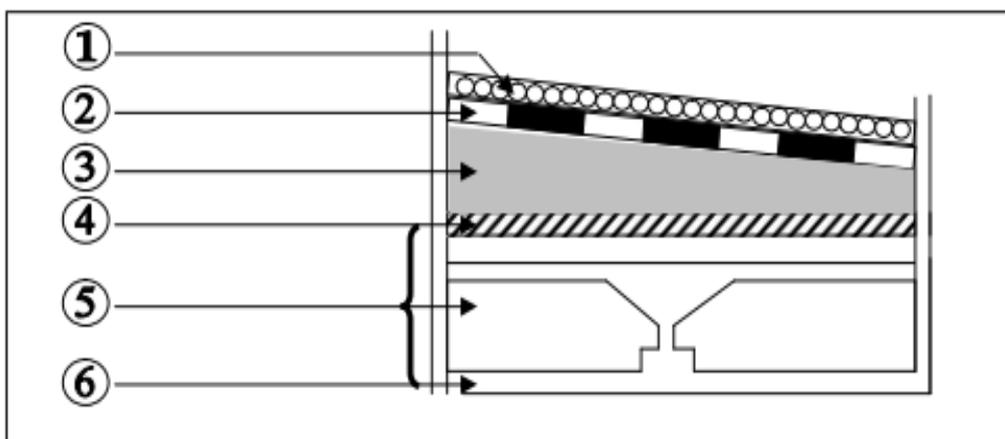


Fig II.1 : Détails d'un plancher d'une terrasse inaccessible.

➤ Plancher étage courant et RDC

• Carrelage (ep=2cm)	0.48 kn/m ²
• Lit de sable (ep=2cm)	0.44 kn/m ²
• Plancher à Corp. Creux (16+4)	2.80 kn/m ²
• Enduit en plâtre	0.10 kn/m ²
• Poids des cloisons	1.00 kn/m ²
• Mortier de pose (ep=2cm)	0.40 kn/m ²
G (la charge permanente) 5.22 kn/m ²	

Tableau II.2: Descente de charge plancher étage courant et RDC (DTR-BC2.2).

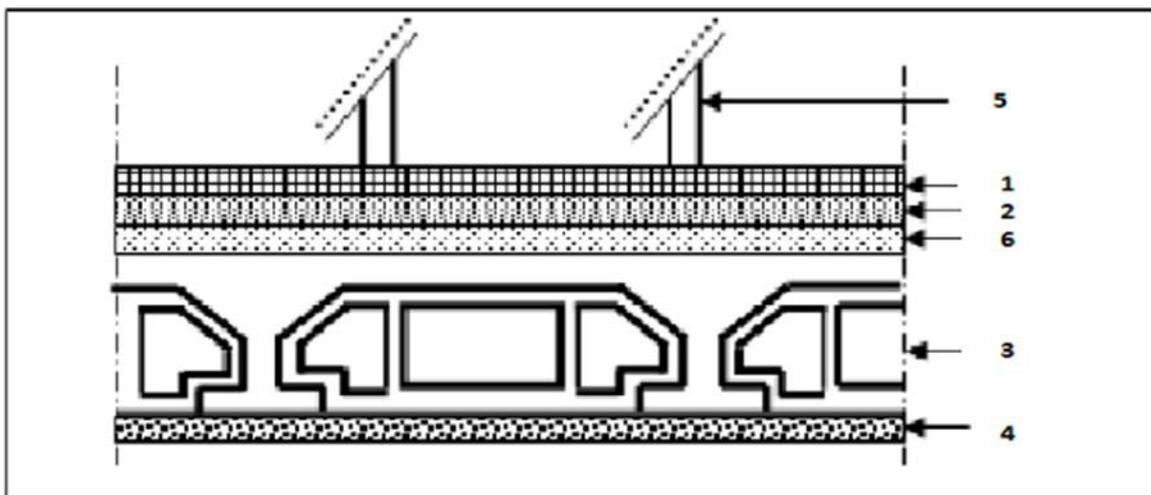


Fig II.2 : plancher étage courant et RDC.

II.2.2. Charges permanentes :

Niveau	Réservation	Q(kn/m ²)
RDC	Locaux commerciaux	4
1 étage – 2 étage	Service	2.5
Etage courant	Habitation	1.5
Terrasse inaccessible	-----	1

Tableau II.3: surcharge d'exploitation pour chaque plancher (DTR-BC2.2).

➤ Murs extérieurs :

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison) avec 20% d'ouverture et de Vide d'air (esp=5 cm).

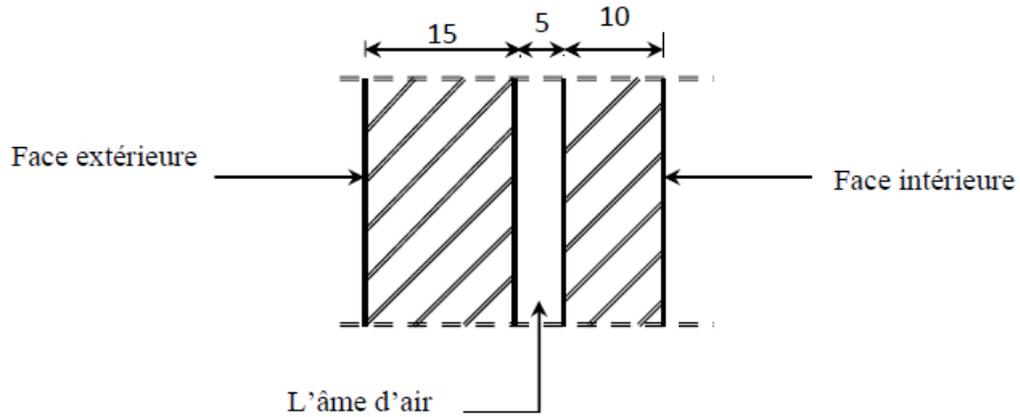


Fig.II.3 : Coupe transversale d'un mur de façade

Nature de l'élément	Ep(m)	Poids volumique KN/m ³	G (KN/m ²)
Enduit extérieure en ciment (2cm)	0,02	18	0,36
Briques creuses (15 cm)	0,15	9	1,35
Brique creuse (10 cm)	0,10	9	0,9
Enduit intérieur en ciment (2cm)	0,02	18	0,36
totale			2,97

Tableau.II.4 : Descentes des charges d'un mur extérieur

II.3. Pré dimensionnement du plancher :

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

- Plancher à corps creux.

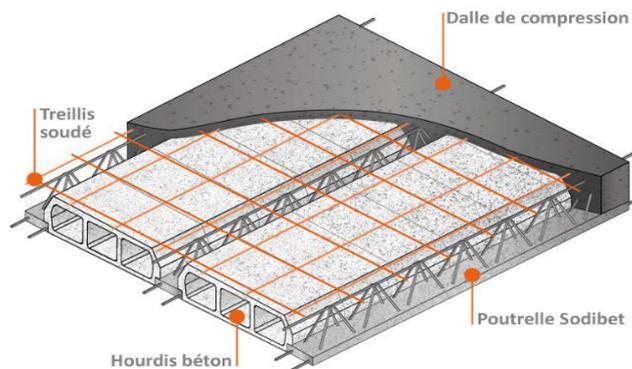


Figure II.4 : Plancher corps creux.

❖ **Plancher corps creux :**

Le plancher est dimensionné à partir du critère de la flèche donnée par la formule suivante :

$$\frac{L}{25} \leq ht \leq \frac{L}{20} \quad \text{Avec :} \quad h_t : \text{Hauteur totale du plancher.}$$

L : Portée max entre nu d'appui des poutres.

$$L = 430 - 30 = 400 \text{ cm}$$

$$\frac{420}{25} \leq ht \leq \frac{420}{20} \quad \text{donc} \quad 16 \leq ht \leq 20$$

Alors : on adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$h_t = 20 \text{ cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm} : \text{ épaisseur de corps creux.} \\ 4 \text{ cm} : \text{ épaisseur de la dalle de compression.} \end{array} \right.$$

II .4 Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs pré dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL91 (modifié 99), les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (RPA99) Il y a deux types de poutres :

➤ **Les poutres principales :** Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

Selon BAEL 91(Pratique de BAEL 91.p 382)

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{Avec : L: Longueur de la plus grand portée entre axe.}$$

$$\frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10} \quad \Rightarrow 28 \leq h \leq 43 \quad \text{en prend } h=35 \text{ cm}$$

$$0,4 h \leq b \leq 0,8 h \quad \Rightarrow 14 \leq b \leq 28 \quad \text{en prend } b=30 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la condition du RPA**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 > 20 \text{ cm} \\ h = 35 > 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1,16 < 4 \end{array} \right.$$

Vérifiée

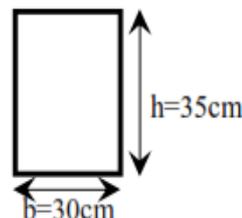


Fig II.5 : Section d'une poutre principale.

➤ **Les poutres secondaires** : Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

$$\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 27 \leq h \leq 40 \text{ en prend } h=30\text{cm}$$

$$0,4 h \leq b \leq 0,8 h \Rightarrow 12 \leq b \leq 24 \text{ en prend } b=30\text{cm}$$

➤ **Vérification de la condition du RPA**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 > 20 \text{ cm} \\ h = 30 \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1 < 4 \end{array} \right. \quad \text{Vérifiée}$$

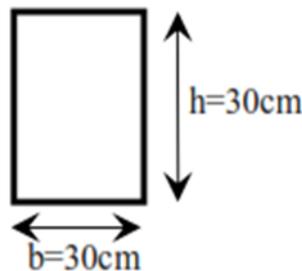


Fig II.6 : Section d'une poutre secondaire.

II .5 Pré dimensionnement 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.

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en Compression simple à l'ELU, tout en vérifiant les deux conditions suivantes :

➤ **Stabilité de forme (flambement).**

➤ **Résistance à la compression:**

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le (RPA99 Art.7.4.1), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la **zone I**:

- $\text{Min} (h ; b) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min} (h ; b) \geq h_e/20$ h_e : hauteur d'étage
- $0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4$

Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage ; c'est celui qui supporte des charges réparties sur Une surface S comme le montre la figure ci-dessous.

Avec : S est la surface supportée par le poteau le plus défavorable.

On suppose une charge moyenne de 1 (t/m²) par étage.

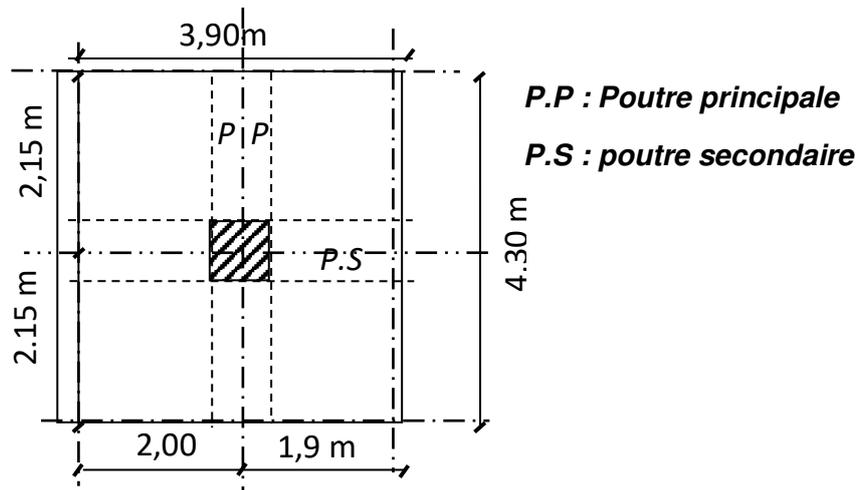


Fig II.7 : Section supporté par le Poteau le plus sollicité

• La loi de dégression : [DTR B.C 2.2 / IV.6.3]

- sous le toit ou la terrasse : Q_0
- sous le premier étage à partir du sommet ($i = 1$) : $Q_0 + Q_1$
- sous le deuxième étage ($i = 2$) : $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$
- sous le troisième étage ($i = 3$) : $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- sous le quatrième étage ($i = 4$) : $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- sous le cinquième étage ($i = 5$) : $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
- sous le sixième étage ($i = 6$) : $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
- sous le septième étage et sous les suivants ($i \geq 7$) :

$$Q_0 + \frac{3+i}{2i} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + \dots Q_i)$$

$$Q_{\text{Terrasse}} = 1(\text{KN/m}^2)$$

$$Q_{\text{E. courant}} = 1,5(\text{KN/m}^2)$$

i	Niveau	Q kn/m ²
0	Haut d'étage 9	1
1	Haut d'étage 8	2,5
2	Haut d'étage 7	3,85
3	Haut d'étage 6	5,05
4	Haut d'étage 5	6,1
5	Haut d'étage 4	7
6	Haut d'étage 3	7,75
7	Haut d'étage 2	9,214
8	Haut d'étage 1	10,625
9	Haut RDC	13

Tableau II.5: dégression des charges poteaux centraux.

Calcul de la section du poteau 9^{ém} étage :

- Calcul l'effort Normal ultime :

- La longueur afférente de la poutre principale :

$$L_{aff(p.p)} = 2,15 + 2,15 = 4,30 \text{ m}$$

- La longueur afférente de la poutre secondaire :

$$L_{aff(p.s)} = 2,00 + 1,90 = 3,90 \text{ m}$$

- La surface afférente du plancher :

$$s_{aff} = 3,90 \times 4,30 = 16,77 \text{ m}^2$$

- Poids propre des poutres principales et secondaires :

$$p_p = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,625 \text{ Kn/ml}$$

$$p_p = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25 \text{ Kn/ml}$$

- Poids totales des poutres principales et secondaires:

$$p_t = (2,625 \times 4,30) + (2,25 \times 3,90) = 20,063 \text{ kn}$$

- Effort normal ultime des poutres N_{up} :

$$N_{up} = 1,35 \times p_t \times n \quad \text{avec } n : \text{ nombre d'étage.}$$

$$N_{up} = 1,35 \times 20,063 \times 1 = \mathbf{27,084 \text{ KN}}$$

- Effort normal ultime du plancher N_{upl} :

$$G_{cumulé} = 6,12 \text{ KN/m}^2 \quad Q_{cumulé} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{upl} = (1,35 \times G_{cumulé} + 1,5 \times Q_{cumulé}) \times s_{aff}$$

$$N_{upl} = (1,35 \times 6,12 + 1,5 \times 1) \times 16,77 = \mathbf{163,709 \text{ KN}}$$

$$N_u = 1,15 (N_{upl} + N_{up})$$

$$N_u = 1,15 (163,709 + 27,388) = \mathbf{219,762 \text{ KN}} \quad (\text{voir tableau Excel})$$

➤ **Section réduite de béton B_r :**

D'après le B.A.E.L 91 modifiée 99 :

Pour un poteau rectangulaire : $B_r = (a - 2)(a - 2) \text{ cm}^2$

$$B_r \geq \frac{\beta N_u}{[\theta \left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9}\right) + 0,85 \frac{A}{B_r} \sigma_s]}$$

- β : Coefficient de correction dépendant de l'élançement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2 (\lambda/35)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0,85 \lambda^2 / 1500 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70.$$

On se fixe un élançement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la

Compression centrée d'où : $\beta = 1,2$

- **A**: Section d'acier comprimés prise en compte dans le calcul

- f_{c28} : Résistance à la compression du béton = 20 MPa
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400 MPa
- $\gamma_b = 1,5$ coefficient de sécurité du béton (situation durable)

Projet de fin d'étude 2019

Etude d'une tour R+9 **16**

- $\sigma_{bc} : 0,85 \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) = 11,33 \text{ MPa}$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$
- $\theta = 1$ (charge > 24 h)

D'après les règles parasismiques algériennes RPA 99 Version 2003.

On prend $\frac{A}{B_r} = 0,7\% = 0,007$ (Zone I)

$$B_r \geq \left[\frac{1,2 N_u}{\left[\left(\frac{11,33}{0,9} \right) + 0,85 \frac{0,7}{100} 348 \right] 10^3} \right] 10^4 = 0,818 N_u \quad (\text{cm}^2)$$

$B_r \geq 179,76 \text{ (cm}^2)$ Donc on prend la section du poteau (30 x 30) cm²

➤ **Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003:**

- $\text{Min} (h ; b) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 > 25 \text{ cm} \quad \text{CV.}$
- $\text{Min} (h ; b) \geq h_e/20 \Rightarrow b = 30 > \frac{323}{20} = 16,15 \quad \text{CV.}$
- $0,25 \leq \frac{b}{h} \leq 4 \Rightarrow 0,25 \leq \frac{30}{30} \leq 4 \quad \text{CV}$

➤ **Vérification du poteau au flambement**

Selon les règles de conception et de calcul des structures en béton armé DTR B.C 2.4(CBA93)

$$\lambda = \frac{l_f}{i_x} \leq 35 \quad \text{avec } i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \text{et } l_f = 0,7 \times l_0 \quad [\text{BAEL91R99/art B.8.3,31}]$$

I : Moment d'inertie de la section du poteau

i : rayon de giration de la section de plan de flambement

A : Section du béton

λ : l'élanement du poteau

l_f : Longueur de flambement

l₀ : Longueur libre du poteau

- **Calcul de moment d'inertie :**

$$I_x = I_y = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{30 \times 30^3}{12} = 67500 \text{ cm}^4$$

- **Rayons de giration i_x, i_y :**

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_{xy}}{A}} \quad \text{Avec : } A = a.b = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$$

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{67500}{900}} = 8,660 \text{ cm}$$

- Calcul de l'élanement :

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{ix} \text{ Avec } L_f = 0,7 \times l_0 \text{ (cas général)}$$

Projet de fin d'étude 2019

Etude d'une tour R+9

17

$$L_f = 0,7 \times 3,23 = 2,261 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{226,1}{8,660} = 26,109$$

26,11 < 35 Condition vérifiée

Niveau	Q KN/m ²	G KN/m ²	Nu KN	Br cm ²	a cm	Section adoptée cm
9	1	6,12	224,589	183,811	15,558	30×30
8	2,5	11,34	439,980	360,094	20,976	35×35
7	3,85	16,56	650,920	532,735	25,081	40×40
6	5,05	21,78	857,410	701,733	28,490	40×40
5	6,1	27	1059,450	867,089	31,446	45×45
4	7	32,22	1257,039	1 028,803	34,075	45×x45
3	7,75	37,44	1450,177	1 186,874	36,451	50×50
2	9,214	42,66	1664,509	1 362,289	38,909	50×50
1	10,625	47,88	1877,250	1 536,405	41,197	55×55
RDC	13	53,1	2118,603	1 733,935	43,641	55×55

Tableau II.6: Pré dimensionnement des poteaux

Niveau	Dimension cm ²	Min (a,b) ≥ 25	0.25 ≤ $\frac{a}{b}$ ≤ 4	Vérification des conditions
Etage 9	30×30	30 > 25	0.25 ≤ 1 ≤ 4	Condition vérifié
Etage 8	35×35	35 > 25	0.25 ≤ 1 ≤ 4	Condition vérifié
Etage 7	40×40	40 > 25	0.25 ≤ 1 ≤ 4	Condition vérifié
Etage 6				
Etage 5	45×45	45 > 25	0.25 ≤ 1 ≤ 4	Condition vérifié
Etage 4				
Etage 3	50×50	50 > 25	0.25 ≤ 1 ≤ 4	Condition vérifié
Etage 2				
Etage 1	55×55	55 > 25	0.25 ≤ 1 ≤ 4	Condition vérifié
RDC				

Tableau II.7 : Tableau récapitulatif des vérifications des conditions du RPA 99 V 2003

Niveau	Dimension cm ²	Moment d'inertie I	Rayons de giration i	$L_f=0,7L_0$	l'élancement λ	Vérification des conditions
Etage 9	30×30	67500	8,6603	226,1	26,108	Condition vérifié
Etage 8	35×35	125052	10,1036	226,1	22,378	Condition vérifié

Projet de fin d'étude 2019

Etude d'une tour R+9

18

Etage 5	45×45	341719	12,9904	226,1	17,405	Condition vérifié
Etage 4						
Etage 3	50×50	520833	14,4338	226,1	15,665	Condition vérifié
Etage 2						
Etage 1	55×55	762552	15,8771	226,1	14,241	Condition vérifié
RDC						

Tableau II.8 : Tableau récapitulatif de vérification de la condition de flambement

II .6 Pré dimensionnement des voiles

II.6.1 Les voiles de contreventement :

Les voiles sont des murs réalisés en béton arme. Le système de contreventement utilise dans notre cas est mixte assure par des voiles et des portiques. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités et ils doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.

Pour augmenter la rigidité de notre structure et assurer un bon contreventement, on a prévu des murs voiles, dimensionnés selon le **R.P.A**

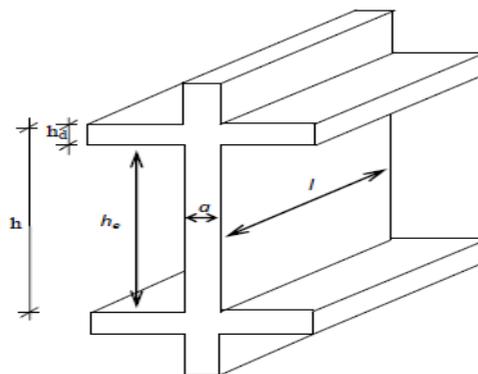


Fig II.8: Voile de contreventement

L'épaisseur du voile doit satisfaire les trois(03) conditions du [RPA99/A.7.7.1]

- 1) $L \geq 4a$ avec L : Largeur du voile correspondant à la portée maximale.
- 2) $a_{\min} \geq 15 \text{ cm}$ avec a_{\min} : Epaisseur minimal du voile.
- 3) Condition de rigidité aux extrémités :

• **Voile de contreventement :**

➤ Pour le 1^{er} type voile de RDC et les étages courant :

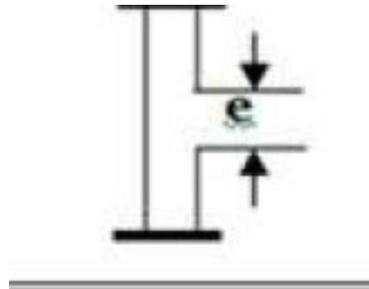


Fig.II.9 : Vue en plan du voile de 1^{er} type

$$a \geq \frac{h_e}{22} \quad \text{Avec : } h_e : \text{ hauteur libre d'étages}$$

$$h_e = h - h_d \quad \text{Avec : } h : \text{ Hauteur d'étage et } h_d : \text{ Hauteur de la dalle.}$$

$$h_e = 323 - 20 = 303 \text{ cm} \Rightarrow a \geq \frac{303}{22} = 13,77 \text{ cm}$$

Niveaux	Epaisseurs cm
RDC	15
1 ^{er} au 9 ^{ème} étage	15

Tableau II.9 : épaisseurs des voiles

➤ Pour le 2^{em} type voile linéaire :

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{303}{20} = 15 \text{ cm}$$

Pour voile linéaire on adoptera une épaisseur : a= 15cm

• **Voile périphérique :**

$$a \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow a \geq \frac{313}{25} = 12,52 \text{ cm}$$

Pour voile linéaire on adoptera une épaisseur : a= 15cm

Chapitre III : Etude des planchers

III.1 Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux qui s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs, ...). Ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement. Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

- résistance aux charges permanentes et aux charges d'exploitation.
- reprise des efforts horizontaux dus au vent, séisme ou à la poussée des terres sur les murs voiles Périphériques et répartition de ces efforts aux éléments porteurs.
- séparation entre les différents niveaux et isolations thermique et acoustique.
- protection des personnes contre les risques d'incendie.

III.2 plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par des poutrelles et par des éléments de remplissage (corps creux), avec une dalle de compression.

Pour notre projet, nous avons un seul type de planchers à corps creux par de hauteur 20cm, dont :

- dalle de compression de hauteur 4cm
- Corps creux (entrevous) de hauteur 16cm

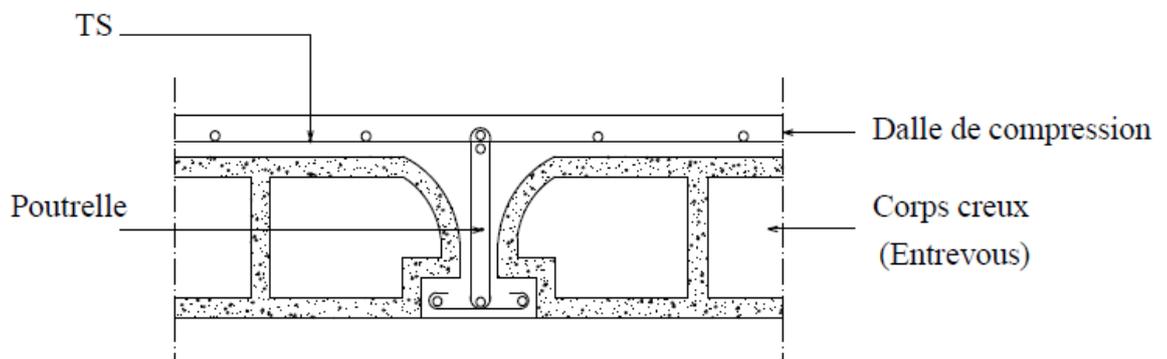


Fig III.1: coupe transversale d'un plancher à corps creux

III.2.1 Détermination des dimensions des poutrelles :

Selon le **BAEL.91** les poutrelles avec la dalle de compression travaillent comme une section en T.

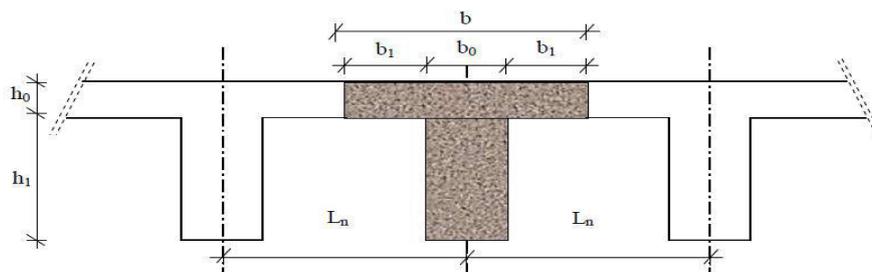


Fig.III.2 : Dimensions des poutrelles.

- $0,4h_t \leq b_0 \leq 0,8h_t$
- $0,4 \times 20 \leq b_0 \leq 0,8 \times 20 \Rightarrow 8 \leq b_0 \leq 16$ on prend **$b_0=12\text{cm}$**
- $b_1 = \text{Min} \left(\frac{L_n - b_0}{2} ; \frac{L}{10} ; 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \right)$

Avec L_n : largeur entre axe des nervures

L : Longueur de portée max

$L_n = 60\text{cm}$ d'après les normes Algériennes (DTR b.c.2.2) : charge et surcharge d'exploitation

$$b_1 = \text{Min} \left(\frac{60 - 12}{2} ; \frac{420}{10} ; 6 \times 4 \leq b_1 \leq 8 \times 4 \right) \Rightarrow b_1 = \text{Min} (24 ; 42 ; 24 \leq b_1 \leq 32)$$

On prend **$b_1=24\text{cm}$**

- $b = 2b_1 + b_0$ on aura donc **$b=60\text{cm}$**

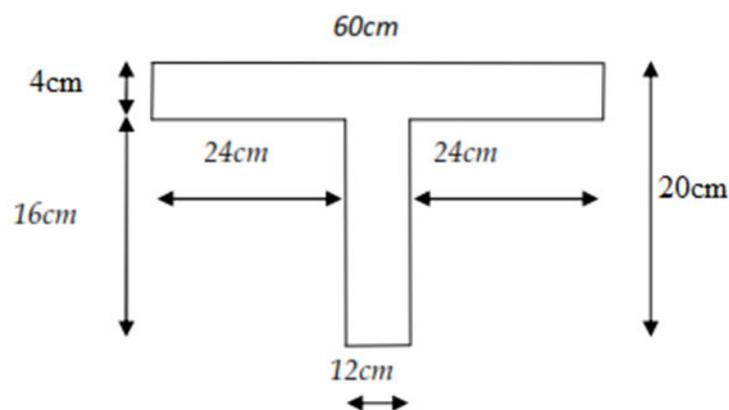


Fig III.3 : Schéma d'une poutrelle.

III.2.2 Etude de la dalle de compression : [BAEL91/B.6.8,423]

La dalle de compression à une épaisseur de 4 cm doit comporter un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles ;
- 30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles ;

Les sections des armatures doivent normalement satisfaire aux conditions suivantes :

$$\begin{aligned} \text{❖ Si } L_n \leq 50\text{cm} & \begin{cases} A_{\perp} \geq \frac{200}{F_e} \\ A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \end{cases} \\ \text{❖ Si } 50\text{cm} \leq L_n \leq 80\text{cm} & \begin{cases} A_{\perp} \geq 4 \frac{L_n}{F_e} \\ A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \end{cases} \end{aligned}$$

Avec : L_n : écartement entre axes des nervures en [cm]

F_e : Limite d'élasticité en Mpa ($F_e=400$)

A_{\perp} : Armatures perpendiculaires aux nervures en [cm^2/ml]

$A_{//}$: armatures parallèles aux nervures en [cm^2/ml]

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

On a: $L_n=60\text{cm}$ $F_e=400\text{ Mpa}$

$$50\text{cm} \leq L_n = 60\text{cm} \leq 80\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4 \frac{L_n}{F_e} \Rightarrow A_{\perp} \geq 4 \frac{60}{400} \Rightarrow A_{\perp} \geq 0,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5\Phi 5 \Rightarrow A_{\perp} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{0,60}{2} \Rightarrow A_{//} = 0,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } 5\Phi 5 \Rightarrow A_{//} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adoptera un treillis soudés ; $\Phi 5$ (150×150) mm^2

III.2.3 Etude des poutrelles :

Les poutrelles supportent les charges suivantes :

$$\begin{array}{l} \text{RDC} \left\{ \begin{array}{l} Q = 4 \text{ KN/m}^2 \\ G = 5,22 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \quad \text{Etage courant} \left\{ \begin{array}{l} Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \\ G = 5,22 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \\ \text{Etage 1 et 2} \left\{ \begin{array}{l} Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \\ G = 5,22 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \quad \text{Terrasse} \left\{ \begin{array}{l} Q = 1 \text{ KN/m}^2 \\ G = 6,12 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \end{array}$$

❖ **Combinaison fondamentales :**

RDC :

$$\text{ELU} : q_u = (1,35G + 1,5Q) \times L_n = (1,35 \times 5,22 + 1,5 \times 4) \times 0,6 = 7,83 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = (G + Q) \times L_n = (5,22 + 4) \times 0,6 = 5,53 \text{ KN/ml}$$

Etage 1 et 2:

$$\text{ELU} : q_u = (1,35G + 1,5Q) \times L_n = (1,35 \times 5,22 + 1,5 \times 2,5) \times 0,6 = 6,48 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = (G + Q) \times L_n = (5,22 + 2,5) \times 0,6 = 4,63 \text{ KN/ml}$$

Etage courant :

$$\text{ELU} : q_u = (1,35G + 1,5Q) \times L_n = (1,35 \times 5,22 + 1,5 \times 1,5) \times 0,6 = 5,58 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = (G + Q) \times L_n = (5,22 + 1,5) \times 0,6 = 4,03 \text{ KN/ml}$$

Terrasse :

ELU : $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times L_n = (1,35 \times 6,12 + 1,5 \times 1) \times 0,6 = 5,86 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = (G + Q) \times L_n = (6,12 + 1) \times 0,6 = 4,27 \text{ KN/ml}$

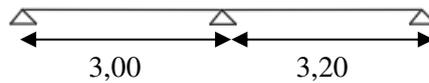
❖ **Type des poutrelles :**

On distingue des poutrelles dont les schémas statiques sont :

Type 1:

$Q_u = 7,83 \text{ KN/ml}$

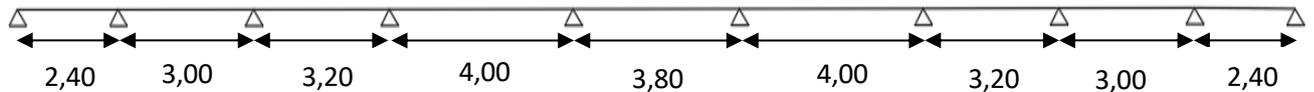
$Q_s = 5,53 \text{ KN/ml}$



Type 2:

$Q_u = 7,83 \text{ KN/ml}$

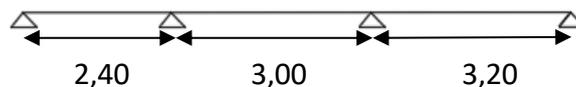
$Q_s = 5,53 \text{ KN/ml}$



Type 3:

$Q_u = 7,83 \text{ KN/ml}$

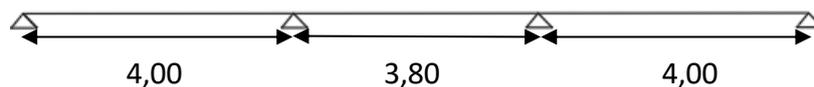
$Q_s = 5,53 \text{ KN/ml}$



Type 4:

$Q_u = 7,83 \text{ KN/ml}$

$Q_s = 5,53 \text{ KN/ml}$



Type 5:

$Q_u = 7,83 \text{ KN/ml}$

$Q_s = 5,53 \text{ KN/ml}$

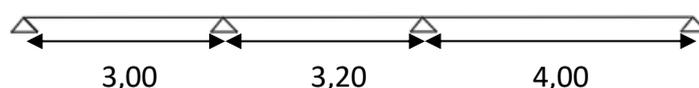


Fig III.4 : Schéma statique des différents types de poutrelle.

III.2.4 Détermination des sollicitations des poutrelles :

D'après le **B.A.E.L 91** pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

- ❖ Méthode forfaitaire.
- ❖ Méthode de Caquot.
- ❖ Méthode des trois moments.

➤ Condition d'application de la méthode forfaitaire :

Un planche est dit à charge d'exploitation modérée si :

- ❖ la surcharge d'exploitation : $p \leq \min (2G ; 5\text{KN/m}^2)$.
- ❖ Les moments d'inerties des sections transversales sont identiques dans les différentes travées.
- ❖ Pour les portées successives, il faut vérifier :

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_i + 1} \leq 1,25$$

- ❖ La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Si les 4 conditions ne sont pas vérifiées, les calculs devront se faire par la méthode des 3 moments.

❖ Vérification des conditions d'applications de la méthode forfaitaire :

- $Q=4 \text{ KN/m}^2 \leq \min (2 \times 5,22=10,44 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{cv}$
- Les moments d'inerties des sections transversales sont identiques dans les différentes travées. $\Rightarrow \text{cv}$
- Le rapport des longueurs entre deux travées successives doit être :

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3,80}{4,20} = 0,90 \leq 1,25 \Rightarrow \text{cv}$$
- La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Conclusion :

Les 4 conditions sont vérifiées pour tous les types de notre structure, donc on peut utiliser la méthode forfaitaire.

❖ Application de la méthode forfaitaire :

Exemple de calcul :

➤ Poutrelle Type 2 :

$$Q_u=7,83 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s=5,53 \text{ KN/ml}$$

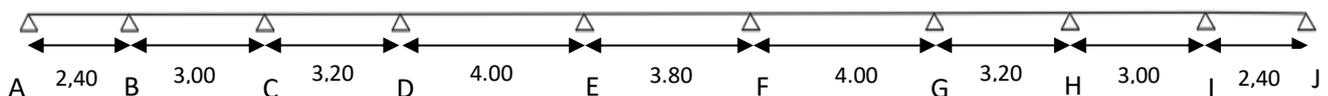


Fig III.5 : Schéma statique de poutrelle type 2.

❖ Moment en appuis :

➤ Etat limite ultime ELU :

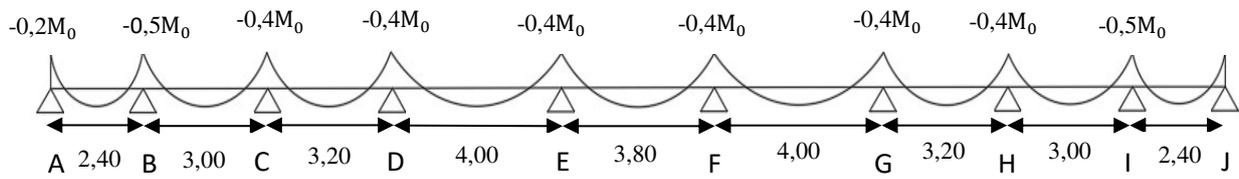


Fig.III.6 : diagramme des moments fléchissant pour la poutrelle type 02.

$$\begin{cases} M_{0(A-B)} = \frac{qL_{AB}^2}{8} = \frac{7,83 \times 2,40^2}{8} = 5,6376 \text{ KN.m} \\ M_A = -0,2 \times 5,6376 = -1,1275 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0(B-C)} = \frac{qL_{BC}^2}{8} = \frac{7,83 \times 3,00^2}{8} = 8,8088 \text{ KN.m} \\ M_B = -0,5 \times 8,8088 = -4,4044 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0(C-D)} = \frac{qL_{CD}^2}{8} = \frac{7,83 \times 3,20^2}{8} = 10,0224 \text{ KN.m} \\ M_C = -0,4 \times 10,0224 = -4,0089 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0(D-E)} = \frac{qL_{DE}^2}{8} = \frac{7,83 \times 4,00^2}{8} = 15,6600 \text{ KN.m} \\ M_D = -0,4 \times 15,6600 = -6,2640 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0(E-F)} = \frac{qL_{EF}^2}{8} = \frac{7,83 \times 3,80^2}{8} = 14,1332 \text{ KN.m} \\ M_E = -0,4 \times 15,6600 = -6,2640 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0(F-G)} = \frac{qL_{FG}^2}{8} = \frac{7,83 \times 4,00^2}{8} = 15,6600 \text{ KN.m} \\ M_F = -0,4 \times 15,6600 = -6,2640 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0(G-H)} = \frac{qL_{GH}^2}{8} = \frac{7,83 \times 3,20^2}{8} = 10,0224 \text{ KN.m} \\ M_G = -0,4 \times 15,6600 = -6,2640 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0(H-I)} = \frac{qL_{HI}^2}{8} = \frac{7,83 \times 3,00^2}{8} = 8,8088 \text{ KN.m} \\ M_H = -0,4 \times 10,0224 = -4,0089 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0(I-J)} = \frac{qL_{IJ}^2}{8} = \frac{7,83 \times 2,40^2}{8} = 5,6376 \text{ KN.m} \\ M_I = -0,5 \times 8,8088 = -4,4044 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0(I-J)} = \frac{qL^2_{IJ}}{8} = \frac{7,83 \times 2,40^2}{8} = 5,6376 \text{ KN.m} \\ M_J = -0,2 \times 5,6376 = -1,1275 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Etat limite service ELS :**

$$\begin{cases} M_{0(A-B)} = \frac{qL^2_{AB}}{8} = \frac{5,53 \times 2,40^2}{8} = 3,9816 \text{ KN.m} \\ M_A = -0,2 \times 3,6567 = -0,7963 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0(B-C)} = \frac{qL^2_{BC}}{8} = \frac{5,53 \times 3,00^2}{8} = 6,2213 \text{ KN.m} \\ M_B = -0,5 \times 6,2213 = -3,1107 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0(C-D)} = \frac{qL^2_{CD}}{8} = \frac{5,53 \times 3,20^2}{8} = 7,0784 \text{ KN.m} \\ M_C = -0,4 \times 7,0784 = -2,8314 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0(D-E)} = \frac{qL^2_{DE}}{8} = \frac{5,53 \times 4,00^2}{8} = 11,0600 \text{ KN.m} \\ M_D = -0,4 \times 11,06 = -4,4240 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0(E-F)} = \frac{qL^2_{EF}}{8} = \frac{5,53 \times 3,80^2}{8} = 9,9817 \text{ KN.m} \\ M_E = -0,4 \times 11,06 = -4,4240 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0(F-G)} = \frac{qL^2_{FG}}{8} = \frac{5,53 \times 4,00^2}{8} = 11,0600 \text{ KN.m} \\ M_F = -0,4 \times 11,06 = -4,4240 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0(G-H)} = \frac{qL^2_{GH}}{8} = \frac{5,53 \times 3,20^2}{8} = 7,0784 \text{ KN.m} \\ M_G = -0,4 \times 11,06 = -4,4240 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0(H-I)} = \frac{qL^2_{HI}}{8} = \frac{5,53 \times 3,00^2}{8} = 6,2213 \text{ KN.m} \\ M_H = -0,4 \times 6,2213 = -2,8314 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0(I-J)} = \frac{qL^2_{IJ}}{8} = \frac{5,53 \times 2,40^2}{8} = 3,9816 \text{ KN.m} \\ M_I = -0,5 \times 6,2213 = -3,1107 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0(I-J)} = \frac{qL^2_{IJ}}{8} = \frac{5,53 \times 2,40^2}{8} = 3,9816 \text{ KN.m} \\ M_J = -0,2 \times 3,9816 = -0,7963 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Moments fléchissant en travées :**

Etat limite ultime ELU :



$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{4}{4+5,22} = 0,19 \Rightarrow 0 \leq \alpha = 0,43 \leq \frac{2}{3} \dots \text{Cv}$$

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max [(1+0,3\alpha) M_0; 1,05M_0] \Rightarrow M_t \geq -\left(\frac{M_g + M_d}{2}\right) + \max [(1+0,3\alpha) M_0; 1,05M_0]$$

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 & \text{dans le cas d'une travée de rive} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 & \text{dans le cas d'une travée intermédiaire} \end{cases}$$

❖ **Travée de rive A-B :**

$$M_t \geq -\left(\frac{1,1275+4,4044}{2}\right) + \max [(1+0,3 \times 0,43) ; 1,05] M_0 = -2,7659 + 6,3649 = 3,599 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 = 0,66M_0 = 3,721 \text{ KN.m} \quad \text{on prend} \quad \mathbf{M_t = 3,721 \text{ KN.m}}$$

❖ **Travée intermédiaire B-C :**

$$M_t \geq -\left(\frac{4,4044+4,0089}{2}\right) + \max [(1+0,3 \times 0,43) ; 1,05] M_0 = -4,2067 + 9,9451 = 5,738 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 = 0,56M_0 = 4,933 \text{ KN.m} \quad \text{on prend} \quad \mathbf{M_t = 5,738 \text{ KN.m}}$$

❖ **Travée intermédiaire C-D :**

$$M_t \geq -\left(\frac{4,0089+6,2640}{2}\right) + \max [(1+0,3 \times 0,43) ; 1,05] M_0 = -5,1365 + 11,3153 = 6,179 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 = 0,56M_0 = 5,613 \text{ KN.m} \quad \text{on prend} \quad \mathbf{M_t = 6,179 \text{ KN.m}}$$

❖ **Travée intermédiaire D-E:**

$$M_t \geq -\left(\frac{6,2640+6,2640}{2}\right) + \max [(1+0,3 \times 0,43) ; 1,05] M_0 = -6,2640 + 19,4924 = 11,416 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 = 0,56M_0 = 8,769 \text{ KN.m} \quad \text{on prend} \quad \mathbf{M_t = 11,416 \text{ KN.m}}$$

❖ **Travée intermédiaire E-F:**

$$M_t \geq -\left(\frac{6,2640+6,2640}{2}\right) + \max [(1+0,3 \times 0,43) ; 1,05] M_0 = -6,2640 + 15,9564 = 9,692 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 = 0,56M_0 = 7,915 \text{ KN.m} \quad \text{on prend} \quad \mathbf{M_t = 9,692 \text{ KN.m}}$$

❖ Travée intermédiaire F-G :

$$M_t \geq - \left(\frac{6,2640+6,2640}{2} \right) + \max [(1+0,3 \times 0,43) ; 1,05] M_0 = -6,2640 + 17,6801 = 11,416 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 = 0,56 M_0 = 8,7696 \text{ KN.m} \quad \text{on prend} \quad \mathbf{M_t = 11,416 \text{ KN.m}}$$

❖ Travée intermédiaire G-H:

$$M_t \geq - \left(\frac{6,2640+4,0089}{2} \right) + \max [(1+0,3 \times 0,43) ; 1,05] M_0 = -5,1365 + 11,3153 = 6,179 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 = 0,56 M_0 = 5,613 \text{ KN.m} \quad \text{on prend} \quad \mathbf{M_t = 6,179 \text{ KN.m}}$$

❖ Travée intermédiaire H-I:

$$M_t \geq - \left(\frac{4,0089+4,4044}{2} \right) + \max [(1+0,3 \times 0,43) ; 1,05] M_0 = -4,2067 + 9,9451 = 5,7384 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 = 0,56 M_0 = 4,933 \text{ KN.m} \quad \text{on prend} \quad \mathbf{M_t = 5,738 \text{ KN.m}}$$

❖ Travée de rive I-J:

$$M_t \geq - \left(\frac{4,4044+1,1275}{2} \right) + \max [(1+0,3 \times 0,43) ; 1,05] M_0 = -2,7659 + 6,3649 = 3,599 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 = 0,66 M_0 = 3,721 \text{ KN.m} \quad \text{on prend} \quad \mathbf{M_t = 3,721 \text{ KN.m}}$$

➤ Etat limite service ELS:

❖ Travée de rive A-B :

$$M_t \geq - \left(\frac{0,7963+3,1107}{2} \right) + \max [(1+0,3 \times 0,43) ; 1,05] M_0 = -1,9535 + 4,4952 = 2,542 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 = 0,66 M_0 = 2,628 \text{ KN.m} \quad \text{on prend} \quad \mathbf{M_t = 2,628 \text{ KN.m}}$$

❖ Travée intermédiaire B-C:

$$M_t \geq - \left(\frac{3,1107+2,8314}{2} \right) + \max [(1+0,3 \times 0,43) ; 1,05] M_0 = -2,9711 + 7,0238 = 4,053 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 = 0,56 M_0 = 3,484 \text{ KN.m} \quad \text{on prend} \quad \mathbf{M_t = 4,053 \text{ KN.m}}$$

❖ Travée intermédiaire C-D:

$$M_t \geq - \left(\frac{2,8314+4,4240}{2} \right) + \max [(1+0,3 \times 0,43) ; 1,05] M_0 = -3,6277 + 7,9915 = 4,364 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 = 0,56 M_0 = 3,964 \text{ KN.m} \quad \text{on prend} \quad \mathbf{M_t = 4,364 \text{ KN.m}}$$

❖ Travée intermédiaire D-E:

$$M_t \geq - \left(\frac{4,4240+4,4240}{2} \right) + \max [(1+0,3 \times 0,43) ; 1,05] M_0 = -4,4240 + 12,4867 = 8,063 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 = 0,56 M_0 = 6,194 \text{ KN.m} \quad \text{on prend} \quad \mathbf{M_t = 8,063 \text{ KN.m}}$$

❖ Travée intermédiaire E-F :

$$M_t \geq - \left(\frac{4,4240+4,4240}{2} \right) + \max [(1+0,3 \times 0,43) ; 1,05] M_0 = -4,4240 + 11,2693 = 6,845 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 = 0,56 M_0 = 5,5897 \text{ KN.m} \quad \text{on prend} \quad \mathbf{M_t = 6,845 \text{ KN.m}}$$

❖ Travée intermédiaire F-G:

$$M_t \geq - \left(\frac{4,4240+4,4240}{2} \right) + \max [(1+0,3 \times 0,43) ; 1,05] M_0 = -4,4240 + 12,4867 = 8,063 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 = 0,56 M_0 = 6,194 \text{ KN.m} \quad \text{on prend} \quad \mathbf{M_t = 8,063 \text{ KN.m}}$$

❖ Travée intermédiaire G-H:

$$M_t \geq - \left(\frac{4,4240+2,8314}{2} \right) + \max [(1+0,3 \times 0,43) ; 1,05] M_0 = -3,6277 + 7,9915 = 4,364 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 = 0,56 M_0 = 3,964 \text{ KN.m} \quad \text{on prend} \quad \mathbf{M_t = 4,364 \text{ KN.m}}$$

❖ Travée intermédiaire H-I:

$$M_t \geq - \left(\frac{2,8314+3,1107}{2} \right) + \max [(1+0,3 \times 0,43) ; 1,05] M_0 = -2,9711 + 7,0238 = 4,053 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 = 0,56 M_0 = 3,484 \text{ KN.m} \quad \text{on prend} \quad \mathbf{M_t = 4,053 \text{ KN.m}}$$

❖ Travée de rive I-J :

$$M_t \geq - \left(\frac{3,1107+0,7963}{2} \right) + \max [(1+0,3 \times 0,43) ; 1,05] M_0 = -1,9535 + 4,4952 = 2,542 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 = 0,66 M_0 = 2,628 \text{ KN.m} \quad \text{on prend} \quad \mathbf{M_t = 2,628 \text{ KN.m}}$$

❖ Calcul de l'effort tranchant (T):

➤ Etat limite ultime ELU:

➤ Travée A-B :

$$\begin{cases} T_A = \frac{ql}{2} = \frac{7,83 \times 2,40}{2} = 9,396 \text{ KN} \\ T_B = -1,10 \times \frac{ql}{2} = -10,336 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Travée B-C

$$\left\{ \begin{array}{l} T_B = 1,10 \times \frac{ql}{2} = 1,10 \times \frac{7,83 \times 3,00}{2} = 11,745 \text{ KN} \\ T_C = -1,10 \times \frac{ql}{2} = -12,919 \text{ KN} \end{array} \right.$$

➤ Travée C-D :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_C = 1,10 \times \frac{ql}{2} = 1,10 \times \frac{7,83 \times 3,20}{2} = 12,528 \text{ KN} \\ T_D = -1,10 \times \frac{ql}{2} = -13,781 \text{ KN} \end{array} \right.$$

➤ Travée D-E :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_D = 1,10 \times \frac{ql}{2} = 1,10 \times \frac{7,83 \times 4,00}{2} = 15,66 \text{ KN} \\ T_E = -1,10 \times \frac{ql}{2} = -17,226 \text{ KN} \end{array} \right.$$

➤ Travée E-F :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_E = 1,10 \times \frac{ql}{2} = 1,10 \times \frac{7,83 \times 3,80}{2} = 14,877 \text{ KN} \\ T_F = -1,10 \times \frac{ql}{2} = -16,365 \text{ KN} \end{array} \right.$$

➤ Travée F-G :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_F = 1,10 \times \frac{ql}{2} = 1,10 \times \frac{7,83 \times 4,00}{2} = 15,66 \text{ KN} \\ T_G = -1,10 \times \frac{ql}{2} = -17,226 \text{ KN} \end{array} \right.$$

➤ Travée G-H :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_G = 1,10 \times \frac{ql}{2} = 1,10 \times \frac{7,83 \times 3,20}{2} = 12,528 \text{ KN} \\ T_H = -1,10 \times \frac{ql}{2} = -13,781 \text{ KN} \end{array} \right.$$

➤ Travée H-I :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_H = 1,10 \times \frac{ql}{2} = 1,10 \times \frac{7,83 \times 3,00}{2} = 11,745 \text{ KN} \\ T_I = -1,10 \times \frac{ql}{2} = -12,919 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} T_I = 1,10 \times \frac{ql}{2} = 1,10 \times \frac{7,83 \times 2,40}{2} = 10,336 \text{ KN} \\ T_J = -\frac{ql}{2} = -9,396 \text{ KN} \end{cases}$$

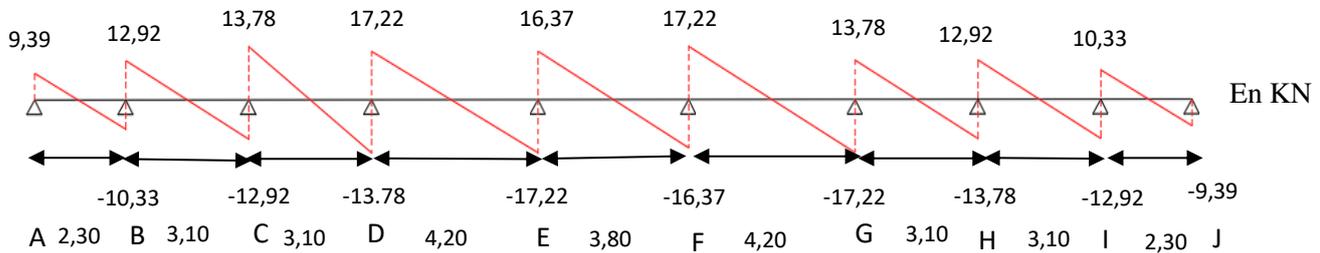


Fig.III.7 : diagramme des efforts tranchant à ELU pour la poutrelle type 02.

➤ Etat limite service ELS:

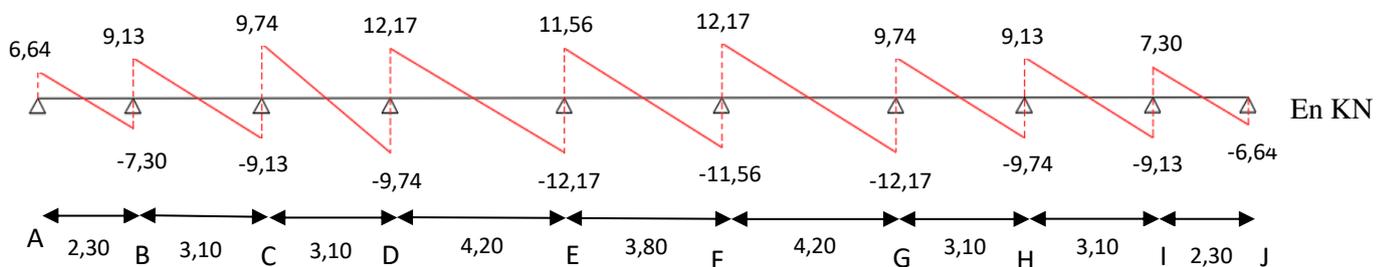


Fig.III.8 : diagramme des efforts tranchant à ELS pour la poutrelle type 02.

Sollicitations types	Moment en travée [KN.m]		Moment en appui [KN.m]		Effort tranchant [KN.m]
	ELU	ELS	ELU	ELS	
1	7,32	5,17	6,010	4,25	14,404
2	11,432	8,078	6,263	4,426	17,220
3	7,817	5,524	5,010	3,540	13,778
4	12,214	8,632	7,828	5,532	17,22
5	12,214	8,632	7,828	5,532	13,776

Tableau.III.1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants

III.2.5 Calcul de ferrailage :

✓ Etat limite ultime ELU :

M_t : Moment fléchissant équilibré par la table de compression.

- Si $M_T \leq M^{\max}$: la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calculs sera une section en T.
- Si $M_T > M^{\max}$: La zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire ($b \times h$)

➤ En travée :

Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,5 \\ \gamma_b = 1,15 \\ F_{eE} = 400 \text{ Mpa} \\ F_{c28} = 20 \text{ MPa} \\ F_{t28} = 1,8 \text{ Mpa} \\ \sigma_b = 11,33 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = 348 \text{ Mpa} \end{cases}$$

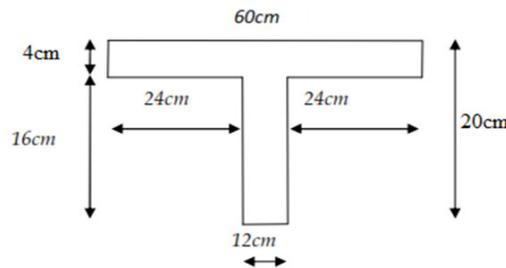


Fig III.9 : dimensions des poutrelles.

$$b=60\text{cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; d= 0,9h=18 \text{ cm}$$

$$M_{T \max} = 11,33 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 43507,2 \text{ N.m}$$

$M_T^{\max} = 12214 \text{ N.m} < M_{T \max} = 43507,2 \text{ N.m} \Rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression, Donc ; la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions ($b \times h$)= (60 20) cm^2 .

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$$\mu = \frac{M_T^{\max}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{12214}{11,33 \times 60 \times 18^2} = 0,055 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,071$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,972$$

$$A = \frac{M_T^{\max}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{12214}{348 \times 0,972 \times 18} = 2,00 \text{ cm}^2$$

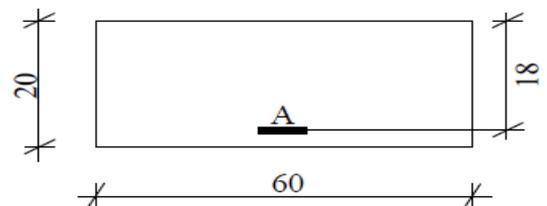


Fig III.10 : section de calcul en travée

➤ Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 60 \times 18 \times \frac{1,8}{400} = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptif} = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 2,00 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T10 \longrightarrow $A=2,36 \text{ cm}^2$

➤ **En appui :**

La section sera calculée comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :**

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7828}{11,33 \times 12 \times 18^2} = 0,178 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,247$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,901$$

$$A = \frac{M_a^{max}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7828}{348 \times 0,901 \times 18} = 1,39 \text{ cm}^2$$

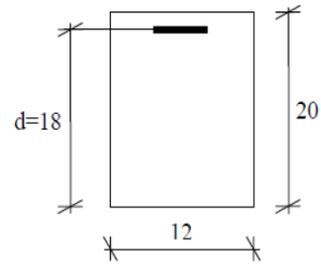


Fig III.11 : section de calcul en appui

➤ **Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{1,8}{400} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptif} = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 1,39 \text{ cm}^2$$

Choix : 1T12 + 1T10 \longrightarrow $A=1,92 \text{ cm}^2$

✓ **Etat limite services ELS :**

Comme la fissuration est considérée comme préjudiciable, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \longleftarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{flexion simple} \\ \text{section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right.$$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

➤ **En appui :**

$$\gamma = \frac{7828}{5532} = 1,42$$

$$\alpha = 0,247 < \frac{1,42-1}{2} + \frac{20}{100} = 0,41 \longrightarrow \text{cv}$$

➤ **En travée :**

$$\gamma = \frac{12214}{8632} = 1,41$$

$$\alpha = 0,071 < \frac{1,41-1}{2} + \frac{20}{100} = 0,41 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU conviennent à l'ELS

• **Calcul des armatures transversales :**

a) **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } T_u = 13776 \text{ N} \leq 0,276 \times 16,2 \times 12 \times 20 \times 10^2 = 103809,6 \text{ N} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :**

On doit vérifier que : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{F_e} (T_u + \frac{M_u}{0,9d})$

$$A_l = 2,36 \geq \frac{1,15}{400} (13776 + \frac{12214}{0,9 \times 18}) \times 10^{-2} = 0,42 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

c) **vérification au cisaillement**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad [\text{BAEL91r99}]$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \times d} = \frac{13776}{120 \times 180} = 0,64 \text{ Mpa} \quad [\text{BAEL91r99 /art-A.5.1, 1}]$$

Fissuration peut nuisible :

$$\text{Contrainte tangente limite } \bar{\tau}_u = \min (0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa}) = 2,67 \text{ Mpa} \quad [\text{BAEL91r99 /art-A.5.1,21}]$$

$$\tau_u = 0,64 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,67 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) **Les armatures transversales :**

• **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min (\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b_0}{10}) \quad [\text{BAEL91r99 /art-A.5.1, 22}]$$

Avec:

H: hauteur totale de la poutrelle.

Øl: diamètre maximal des armatures longitudinales 12 cm.

b₀ : Largeur de l'âme de la nervure.

$$\phi_t \leq \min (0,57 ; 12 ; 1,2) \text{ cm} \implies \phi_t \leq 0,57 \text{ cm}^2$$

On prend Øt= 8 mm avec une nuance d'acier FeE235

Choix : 1Ø8 \longrightarrow $A_t = 0,50 \text{ cm}^2$

• **L'espace des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times k}{0,8 \times Fe (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [\text{BAEL91r99 /art-A.5.1, 311}]$$

Pour le cas de la flexion simple $k=1$ et $\alpha=90^\circ$ [BAEL91r99 /art-A.5.1, 311]

$$\sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 1,8 \text{ Mpa.} \quad [\text{BAEL91r99 /art-A.5.1, 311}]$$

$$\text{Donc: } s_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,8 \times Fe}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow s_t \leq \frac{0,50 \times 0,8 \times 235}{12(0,64 - 0,3 \times 1,8)} = 78,33 \text{ cm} \Rightarrow s_t \leq 78,33 \text{ cm}$$

$$s_{t2} \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) \quad [\text{BAEL91r99 /art-A.5.1, 22}]$$

$$s_{t2} \leq \min(0,9 \times 18 ; 40\text{cm}) \Rightarrow s_{t2} \leq 16,2\text{cm}$$

$$\frac{A_t \times Fe}{b_0 \times s_{t3} \times \sin \alpha} \geq 0,4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{A_t \times Fe}{b_0 \times 0,4 \times \sin \alpha} \geq s_{t3}$$

$$s_{t3} \leq \frac{0,50 \times 235}{12 \times 0,4} = 24,48 \text{ cm} \Rightarrow s_{t3} \leq 24,48 \text{ cm}$$

$$s_t \leq \min(s_{t1}; s_{t2}; s_{t3}) \Rightarrow s_t \leq \min(78,33; 16,2; 24,48) \Rightarrow s_t \leq 16,2 \text{ cm}$$

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

III.3 calcul de la flèche :

La vérification de la flèche se fait à E.L.S

III.3.1 Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire [BAEL 91r 99 / B.6.5, 2] :

- a) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{400} = 0,050 < \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow$ condition non vérifiée
- b) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{t \text{ service}}}{M_{0 \text{ service}}} \Rightarrow \frac{20}{420} = 0,048 < \frac{1}{10} \times \frac{12214}{11060} = 0,110 \rightarrow$ condition non vérifiée
- c) $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{Fe} \Rightarrow \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,011 \geq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow$ condition non vérifiée

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

G : charge permanente après mise en place des cloisons.

P : charge totale (P = G + charge d'exploitation).

J : charge permanente avant la mise en place des cloisons.

$$\text{On a: } \begin{cases} G = 5,22 \text{ KN/m}^2 \\ P = 5,22 + 4 = 9,22 \text{ KN/m}^2 \\ J = 5,22 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \text{Pour } b=0,60 \text{ m : } \begin{cases} G = 5,22 \times 0,6 = 3,132 \text{ KN/ml} \\ P = 9,22 \times 0,6 = 5,532 \text{ KN/ml} \\ J = 5,22 \times 0,6 = 3,132 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

• Calcul des moments fléchissant :

$$\begin{cases} M_G = 0,71 \frac{G \times L^2}{8} = 0,71 \frac{3132 \times 4,00^2}{8} = 4447,44 \text{ N.m} \\ M_P = 0,71 \frac{P \times L^2}{8} = 0,71 \frac{5532 \times 4,00^2}{8} = 7855,44 \text{ N.m} \\ M_J = M_G = 4447,44 \text{ N.m} \end{cases}$$

• Module de déformation :

✓ Module de déformation instantané [BAEL91 /A.2.1,21]

$$E_I = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 11000^3 \sqrt{20} = 29858,59 \text{ Mpa}$$

✓ Module de déformation différé [BAEL91 /A.2.1,22]

$$E_V = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{20} = 10043,35 \text{ Mpa}$$

❖ Détermination du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot \left(\frac{h_0}{2}\right) + \left[(h-h_0) \cdot b_0 \left(\frac{h-h_0}{2} + h_0\right)\right] + \eta \cdot A_s \cdot d}{(b \cdot h_0) + (h-h_0) \cdot b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$V_1 = \frac{(60 \times 4) \times \left(\frac{4}{2}\right) + \left[(20-4) \times 12 \times \left(\frac{20-4}{2} + 4\right)\right] + 15 \times 2,36 \times 18}{(60 \times 4) + (20-4) \times 12 + 15 \times 2,36}$$

$$V_1 = 7,32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 12,68 \text{ cm}$$

✓ Détermination du moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b y_G^3}{3} - \frac{(b-b_0) \times (y_G-b_0)^3}{3} + \frac{b_0 \times (h_t-y_G)^3}{3} + 15 A_s (d-y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{60 \times 7,32^3}{3} - \frac{(60-12) \times (7,32-12)^3}{3} + \frac{12 \times (20-7,32)^3}{3} + 35,4 (18 - 7,32)^2$$

$$I_0 = 19451,65 \text{ cm}^4$$

Pourcentage des armatures :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,011$$

D'après les Annexes : $\beta = 0,856$

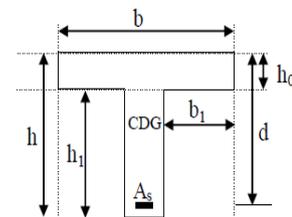


Fig III.12 : Centre de gravité

- Calcul des contraintes suivent les sollicitations :

$$\sigma_{sg} = \frac{M_G}{A \cdot \beta \cdot d} = \frac{444,744}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 12,23 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A \cdot \beta \cdot d} = \frac{785,544}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 21,60 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sj} = \sigma_{sg} = 12,23 \text{ Mpa}$$

- Calcul de μ_g, μ_p, μ_j :

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 1,8}{4 \times 0,011 \times 12,23 + 1,8} \right] = -0,35$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 1,8}{4 \times 0,011 \times 21,60 + 1,8} \right] = -0,15$$

$$\mu_j = \mu_g = -0,35$$

- Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda \cdot \mu)}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,051,8}{\left(2 + 3 \frac{12}{60}\right) \cdot 0,011} = 3,15$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 1,8}{\left(2 + 3 \frac{12}{60}\right) \times 0,011} = 1,26$$

$$I_{fi}^g = I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_g)} = \frac{1,1 \times 19451,65}{(1 + 3,15 \times 0,35)} = 10176,84 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^g = I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_g)} = \frac{1,1 \times 19451,65}{(1 + 1,26 \times 0,35)} = 14848,59 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^p = I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_p)} = \frac{1,1 \times 19451,65}{(1 + 3,15 \times 0,15)} = 14530,94 \text{ cm}^4$$

- ✓ Calcul de flèche (total et admissible) :

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^g} = \frac{4447,44 \times 400^2}{10 \times 29858,59 \times 10176,84} = 0,234 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}^g} = \frac{4447,44 \times 400^2}{10 \times 10043,35 \times 14848,59} = 0,477 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^p} = \frac{7855,44 \times 400^2}{10 \times 29858,59 \times 14530,94} = 0,289 \text{ cm}$$

III.3.2- la flèche totale :

$$\Delta f_t = [f_{gv} - f_{ji}] + [f_{pi} - f_{gi}] = (0,477 - 0,234) + (0,289 - 0,234)$$

$\Delta f_i = 0,298 \text{ cm}$

III.3.3 la flèche admissible :

Pour $L=400 \text{ cm} < 500 \text{ cm} \Rightarrow \Delta f_{\max} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm}$

Donc : $\Delta f_i = 0,298 \text{ cm} < \Delta f_{\max} = 0,8 \text{ cm} \longrightarrow$ la flèche est vérifié.

		M [KN.m]	Al [cm ²]	Choix des armatures	A _t
En travée	ELU	12,214	2,00 cm ²	3T10 A=2,36 cm ²	1Ø8 A _t =0,50 cm ²
	ELS	8,632	vérifiée		
EN appui	ELU	7,828	1,39	1T12+ 1T10 A=1,92 cm ²	
	ELS	5,532	vérifiée		

Tableau III.2 : Ferrailage de la poutrelle

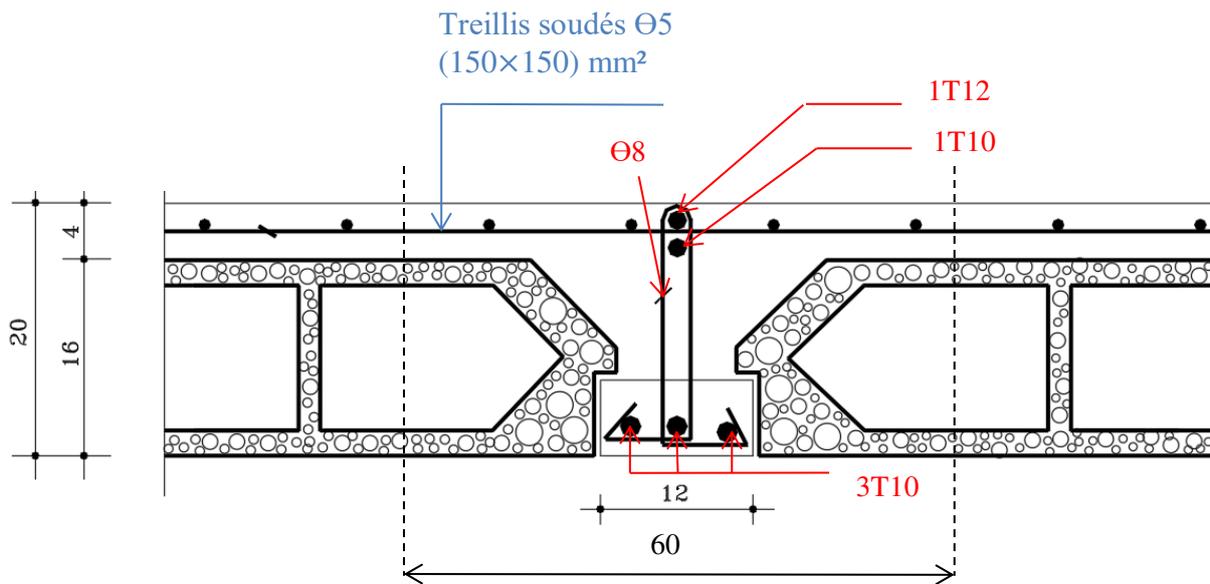


Fig III.13 : ferrailage de poutrelle en appui

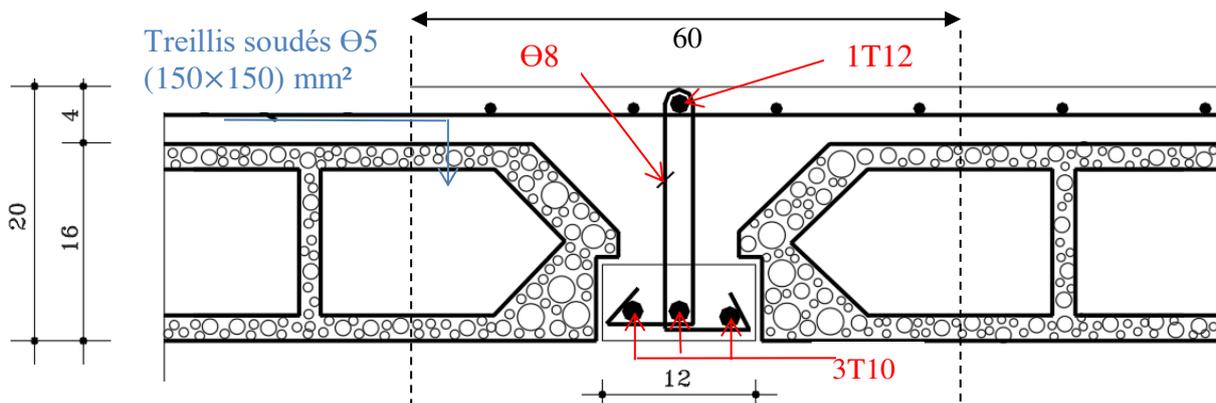


Fig III.14 : ferrailage de poutrelle en travée

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

IV.1 Introduction :

Les éléments secondaires sont les éléments qui ne font pas partie du système de contreventement, leur calcul se fait généralement sous des actions permanentes et surcharges d'exploitations, cependant ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

IV.2 Etude de l'acrotère

IV.2.1 Définition :

L'acrotère est un élément en béton armé qui coiffe la de toiture, il a pour rôle :

- Protection des joints d'étanchéité des infiltrations d'eau pluviale
- La sécurité des gens, personne.

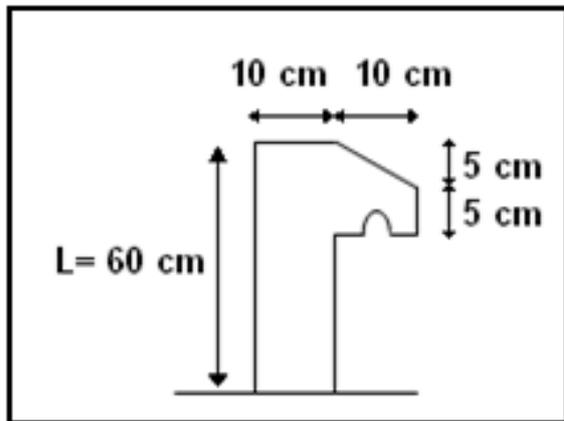


Fig IV.1 : Dimension de l'acrotère

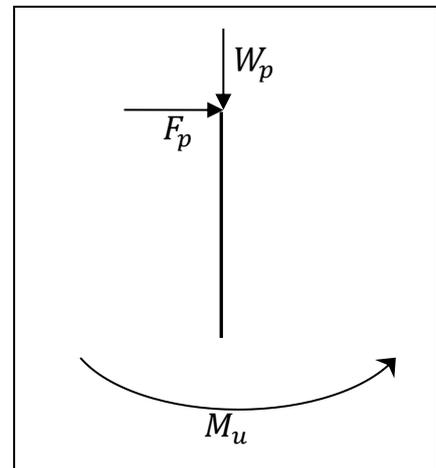


Fig IV.2 : schéma statique

IV.2.2 Calcul du ferrailage :

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée à sa base au planche terrasse.

Il est soumis à un effort normal de compression dû à son poids propre W_p et un moment dû à une force horizontale F_p donnée par le RPA99 (version 2003).

Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10 cm en flexion composée.

La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable

IV.2.3 Détermination de l'effort due au séisme :

D'après le **RPA99V2003** (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être

Calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (zone III), **A = 0,08**

C_p : facteur de force horizontale (élément en console). **CP = 0,80**

W_p : poids de l'acrotère.

S : la surface de l'acrotère :

$$S = \frac{0,05 \times 0,1}{2} + (0,05 \times 0,1) + 0,6 \times 0,1 = 0,0675 \text{ m}^2$$

$$W_p = 0,0675 \times 25 = 1,68 \text{ KN/ml.}$$

$$F_p = 4 \times 0,08 \times 0,80 \times 1,68 \quad \Rightarrow \quad F_p = 0,430 \text{ KN/ml}$$

IV.2.4 Détermination des sollicitations :

➤ **ELU** :

$$\text{La surcharge d'exploitation : } Q_u = 1,5F_p \quad \Rightarrow \quad Q_u = 0,645 \text{ KN}$$

$$\text{La charge permanente : } N_u = 1,35W_p \quad \Rightarrow \quad N_u = 2,268 \text{ KN}$$

$$\text{Moment d'encastrement : } M_u = hQ_u \quad \Rightarrow \quad M_u = 0,387 \text{ KN.m}$$

➤ **ELS** :

$$\text{La surcharge d'exploitation : } Q_s = F_p \quad \Rightarrow \quad Q_s = 0,430 \text{ KN}$$

$$\text{La charge permanente : } N_s = W_p \quad \Rightarrow \quad N_s = 1,68 \text{ KN}$$

$$\text{Moment d'encastrement : } M_s = hQ_s \quad \Rightarrow \quad M_s = 0,258 \text{ KN.m}$$

IV.2.5 Détermination de la section des armatures :

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm, la section de calcul est (100×10) cm².

- **Position du point d'application de l'effort normal (N) :**

D'après le BAEL91 (page 168)

✓ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,387}{2,268} = 0,17 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,17 > \frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m}$$



Fig IV.3 : section de calcul de l'acrotère

⇒ L'effort normal est un effort de compression se trouve à l'extérieur de la section ;

⇒ La section est partiellement comprimée (S.P.C) ; donc le calcul se fait en flexion simple avec un moment fictifs M_u calculé par rapport aux armatures tendues.

$$M_f = N_u \times \left(e_0 + \frac{h}{2} - c \right) = 2,268 * \left(0,17 + \frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 0,4536 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées:**

✓ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{0,4536 \times 10^3}{11,33 \times 100 \times 8^2} = 0,006$$

$$\mu = 0,006 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0075$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,997$$

✓ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \cdot b \cdot d} = \frac{0,4536 \times 10^5}{348 \times 100 \times 8} = 0,16 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

- **Sollicitation réelle (flexion composé) :**

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,16 - \frac{2,268 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,09 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$A' = 0$$

✓ **Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 1,8 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 100 \times 8 \times \frac{1,8}{400} = 0,828 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \Rightarrow A_s = 0,828 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 5T8 \longrightarrow $A_t = 2,51 \text{ cm}^2$

✓ **Armature de répartition :**

$$A_r^t = \frac{A_t}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,62 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ on adopte 1T10 avec } A_r = 0,79 \text{ cm}^2$$

✓ **Etat limite de service (ELS) :**

IV.2.6 Vérification des contraintes de cisaillement :

Suivant l'article A.5.1.1 des règles BAEL91 modifié 99, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \text{Min}\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right)$$

$$\text{Contrainte tangente : } \tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d}$$

$$T_{\max} = 1,5 \times F_p = 1,5 \times 0,430 = 0,645 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{0,645 \times 10^3}{100 \times 100 \times 0,08} = 0,00806 \text{ Mpa}$$

$$\text{Contrainte tangente limite : } \overline{\tau}_u = \text{Min}\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right)$$

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left(0.2 \frac{20}{1,5}, 5\text{MPa}\right) \Rightarrow \overline{\tau}_u = 2,67 \text{ Mpa}$$

- $\tau_u = 0,00806 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u = 2,67 \text{ Mpa}$
- Il n'y a pas de reprise de bétonnage

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

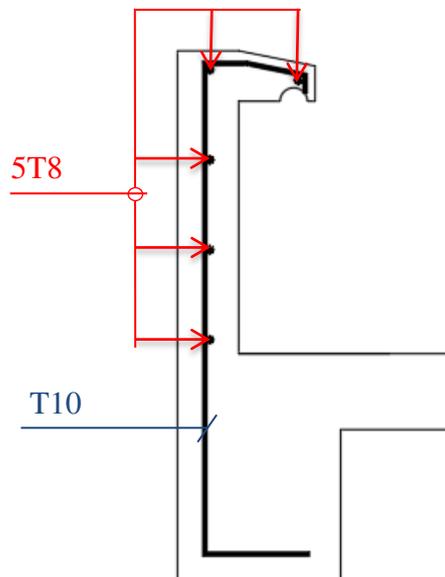


Fig. IV.4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

IV.3 Etude des escaliers

IV.3.1 Introduction :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, Elles seront en béton armé ou métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en Béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

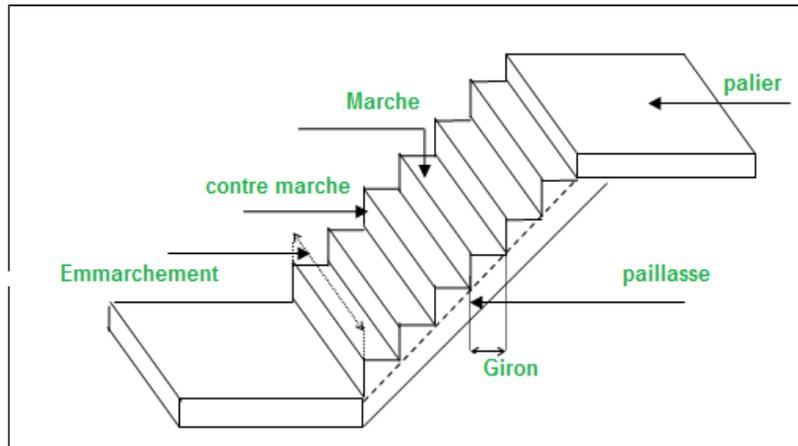


Fig IV.5 : Schéma d'un escalier.

IV.3.2 Pré dimensionnement d'escalier :

Dans notre projet on a un seul type d'escalier, qui est un escalier droit en béton armé.

Et on a deux types de schéma statique :

- **Type1** : Escalier à paillasse avec un seul palier s'appuyant sur les éléments de résistance.
- **Type 2** : Escalier à marche porteuses. Les marches sont mono encastre dans une poutre brisée.

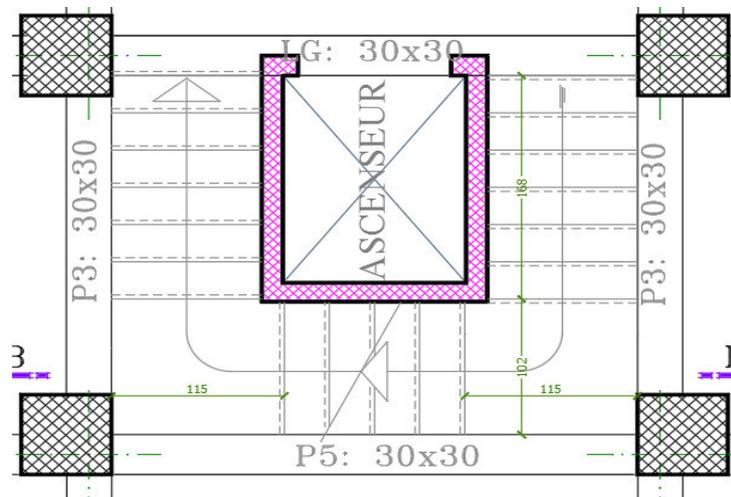


Fig IV.6 : vue en plan de la cage d'escalier

- Type 1 :

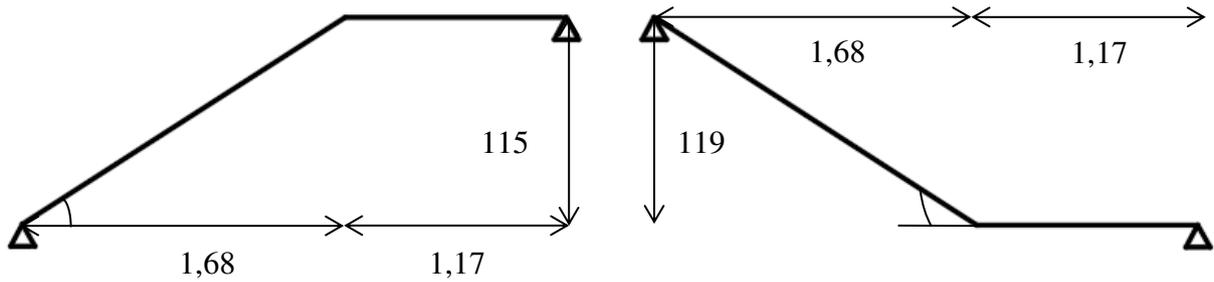


Fig IV.7 : schéma statique d'escalier type 1

Pour déterminer les dimensions des marches et des contre marches « g et h » on utilise la relation de :

BLONDEL : $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$ Avec : $16 < h < 18 \Rightarrow h = 17 \text{ cm}$

Donc : $25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm} \Rightarrow g = 28 \text{ cm}$

$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq (2 \times 17 + 28) = 62 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

- N_c : nombre de contre marche (type 1) : $N_c = \frac{H}{h} = \frac{119}{17} = 7 \Rightarrow N_c = 7$ contre marches.
- n : nombre de marche : $n - 1 = 7 - 1 = 6 \Rightarrow n = 6$ marches.
- L'angle d'inclinaison : $\text{tg} \alpha = \frac{119}{168} = 0,708 \Rightarrow \alpha = 35,31^\circ$
- L'épaisseur de la paillasse et de palier : $\frac{L_{\text{pai}}}{30} \leq e_p \leq \frac{L_{\text{pai}}}{20}$

$L_{\text{pai}} = \sqrt{119^2 + 168^2} \Rightarrow L_{\text{pai}} = 205,88 \text{ cm}$

$\frac{205,88}{30} \leq e_p \leq \frac{205,88}{20} \Rightarrow 6,56 \leq e_p \leq 10,29$ On prend **e = 15 cm**

On adopte $e_{\text{palier}} = e_{\text{paillasse}} = 15 \text{ cm}$.

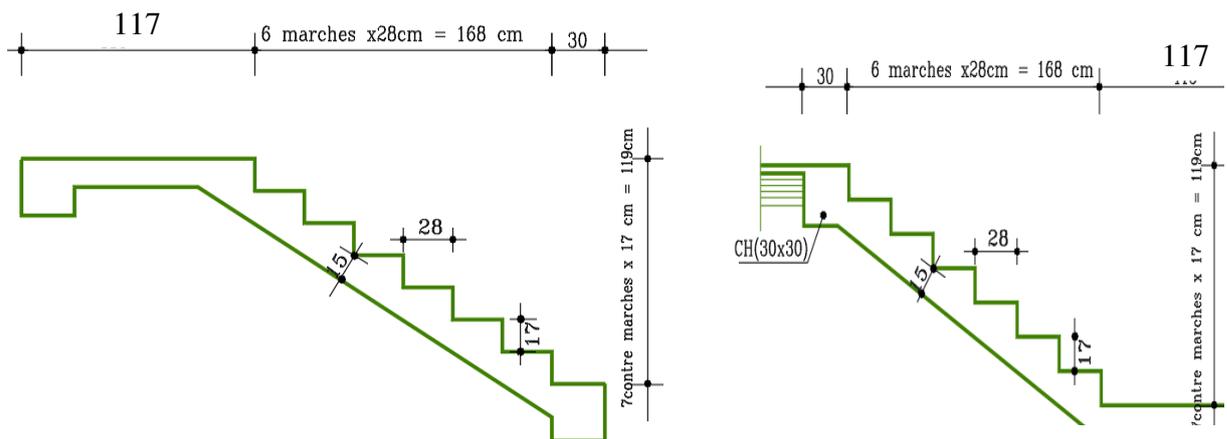


Fig IV.8 : escalier type 1

- Type 2 :

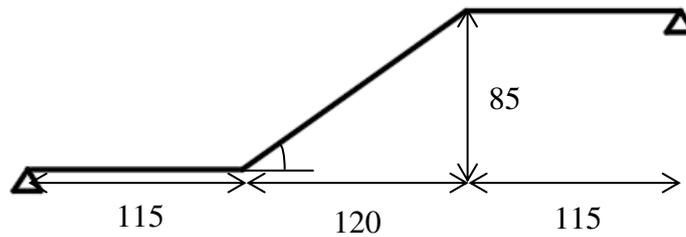


Fig IV.9 : schéma statique d'escalier type 2

BLONDEL: $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$ Avec : $16 < h < 18 \Rightarrow h = 17 \text{ cm}$

Donc : $25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm} \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$

$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq (2 \times 17 + 30) = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

- N_c : nombre de contre marche (type 2) : $N_c = \frac{H}{h} = \frac{85}{17} = 5 \Rightarrow N_c = 5$ contre marches.
- n : nombre de marche : $n - 1 = 5 - 1 = 4 \Rightarrow n = 4$ marches.
- L'angle d'inclinaison : $\text{tg} \alpha = \frac{85}{120} = 0,708 \Rightarrow \alpha = 35,31^\circ$
- L'épaisseur de la paillasse porteuse et de palier : $\frac{L_{\text{pai}}}{30} \leq e_p \leq \frac{L_{\text{pai}}}{20}$

$$L_{\text{pai}} = \sqrt{85^2 + 120^2} \Rightarrow L_{\text{pai}} = 147,05 \text{ cm}$$

$$\frac{199,54}{30} \leq e_p \leq \frac{199,54}{20} \Rightarrow 4,90 \leq e_p \leq 7,35 \quad \text{On prend } e = 15 \text{ cm}$$

On adopte $e_{\text{palier}} = e_{\text{paillasse}} = 15 \text{ cm}$.

- Marche porteuse : $e_{p2} = 6 \text{ cm}$.

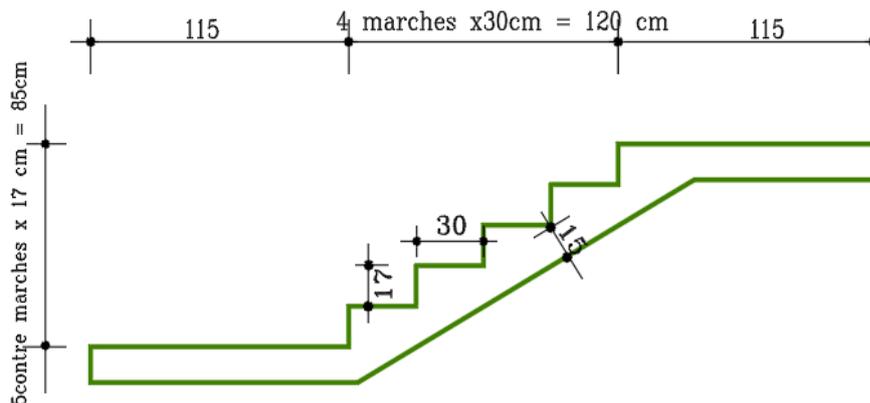


Fig IV.10 : escalier type 2

IV.3.4 descentes des charges :

- Type 1 :
- ❖ Volée 1 et 3 :

Désignation	Ep(m)	Poids volumique KN/m ³	G(KN/m ²)
Carrelage horizontal	0,02	20	0,40
Mortier de pose horizontal	0,02	20	0,40
Lit de sable fin	0,02	18	0,36
Carrelage vertical	0,03	20	0,34
Paillasse en BA	0,15	25	4,31
Marches en BA	0,30	25	2,12
Garde-corps	0,10	1	0,10
Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente	G=8,23KN/m²		
Charge d'exploitation	Q=2,50KN/m²		

Tableau IV.1 : descente de charge volées type 1 et 3

- **Combinaisons fondamentales :**

- Etat limite ultime (E L U) :

$$q_{u \text{ vol}} = (1,35G + 1,5Q) \times 1 = 14,86 \text{ KN/ml}$$

- Etat limite service (E L S) :

$$q_{\text{ser vol}} = (G + Q) \times 1 = 10,73 \text{ KN/ml.}$$

- ❖ **Palier :**

Désignation	Ep(m)	Poids volumique KN/m ³	G (KN/m ³)
Carrelage	0,03	20	0,60
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Enduit en ciment sous palier	0,02	10	0,20
Poids propre du palier	0,15	25	3,75
Lit de sable fin	0,02	18	0,36
Charge permanente	G=5,31KN/m²		
Charge d'exploitation	Q=2,50KN/m²		

Tableau IV.2 : descente de charge palier type 1 et 3

- Etat limite ultime (E L U) :

$$q_{u \text{ palier}} = (1,35G + 1,5Q) \times 1 = 10,92 \text{ KN/ml}$$

- Etat limite service (E L S) :

$$q_{\text{ser palier}} = (G+Q) \times 1 = 7,81 \text{ KN/ml.}$$

IV.3.5 Détermination des sollicitations :

➤ **Etat limite ultime (E L U) :**

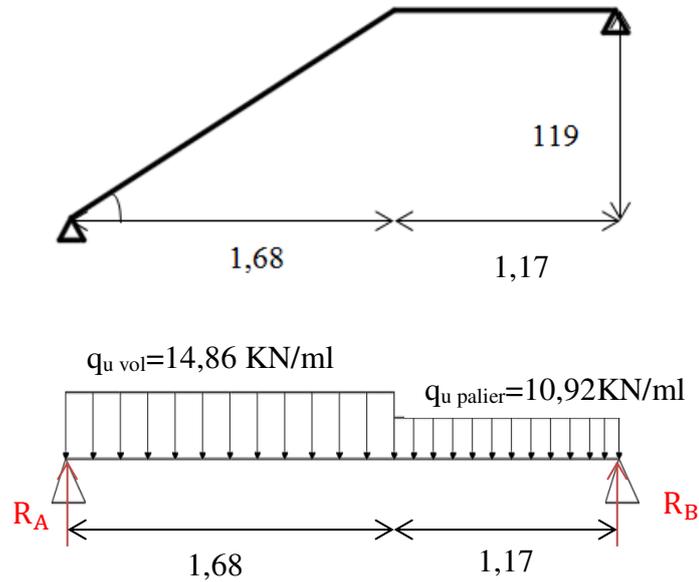


Fig IV.11 : schéma statique d'escalier type 1

• **Réaction des appuis :**

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_u \text{ vol} \times 1,68) + (q_u \text{ palier} \times 1,17) \Rightarrow R_A + R_B = 37,741 \text{ KN}$$

$$\sum F_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{\frac{1,68^2}{2} q_u \text{ vol} + 1,17 \left(\frac{1,17}{2} + 1,68 \right) q_u \text{ palier}}{2,85} \right] = \left[\frac{\frac{1,68^2}{2} 14,86 + 1,17 \left(\frac{1,17}{2} + 1,68 \right) 10,92}{2,85} \right] = 17,512 \text{ KN}$$

$$\sum F_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = \left[\frac{\frac{1,17^2}{2} q_u \text{ palier} + 1,68 \left(\frac{1,68}{2} + 1,17 \right) q_u \text{ vol}}{2,85} \right] = \left[\frac{\frac{1,17^2}{2} 10,92 + 1,68 \left(\frac{1,68}{2} + 1,17 \right) 14,86}{2,85} \right] = 20,229 \text{ KN}$$

Verification :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B - (q_u \text{ vol} \times 1,68) - (q_u \text{ palier} \times 1,17) = 0$$

• **Effort tranchant et moment fléchissant :**

- **Section I-I : $0 \leq x \leq 1,68\text{m}$**

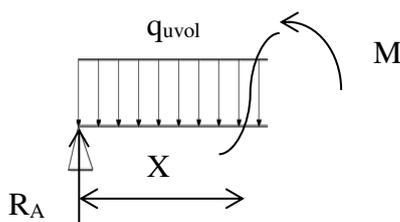


Fig IV.12 : section de calcul.

$$T(x) = R_A - (q_{u \text{ vol}} \times x)$$

$$M(x) = R_A x - (q_{u \text{ vol}} \frac{x^2}{2})$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow T = 17,512 \text{ KN} \\ x = 1,68 & \Rightarrow T = -7,453 \text{ KN} \end{cases} \quad \begin{cases} x = 0 & \Rightarrow M = 0 \text{ KN} \\ x = 1,68 & \Rightarrow M = 8,450 \text{ KN} \end{cases}$$

- Section II-II : 1,68 ≤ x ≤ 2,85m

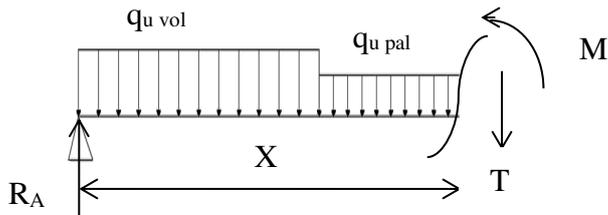


Fig IV.13 : section de calcul

$$T(x) = R_A - 1,68q_{u \text{ vol}} - q_{u \text{ palier}}(x - 1,68)$$

$$M(x) = R_A x - 1,68 \left(x - \frac{1,68}{2} \right) q_{u \text{ vol}} - \frac{(x - 1,68)^2}{2} q_{u \text{ palier}}$$

$$\begin{cases} x = 1,68 & \Rightarrow T = -7,453 \text{ KN} \\ x = 2,85 & \Rightarrow T = -20,229 \text{ KN} \end{cases} \quad \begin{cases} x = 1,68 & \Rightarrow M = 8,450 \text{ KN} \\ x = 2,85 & \Rightarrow M = 0 \text{ KN} \end{cases}$$

• Calcul du moment fléchissant maximum :

$$T=0 \Rightarrow R_A - (q_{u \text{ vol}} \times x) = 0 \Rightarrow x = 1,18 \text{ m}$$

$$M_{\text{max}} = R_A x - (q_{u \text{ vol}} \frac{x^2}{2}) = 10,319 \text{ KN.m}$$

❖ **Remarque :** les appuis sont semi encastré donc ils doivent équilibrer un moment :

$$M_a = 0,2 M_{\text{max}} \text{ qui conduit à un moment réduit en travé : } M_t = 0,8 M_{\text{max}}$$

❖ **Moment en appuis :**

$$M_a = -0,2 M_{\text{max}} = -2,064 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment en travée :**

$$M_t = 0,8 M_{\text{max}} = 8,255 \text{ KN.m}$$

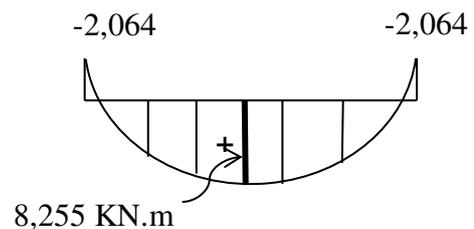


Fig IV.14 : Diagrammes des moments

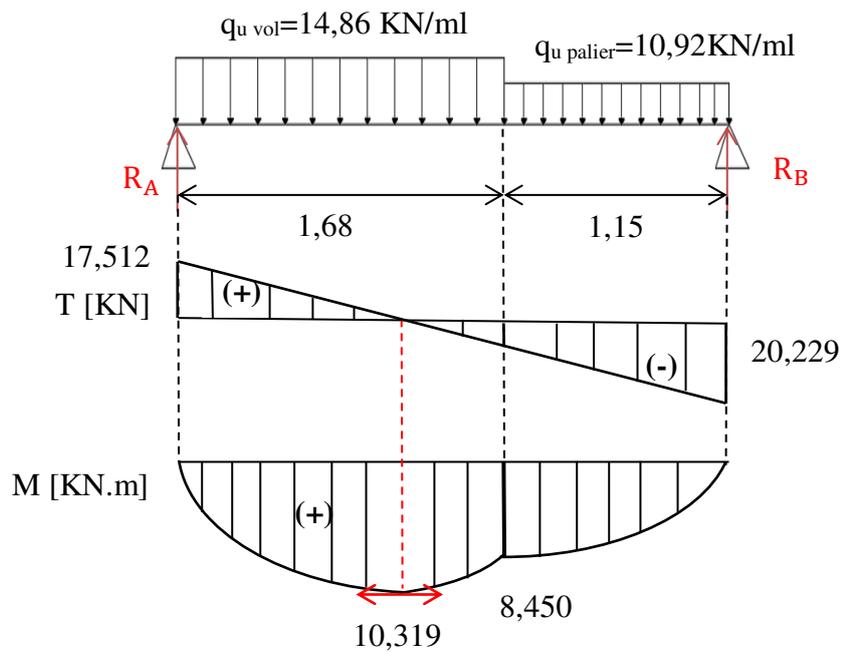


Fig IV.15 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à ELU

➤ **Etat limite service (E L S) :**

• **Réaction des appuis :**

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_s \text{ vol} \times 1,68) + (q_s \text{ palier} \times 1,15) \Rightarrow R_A + R_B = 27,008 \text{ KN}$$

$$\sum F_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{\frac{1,68^2}{2} q_s \text{ vol} + 1,17 \left(\frac{1,17}{2} + 1,68 \right) q_s \text{ palier}}{2,85} \right] = \left[\frac{\frac{1,68^2}{2} 10,73 + 1,17 \left(\frac{1,17}{2} + 1,68 \right) 7,81}{2,85} \right] = 12,575 \text{ KN}$$

$$\sum F_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = \left[\frac{\frac{1,17^2}{2} q_s \text{ palier} + 1,68 \left(\frac{1,68}{2} + 1,17 \right) q_s \text{ vol}}{2,85} \right] = \left[\frac{\frac{1,17^2}{2} 7,81 + 1,68 \left(\frac{1,68}{2} + 1,17 \right) 10,73}{2,85} \right] = 14,589 \text{ KN}$$

Vérification:

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B - (q_u \text{ vol} \times 1,68) - (q_u \text{ palier} \times 1,15) = 0$$

• **Effort tranchant et moment fléchissant :**

- **Section I-I : $0 \leq x \leq 1,68\text{m}$**

$$T(x) = R_A - (q_s \text{ vol} \times x)$$

$$M(x) = R_A x - (q_s \text{ vol} \frac{x^2}{2})$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow T = 12,575 \text{ KN} \\ x = 1,68 \Rightarrow T = -5,451 \text{ KN} \end{cases} \quad \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M = 0 \text{ KN} \\ x = 1,68 \Rightarrow M = 5,984 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Section II-II : $1,68 \leq x \leq 2,85\text{m}$**

$$T(x) = R_A - 1,68q_s \text{ vol} - q_s \text{ palier}(x - 1,68)$$

$$M(x) = R_A x - 1,68 \left(x - \frac{1,68}{2}\right) q_s \text{ vol} - \frac{(x - 1,68)^2}{2} q_s \text{ palier}$$

$$\begin{cases} x = 1,68 & \Rightarrow T = -5,451 \text{ KN} \\ x = 2,85 & \Rightarrow T = -14,589 \text{ KN} \end{cases} \quad \begin{cases} x = 1,68 & \Rightarrow M = 5,984 \text{ KN} \\ x = 2,85 & \Rightarrow M = 0 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Calcul du moment fléchissant maximum :**

$$T=0 \Rightarrow R_A - (q_u \text{ vol} \times x) = 0 \Rightarrow x = 1,17 \text{ m}$$

$$M_{\max} = R_A x - (q_u \text{ vol} \frac{x^2}{2}) = 7,369 \text{ KN.m}$$

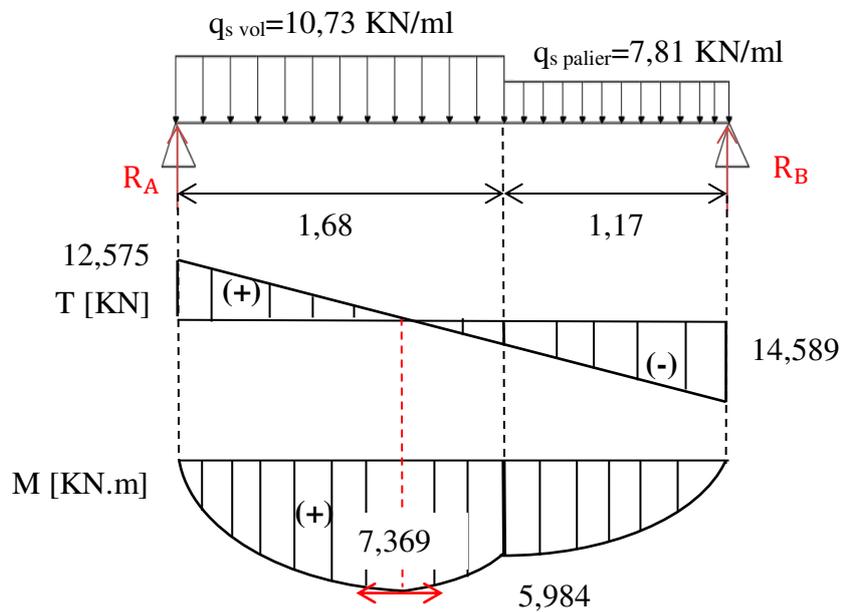


Fig IV.16: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à ELS

Remarque : les appuis sont semi encastré donc ils doivent équilibrer un moment :

$$M_a = 0,2 M_{\max} \text{ qui conduit à un moment réduit en travée : } M_t = 0,8 M_{\max}$$

❖ **Moment en appuis :**

$$M_a = -0,2 M_{\max} = -1,474 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment en travée :**

$$M_t = 0,8 M_{\max} = 5,895 \text{ KN.m}$$

	Q (palier) KN/ml	Q (volée) KN/ml	R _A KN	R _B KN	X _{max} M	M _{max} KN.m	M (travée) KN.m	M (appui) KN.m
ELU	10,91	14,86	17,512	20,229	1,18	10,319	8,255	2,064
ELS	7,81	10,73	12,575	14,589	1,17	7,369	5,895	1,474

Tableau IV.3 : Tableau des sollicitations des escaliers (type1).

IV.3.6 Calcul du ferrailage :

✓ Etat limite ultime (E L U) :

A) En travée :

$$M_t = 8,255 \text{ KN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8,255 \times 10^3}{11,33 \times 100 \times 13^2} = 0,043 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\text{Donc } A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,055$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,978$$

✓ Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{8,255 \times 10^3}{348 \times 0,978 \times 13} = 1,87 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

• Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{1,8}{400} = 1,55 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1,87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix : } 5T12 \longrightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$T12 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}$$

• Les armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{Choix : } 4T8 \longrightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$T8 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}$$

B) En appuis :

$M_a = 2,064 \text{ KN.m}$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :**

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2,064 \times 10^3}{11,33 \times 100 \times 13^2} = 0,011 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc A' n'existe pas et $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,013$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,995$$

✓ **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{2,064 \times 10^3}{348 \times 0,995 \times 13} = 0,46 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

- **Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{1,8}{400} = 1,55 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1,55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 5T12 \longrightarrow $A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

T12 \longrightarrow $e = 15 \text{ cm}$

- **Les armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{Choix : 4T8} \longrightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

T8 \longrightarrow $e = 15 \text{ cm}$

✓ **Etat limite ultime (E L S) :**

A) En travée :

$M_t = 5,895 \text{ KN.m}$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ Mpa}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{8,255}{5,895} = 1,40$

$$\alpha = 0,055 \leq \frac{1,40-1}{2} + \frac{20}{100} = 0,40 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Conclusion :

- $\sigma_b \leq \sigma_b$
 - Fissuration peu nuisible
(Aucune vérification pour σ_s)
- } \Rightarrow les armatures calculées à ELU convient à ELS

B) En appuis :

$M_t = 1,474 \text{ KN.m}$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire
 - Acier FeE400
- } $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ Mpa}$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{2,064}{1,474} = 1,40$

$\alpha = 0.013 \leq \frac{1,40-1}{2} + \frac{20}{100} = 0,40 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

❖ Conclusion :

- $\sigma_b \leq \sigma_b$
 - Fissuration peu nuisible
(Aucune vérification pour σ_s)
- } \Rightarrow les armatures calculées à ELU convient à ELS

• Vérification les efforts tranchants :

$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{20229}{100 \times 13 \times 100} = 0,15 \text{ Mpa}$ [BAEL91r99 /art-A.5.1,1]

$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1 \text{ Mpa}$ [C.B.A.93 / Art B 6.7.2.]

- $\tau_u = 0,15 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1 \text{ Mpa}$
 - Il n'y a pas de reprise de bétonnage
- } \Rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaire

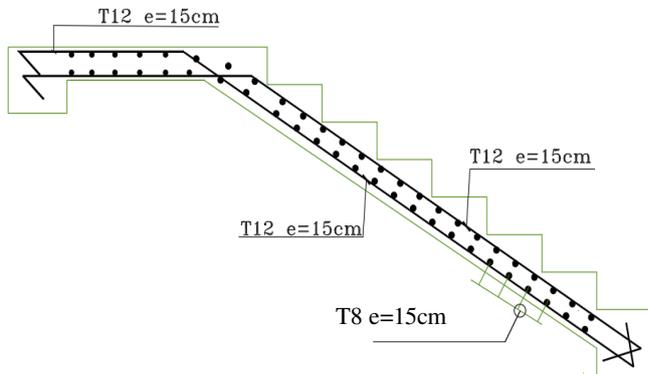


Fig IV.17 : Ferrailage d'escalier type 1

IV.3.7 Type 2 : (Escalier à marche porteuses)

- Calcul de la hauteur moyenne de la marche : h_{moy}

$$h_{moy} = \frac{Z_1 + Z_2}{2} = \frac{2Z_1 + h}{2}$$

$$Tg\alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

$$Z_1 = \frac{ep_2}{\cos \alpha} = \frac{6}{\cos(29,54)} = 6,90 \text{ cm}$$

$$h_{moy} = \frac{2 \times 6,9 + 17}{2} = 15,4 \text{ cm}$$

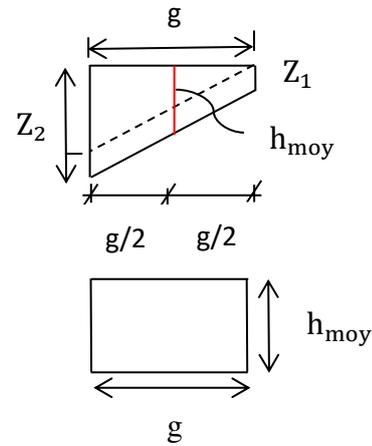


Fig IV.3.7.1 : section transversale de calcul
D'une marche porteuse

➤ descente des charges :

- Charges permanentes :

- Revêtement horizontal (carrelage +sable +mortier de pose)(104 × g).....31,2 daN/ml
- Revêtement verticale (104× h).....17,68 daN/ml
- Poids propre de la marche (2500 × 0,154 × 0,3).....115,5 daN/ml
- Enduit au ciment (18daN/m²/cm × $\frac{1,5}{\cos^2(\alpha)}$ × g).....10,70 daN/ml

$$G = 1,7508 \text{ KN/ml}$$

- Charges d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation ou bureau $Q = 2,5 \text{ KN/ml} \Rightarrow P = 2,5 \times 0,3 = 0,75 \text{ KN/ml}$

- Combinaison fondamentales :

➤ Etat limite ultime (ELU) :

$$q_u = (1,35G + 1,5P) = 3,4886 \text{ KN/ml}$$

➤ Etat limite service (E L S) :

$$q_{ser} = (G + P) = 2,5008 \text{ KN/ml.}$$

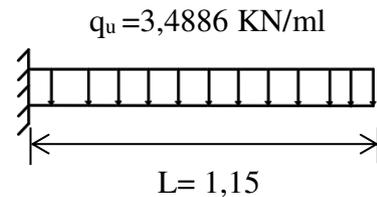


Fig IV.3.7.2 : schéma de la marche porteuse

IV.3.8 Calcul du ferrillage:

A. Marches porteuses:

➤ Etat limite ultime (ELU) :

$q_u = 3,4886 \text{ KN/ml}$

$M_u = -\frac{q_u \times L^2}{2} = -\frac{3,4886 \times 1,15^2}{2} = -2,3068 \text{ KN.ml}$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2,3068 \times 10^3}{11,33 \times 30 \times 13,4^2} = 0,038 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$

Donc A' n'existe pas et $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,048$

$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,981$

✓ Détermination des armatures :

$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{2306,8}{348 \times 0,981 \times 13,4} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{mL}$

• Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]

$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 13,4 \times \frac{1,8}{400} = 0,42 \text{ cm}^2$

$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Choix : 2T10 $\longrightarrow A = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ Etat limite service (ELS) :

$q_{\text{ser}} = 2,5008 \text{ KN/ml}$

$M_{\text{ser}} = -\frac{q_{\text{ser}} \times L^2}{2} = -\frac{2,5008 \times 1,15^2}{2} = -1,6536 \text{ KN.ml}$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire
 - Acier FeE400
- $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ Mpa}$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{2,3068}{1,6536} = 1,40$

$\alpha = 0,048 \leq \frac{1,40-1}{2} + \frac{20}{100} = 0,40 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

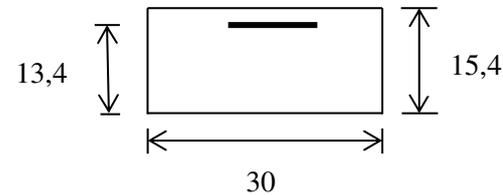


Fig IV.3.7.3 : section de calcul de la marche

❖ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \sigma_b$
 - Fissuration peu nuisible
(Aucune vérification pour σ_s)
- } \Rightarrow les armatures calculées à ELU convient à ELS

➤ **Calcul des armatures transversales :**

a) **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis:**

$$T_u^{\max} = q_u \times L = 3,4886 \times 1,15 = 4,012 \text{ KN}$$

$$T_u \leq 0,267 a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$a = 0,9d = 0,9 \times 13,4 = 12,06 \text{ cm}$$

$$\text{avec : } T_u = 4012 \text{ N} \leq 0,267 \times 12,06 \times 30 \times 20 \times 10^2 = 16020 \text{ N}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

b) **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_l = 1,57 \geq \frac{1,15}{400} \left(4012 - \frac{2306,8}{0,9 \times 13,4} \right) \times 10^{-2} = 0,11 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

\Rightarrow il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

c) **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

D'après le C.B.A.93, la condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\text{Fissuration peut nuisible } \Rightarrow \overline{\tau_u} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,67 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{4012}{30 \times 13,4 \times 100} = 0,10 \text{ Mpa} \quad [\text{BAEL91r99 /art-A.5.1,1}]$$

$$\tau_u = 0,10 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_u} = 2,67 \text{ Mpa}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne ($\alpha = 90^\circ$)

d) Section et écartement des armatures transversales :

- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_L \right) \text{ [C.B.A.93]}$$

Avec :

h : hauteur totale de la poutre.

ϕ_L : diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : largeur de la nervure.

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{15,4}{35} ; \frac{30}{10} ; 1 \right) = 0,44 \text{ cm} = 4,4 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235

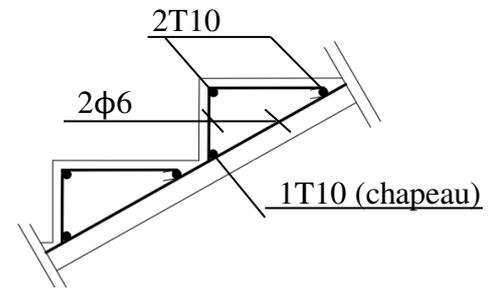


Fig IV.3.7.4 Dessin du ferrailage

Choix : $2\phi 6 \longrightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$

e) Espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times k}{0,8 \times F_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \text{ [BAEL91r99 /art-A.5.1, 311]}$$

- flexion simple $k = 1$ et [BAEL91r99 /art-A.5.1, 311]
- Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne : $\alpha = 90^\circ$

$$\sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 1,8 \text{ Mpa. [BAEL91r99 /art-A.5.1, 311]}$$

$$\text{Donc: } s_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,8 \times F_e}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow s_t \leq \frac{0,57 \times 0,8 \times 235}{30(0,10 - 0,3 \times 1,8)} = -8,12 \text{ cm} \Rightarrow \text{valeur rejetée.}$$

$$s_{t2} \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \text{ [BAEL91r99 /art-A.5.1, 22]}$$

$$s_{t2} \leq \min (0,9 \times 13,4 \text{ cm} ; 40\text{cm}) \Rightarrow s_{t2} \leq 12,06 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t \times F_e}{b_0 \times s_{t3} \times \sin \alpha} \geq 0,4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{A_t \times F_e}{b_0 \times 0,4 \times \sin \alpha} \geq s_{t3}$$

$$s_{t3} \leq \frac{0,57 \times 235}{30 \times 0,4 \times 1} = 11,16 \text{ cm} \Rightarrow s_{t3} \leq 11,16 \text{ cm}$$

$$s_t \leq \min (s_{t1} ; s_{t2} ; s_{t3}) \Rightarrow s_t \leq \min (-8,12 ; 12,06 ; 11,16) \Rightarrow s_t \leq 11,16 \text{ cm}$$

On adopte $s_t = 10 \text{ cm}$

IV.4 Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est appuyée sur les poteaux et sollicitée par les charges (réactions) provenant des volées et des paliers de repos ainsi que celle des marches porteuses.

IV4.1 Pré dimensionnement de la poutre brisée :

D'après le BAEL 91 modifié en 99 on a :

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

Avec : L : La portée de la poutre (L=3,5 m)

h : La hauteur de la poutre

b : La largeur de la poutre

$$\frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \Rightarrow 23,33 \leq h \leq 35 \text{ en prend } h=35\text{cm}$$

$$0,4 h \leq b \leq 0,8 h \Rightarrow 14 \leq b \leq 28 \text{ en prend } b=30\text{cm}$$

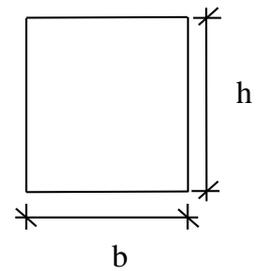


Fig IV.4.1 section de la poutre brisée

➤ **Vérification de la condition du RPA**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b = 30 > 20 \text{ cm} \\ h = 35 > 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1,16 < 4 \end{cases} \text{ Vérifiée}$$

Donc ; la section de la poutre brisée est de dimensions (30×35) cm²

❖ **Evaluation des charges :**

$$q_{eq} = \frac{q_2 \times L_2 + 2 \times q_1 \times L_1}{L_2 + 2L_1} + (g_p + g_{mur})$$

g_p et g_{mur} : poids propre de la poutre brisée et du mur respectivement.

q₁ : Charge uniformément répartie due aux réactions du palier et de la volée.

q₂ : Charge uniformément répartie due aux réactions du marches porteuses.

q_{eq} : charge equivalente sollicitant la poutre brisée.

✓ **Calcul du poids propre g_p de la poutre brisée :**

$$g_p = 0,30 \times 0,35 \times 25 = 2,625 \text{ KN/ml}$$

✓ **Calcul de la charge due au poids du mur :** $g_{mur} = G_{mur} \times \frac{h_e}{2}$

Poids du mur : G_{mur} = 2,97 KN/m² (chapitre II pré- dimensionnement).

$$\text{Hauteur libre: } h_e = 3,23 - 0,35 = 2,88 \text{ m} \Rightarrow : g_{mur} = 2,97 \times \frac{2,88}{2} = 4,277 \text{ KN/ml}$$

➤ **Combinaisons fondamentales :**

• **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$q_{1u} = R_p^u = 20,106 \text{ KN/ml}$$

$$g_p = 1,35 \times 2,625 = 3,544 \text{ KN/ml}$$

$$g_{mur} = 1,35 \times 4,277 = 5,774 \text{ KN/ml}$$

$$q_{2u} = \frac{n \times q_u \times l}{L} = \frac{4 \times 3,4886 \times 1,15}{1,20} = 13,373 \text{ KN/ml} \quad (n: \text{ nombres des marches})$$

$$q_{eq}^u = \frac{(13,373 \times 1,20) + (2 \times 20,106 \times 1,15)}{1,20 + (2 \times 1,15)} + (3,544 + 5,774) = 27,116 \text{ KN/ml}$$

$$M_0^u = \frac{q_{eq}^u \times l^2}{8} = \frac{27,116 \times 3,50^2}{8} = 41,521 \text{ KN.m}$$

- **En travée:**

$$M_t^u = 0,8 \times M_0^u = 33,217 \text{ KN.m}$$

- **En appui:**

$$M_a^u = -0,2 \times M_0^u = -8,304 \text{ KN.m}$$

• **Etat limite service (E.L.S) :**

$$q_{1s} = R_B^S = 14,501 \text{ KN/ml}$$

$$q_{2s} = \frac{n \times q_s \times l}{L} = \frac{4 \times 2,5008 \times 1,15}{1,20} = 5,753 \text{ KN/ml} \quad (n: \text{ nombres des marches})$$

$$q_{eq}^s = \frac{(5,753 \times 1,20) + (2 \times 14,501 \times 1,15)}{1,20 + (2 \times 1,15)} + (2,625 + 4,277) = 18,404 \text{ KN/ml}$$

$$M_0^s = \frac{q_{eq}^s \times l^2}{8} = \frac{18,404 \times 3,50^2}{8} = 28,181 \text{ KN.m}$$

- **En travée:**

$$M_t^s = 0,8 \times M_0^s = 22,545 \text{ KN.m}$$

- **En appui:**

$$M_a^s = -0,2 \times M_0^s = -5,636 \text{ KN.m}$$

IV.4.2 Calcul du ferrailage :

- **En appuis :**

• **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_a^u = -8,304 \text{ KN.m}$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :**

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8,304 \times 10^3}{11,33 \times 30 \times 30^2} = 0,027 < \mu_u = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\text{Donc } A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,034$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,986$$

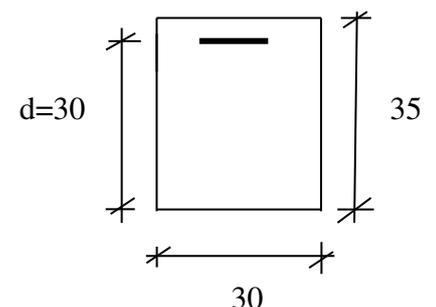


Fig.IV.4.2 : section de calcul

✓ **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{8304}{348 \times 0.986 \times 30} = 0,81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 30 \times \frac{1,8}{400} = 0,93 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 0,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 3T12 \longrightarrow A=3,39 cm²/ ml

➤ **Etat limite service (ELS) :**

$$M_a^s = -5,636 \text{ KN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ Mpa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{8,304}{5,636} = 1,47$$

$$\alpha = 0,034 \leq \frac{1,47-1}{2} + \frac{20}{100} = 0,43 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \sigma_b = 12 \text{ Mpa}$
 - Fissuration peu nuisible (Aucune vérification pour σ_s)
- $$\Rightarrow \text{les armatures calculées à ELU sont maintenues.}$$

- **En travée :**

• **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_t^u = 33,217 \text{ KN.m}$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{33,217 \times 10^3}{11,33 \times 30 \times 30^2} = 0,109 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\text{Donc } A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,144$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,942$$

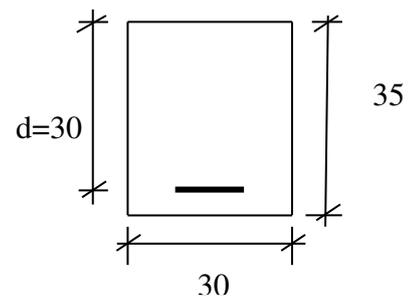


Fig.IV.4.3 : section de calcul

✓ **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{33217}{348 \times 0.942 \times 30} = 3,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 30 \times \frac{1,8}{400} = 0,93 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 3T12 \longrightarrow $A = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Etat limite service (ELS) :**

$$M_t^s = 22,545 \text{ KN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \bullet \text{ Flexion simple} \\ \bullet \text{ Section rectangulaire} \\ \bullet \text{ Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ Mpa}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{33,217}{22,545} = 1,47$

$$\alpha = 0,144 \leq \frac{1,47-1}{2} + \frac{20}{100} = 0,43 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \sigma_b = 12 \text{ Mpa}$
 - Fissuration peu nuisible
(Aucune vérification pour σ_s)
- $$\left. \begin{array}{l} \bullet \sigma_b \leq \sigma_b = 12 \text{ Mpa} \\ \bullet \text{ Fissuration peu nuisible} \\ \quad (\text{Aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à ELU sont maintenues.}$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

f) **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis:**

$$T_u^{\max} = \frac{q_{\text{eq}} \times L}{2} = \frac{27,116 \times 3,5}{2} = 47,453 \text{ KN}$$

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$a = 0,9d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

avec : $T_u = 47453 \text{ N} \leq 0,267 \times 27 \times 30 \times 20 \times 10^2 = 432540 \text{ N}$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

g) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :

$$A_l \geq \frac{V_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_l = 6,88 \geq \frac{1,15}{400} \left(47453 - \frac{33217}{0,9 \times 30} \right) \times 10^{-2} = 1,33 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

⇒ il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

h) Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

D'après le C.B.A.93, la condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow \tau_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,67 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{47453}{30 \times 30 \times 100} = 0,53 \text{ Mpa} \quad [\text{BAEL91r99 /art-A.5.1,1}]$$

$$\tau_u = 0,53 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,67 \text{ Mpa}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne ($\alpha = 90^\circ$)

i) Section et écartement des armatures transversales :

- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_L \right) \quad [\text{C.B.A.93}]$$

Avec :

h : hauteur totale de la poutre.

ϕ_L : diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : largeur de la nervure.

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{35}{35} ; \frac{30}{10} ; 1 \right) = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235

$$\text{Choix : } 2\phi 8 \longrightarrow A_t = 1,01 \text{ cm}^2$$

j) Espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times k}{0,8 \times Fe(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [\text{BAEL91r99 /art-A.5.1, 311}]$$

- flexion simple $k= 1$ et [BAEL91r99 /art-A.5.1, 311]
- Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne : $\alpha = 90^\circ$

$$\sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 1,8 \text{ Mpa.} \quad [\text{BAEL91r99 /art-A.5.1, 311}]$$

$$\text{Donc: } s_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,8 \times Fe}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow s_t \leq \frac{2,01 \times 0,8 \times 235}{30(0,53 - 0,3 \times 1,8)} = -1259,6 \text{ cm} \Rightarrow \text{valeur rejetée.}$$

$$s_{t2} \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) \quad [\text{BAEL91r99 /art-A.5.1, 22}]$$

$$s_{t2} \leq \min(0,9 \times 30 \text{ cm} ; 40\text{cm}) \Rightarrow s_{t2} \leq 27 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t \times Fe}{b_0 \times s_{t3} \times \sin \alpha} \geq 0,4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{A_t \times Fe}{b_0 \times 0,4 \times \sin \alpha} \geq s_{t3}$$

$$s_{t3} \leq \frac{2,01 \times 235}{30 \times 0,4 \times 1} = 39,36 \text{ cm} \Rightarrow s_{t3} \leq 39,36 \text{ cm}$$

$$s_t \leq \min(s_{t1}; s_{t2}; s_{t3}) \Rightarrow s_t \leq \min(-1259,6 ; 27 ; 39,36) \Rightarrow s_t \leq 27 \text{ cm}$$

On adopte $s_t=20\text{cm}$

❖ Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire [BAEL 91r 99 / B.6.5, 2] :

$$\text{a) } \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{350} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$\text{b) } \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t \text{ service}}{M_0 \text{ service}} \Rightarrow \frac{35}{350} = 0,1 > \frac{1}{10} \times \frac{22545}{28181} = 0,08 \quad \rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$\text{c) } \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{Fe} \Rightarrow \frac{6,88}{30 \times 30} = 0,007 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \rightarrow \text{condition vérifier}$$

Ces trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

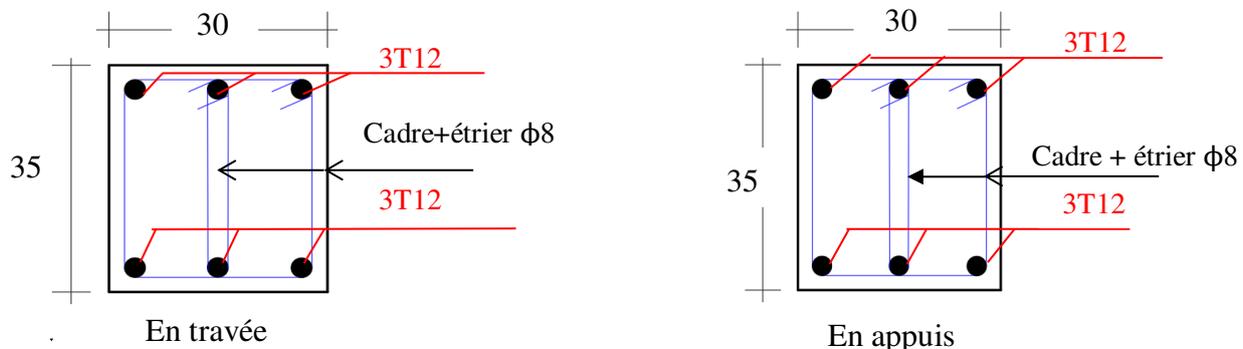


Fig.IV.4.4 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

IV.5 Etude des balcons :

Les balcons sont des dalles pleines calculées comme des consoles encastrées soumise à leurs poids propres, aux charges permanentes **G**, aux la surcharges d’exploitations **Q** et au poids propre du mur **P**.

On adopte une épaisseur de **h=15 cm**. Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

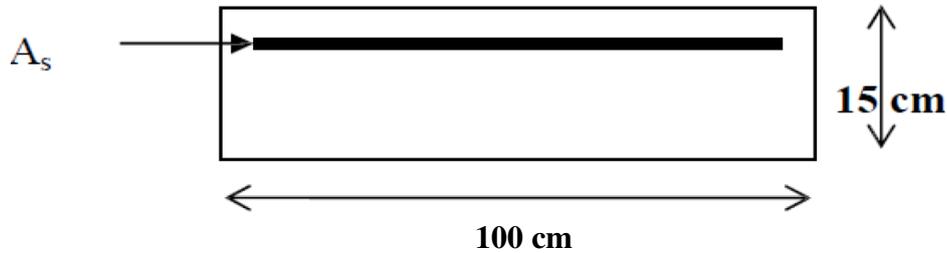


Fig.IV.5.1 : Coupe transversale d’un mètre linéaire du balcon.

IV.5.1 Types des balcons :

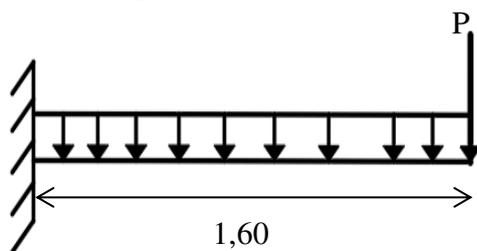


Figure IV.5.2 : schéma statique de balcon type 1

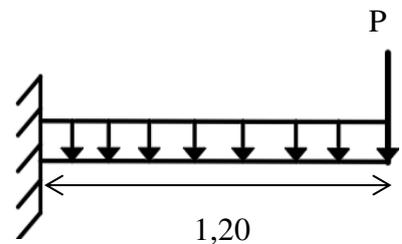


Figure IV.5.3 : schéma statique de balcon type 2

IV.5.2 Descente de charges :

➤ Charges permanentes :

Désignation	Ep (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de ciment	0,02	20	0,4
Lit de sable fin	0,02	17	0,34
Dalle en BA	0,15	25	3,75
Enduit en plâtre	0,02	18	0,36
Total			5,29

Tableau.IV.4 : charges permanentes de balcon.

Pour une bonde de 1m de largeur : $G = 5,29 \times 1 \text{ m} = 5,29 \text{ KN/ml}$

➤ **Surcharges d'exploitation :**

Balcon pour locaux à usage d'habitation : $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$

Pour une bonde de 1m de largeur : $Q = 3,50 \times 1 \text{ m} = 3,50 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul de la charge due au poids du mur :**

$$P = G_m \times h$$

Epaisseur du mur : $e = 10 \text{ cm} \Rightarrow G_m = 1,44 \text{ KN/m}^2$

Hauteur du mur : $h = 1,20 \text{ m} \Rightarrow P = 1,44 \times 1,20 = 1,728 \text{ KN/ml}$

➤ **Combinaisons fondamentales :**

• **E.L.U :**

$$Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 12,392 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35 P = 2,333 \text{ KN}$$

• **E.L.S :**

$$Q_{ser} = G + Q = 8,79 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P = 1,728 \text{ KN/m}$$

• **Balcon Type 1 :**

IV.5.3 Calcul du ferrailage:

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_u = - \left[\frac{q_u \times l^2}{2} + P_u \times l \right] = - \left[\frac{12,392 \times 1,6^2}{2} + 2,333 \times 1,6 \right]$$

$$M_u = -19,595 \text{ KN.m}$$

$$T_u = q_u \times L + p_u = 12,392 \times 1,6 + 2,333$$

$$T_u = 22,160 \text{ KN}$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :**

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,15 = 0,135 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{19,595 \times 10^3}{11,33 \times 100 \times 13,5^2} = 0,095 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\text{Donc } A' \text{ n'existe pas et } 1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.125$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha \Rightarrow \beta = 0.95$$

✓ **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{19595}{348 \times 0.981 \times 13,5} = 4,39 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

• **Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{1,8}{400} = 1,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 4,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Choix des armatures :**

$$4T12 \longrightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Choix des armatures :**

$$4T8 \longrightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

➤ **Etat limite service (ELS) :**

$$M_s = -\left[\frac{q_s \times l^2}{2} + P_s \times l \right] = -\left[\frac{8,79 \times 1,6^2}{2} + 1,728 \times 1,6 \right]$$

$$M_s = -14,016 \text{ KN.m}$$

$$T_s = q_s \times L + p_s = 8,79 \times 1,6 + 1,728$$

$$T_s = 15,792 \text{ KN}$$

• **Détermination des contraintes :**

Le calcul se fait selon les règles de C.B.A 93, la fissuration est Considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_{\text{acier}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6 \text{ (C.B.A 93 A.4.5.3)}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{acier}} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 1,8} \right)$$

$$\bar{\sigma}_{\text{acier}} = \min (266,67 ; 186,676)$$

$$\bar{\sigma}_{\text{acier}} = \mathbf{186,676 \text{ MPa}}$$

$$D = \frac{15A}{b} = \frac{15 \times 4,52}{100} = 0,678 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30Ad}{b} = \frac{30 \times 4,52 \times 13,5}{100} = 18,31 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,678 + \sqrt{0,678^2 + 18,31}$$

$$y_1 = 3,65 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + n \times A \times (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 3,65^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (13,5 - 3,65)^2$$

$$I = 8199,030 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{14016}{8199,030} = 1,709$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 1,709 \times 3,65 = \mathbf{6,24 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = \mathbf{12 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 1,709 \times (13,5 - 3,65)$$

$$\sigma_s = \mathbf{76,187 \text{ MPa}}$$

Conclusion :

- ✓ $\sigma_b = 6,24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$
 - ✓ $\sigma_s = 76,187 \text{ MPa} < \sigma_s = 186,676 \text{ MPa}$
- ⇒ Les armatures calculées à ELU seront maintenues.

• Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}^u}{b \times d} \quad [\text{BAEL91r99 / art-A.5.1,1}]$$

$$T_{\text{max}}^u = 22,160 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{22,160 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,164 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 3 \text{ Mpa} \right) = 2 \text{ Mpa} \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

- $\tau_u = 0,164 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2 \text{ Mpa}$
 - Il n'y a pas de risque de bétonnage
- ⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.5.4 Vérification de la flèche :

Avant de passer à la vérification de la flèche, on doit examiner les conditions de non vérification de la flèche par l'article B.7.5 des règles BAEL comme suit :

- a) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{160} = 0,09 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow$ condition vérifier
- b) $A_s \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 4,52 \leq \frac{4,2 \times 100 \times 13,5}{400} = 14,175 \rightarrow$ condition vérifier
- c) $L \leq 8m \Rightarrow 1,60 m < 8m \rightarrow$ condition vérifier

Puisque les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de vérification de la Flèche.

IV.5.5 Calcul du contre poids :

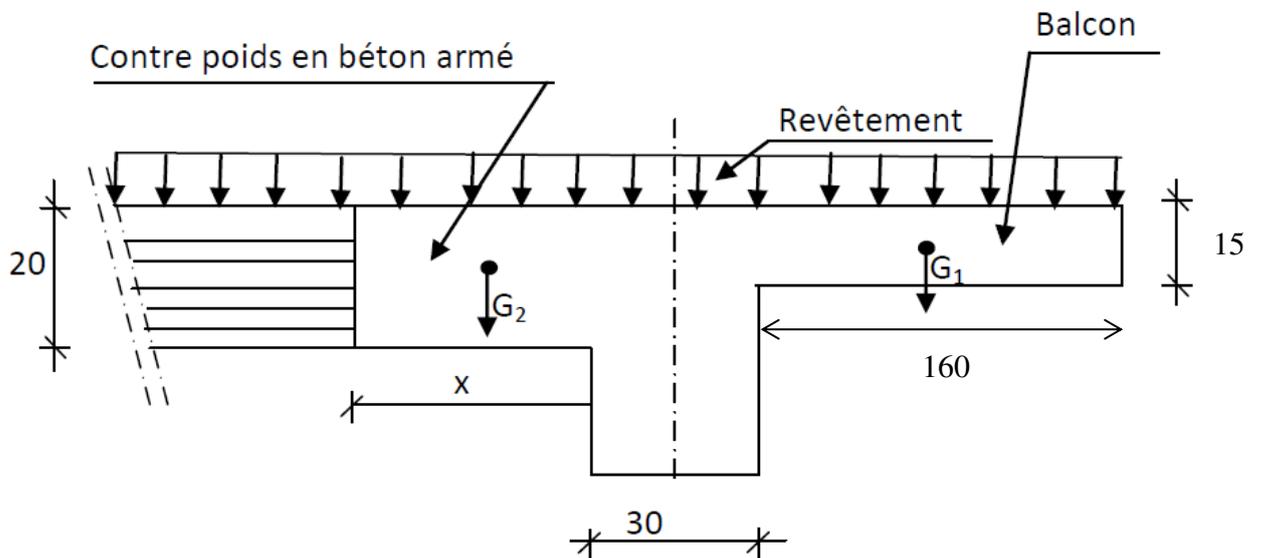


Fig.IV.5.4 : Schéma du balcon avec contre poids

➤ Poids du balcon (ep=15cm) :

$$G_1 = 0,15 \times 1,60 \times 25 \times 1 \Rightarrow G_1 = 6 \text{ KN}$$

➤ Poids de contre balancement (ep=20cm) :

$$G_2 = 0,20 \times X \times 25 \times 1 \Rightarrow G_1 = 5X \text{ KN}$$

$$G_2 = 60\% G_1 \Rightarrow 5X = 0,6 \times 6 = 3,6 \Rightarrow X = 0,72 \text{ m}$$

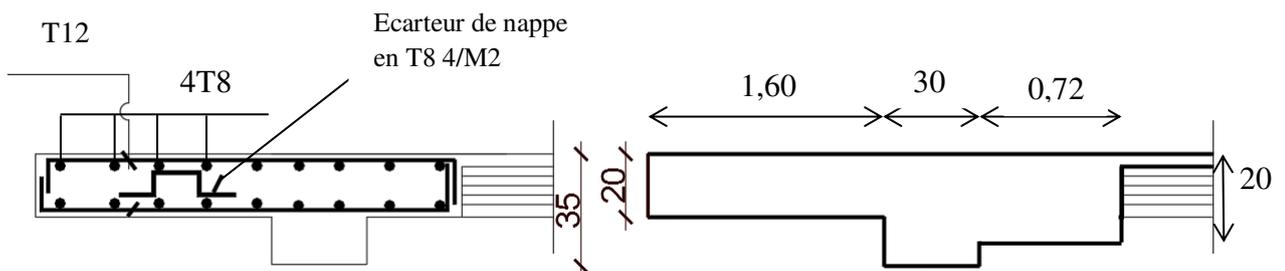


Fig.IV.5.5 : ferraillage du contre poids

- **Balcon Type 2 :**

IV.3.3 Calcul du ferrailage:

- **Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_u = -\left[\frac{q_u \times l^2}{2} + P_u \times l \right] = -\left[\frac{12,392 \times 1,2^2}{2} + 2,333 \times 1,2 \right]$$

$$M_u = -11,722 \text{ KN.m}$$

$$T_u = q_u \times L + p_u = 12,392 \times 1,2 + 2,333$$

$$T_u = 17,203 \text{ KN}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :**

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,15 = 0,135 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{11,722 \times 10^3}{11,33 \times 100 \times 13,5^2} = 0,057 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\text{Donc } A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,073$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,971$$

- ✓ **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{11722}{348 \times 0,971 \times 13,5} = 2,57 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

- **Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{1,8}{400} = 1,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 2,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$4T12 \longrightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$4T8 \longrightarrow A=2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

- **Etat limite service (ELS) :**

$$M_s = -\left[\frac{q_s \times l^2}{2} + P_s \times l \right] = -\left[\frac{8,79 \times 1,2^2}{2} + 1,728 \times 1,2 \right]$$

$$M_s = -8,402 \text{ KN.m}$$

$$T_s = q_s \times L + p_s = 8,79 \times 1,2 + 1,728$$

$$T_s = 12,276 \text{ KN}$$

- **Détermination des contraintes :**

Le calcul se fait selon les règles de C.B.A 93, la fissuration est Considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_{\text{acier}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6 \text{ (C.B.A 93 A.4.5.3)}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{acier}} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 1,8} \right)$$

$$\bar{\sigma}_{\text{acier}} = \min (266,67 ; 186,676)$$

$$\bar{\sigma}_{\text{acier}} = \mathbf{186,676 \text{ MPa}}$$

$$D = \frac{15A}{b} = \frac{15 \times 4,52}{100} = 0,678 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30Ad}{b} = \frac{30 \times 4,52 \times 13,5}{100} = 18,31 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,678 + \sqrt{0,678^2 + 18,31}$$

$$y_1 = 3,65 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + n \times A \times (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 3,65^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (13,5 - 3,65)^2$$

$$I = 8199,030 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{8402}{8199,030} = 1,025$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 1,025 \times 3,65 = \mathbf{3,74 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = \mathbf{12 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 1,025 \times (13,5 - 3,65)$$

$\sigma_s = 45,69 \text{ MPa}$

Conclusion :

- ✓ $\sigma_b = 3,74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$
 - ✓ $\sigma_s = 45,69 \text{ MPa} < \sigma_{s\text{lim}} = 186,676 \text{ MPa}$
- } \Rightarrow Les armatures calculées à ELU seront maintenues.

• **Vérification au cisaillement :**

$\tau_u = \frac{T_{max}^u}{b \times d}$ [BAEL91r99 /art-A.5.1,1]

$T_{max}^u = 17,203 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{17,203 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0.127 \text{ MPa}$

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 3 \text{ Mpa}) = 2 \text{ Mpa}$ (fissuration préjudiciable)

- $\tau_u = 0.127 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2 \text{ Mpa}$
 - Il n'y a pas de risque de bétonnage
- } \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Vérification de la flèche :**

Avant de passer à la vérification de la flèche, on doit examiner les conditions de non vérification de la flèche par l'article B.7.5 des règles BAEL comme suit :

- d) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0,125 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow$ condition vérifier
- e) $A_s \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 4,52 \leq \frac{4,2 \times 100 \times 13,5}{400} = 14,175 \rightarrow$ condition vérifier
- f) $L \leq 8\text{m} \Rightarrow 1,20 \text{ m} < 8\text{m} \rightarrow$ condition vérifier

Puisque les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de vérification de la Flèche.

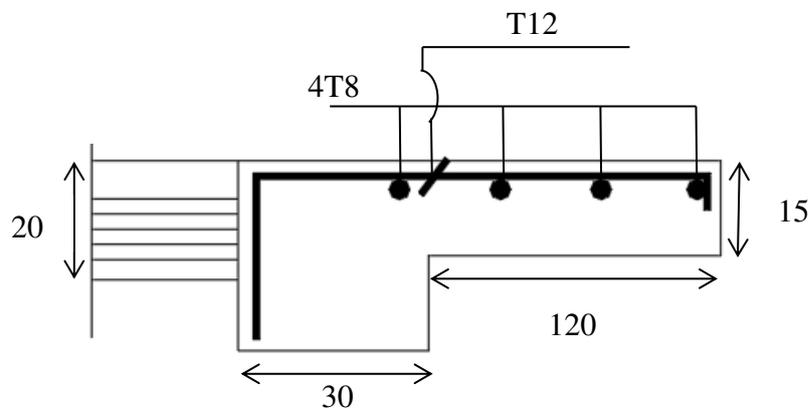


Fig.IV.5.6 : Schéma de ferrailage de balcon.

Chapitre VI. Etude des portiques

VI.1 Introduction :

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteaux) et horizontaux (poutres). L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

VI.2 Définition :

- **Poteaux :**

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis des poutres permettant de transmettre les charges de la superstructure aux fondations, ils sont sollicités à la flexion composée.

- **Poutres :**

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux Poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

VI.3 Ferrailage des portiques :

VI.3.1 Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- G : Charges permanentes ;
- Q : Charges d'exploitations ;
- E : Efforts sismiques.

❖ **Les combinaisons prises en compte sont :**

➤ Combinaisons fondamentales selon le **B.A.E.L 91 :**

- a. $1,35G+1,5Q$ ———> Etat limite ultime.
 b. $G+Q$ ———> Etat limite service.

➤ Combinaisons accidentelles selon le **RPA 99v2003 :**

- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel ETABS 2016.

VI.3.2 Ferrailage des poutres :

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales : (30×35) cm².
- Poutres secondaires : (30×30) cm².

a. Ferrailage réglementaire :

1) Recommandation du R.P.A99 (version 2003) [ART 7.5.2.1] :

➤ **Armature longitudinale :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section, donc :

- Armature minimale : 0,5% B
- Armatures maximales $\begin{cases} 4\% B \text{ en zone courante} \\ 6\% B \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$

Avec :

B : Section de la poutre

✓ Longueur de recouvrement est de 40Φ en zone I (RPA /V2003).

➤ **Armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$A_{t \min} = 0,003 \times S \times b$ **RPA99/V2003 [ART 7.5.2.2].**

Avec :

b : Largeur de la section.

S : L'espacement des armatures transversales.

- L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min \left(\frac{h}{4} ; 12\Phi \right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

2) Règlement BAEL.91 : [BAEL91r99 /art-A.4.1,1]

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$ \Rightarrow Pour les armatures tendues (BAEL91)

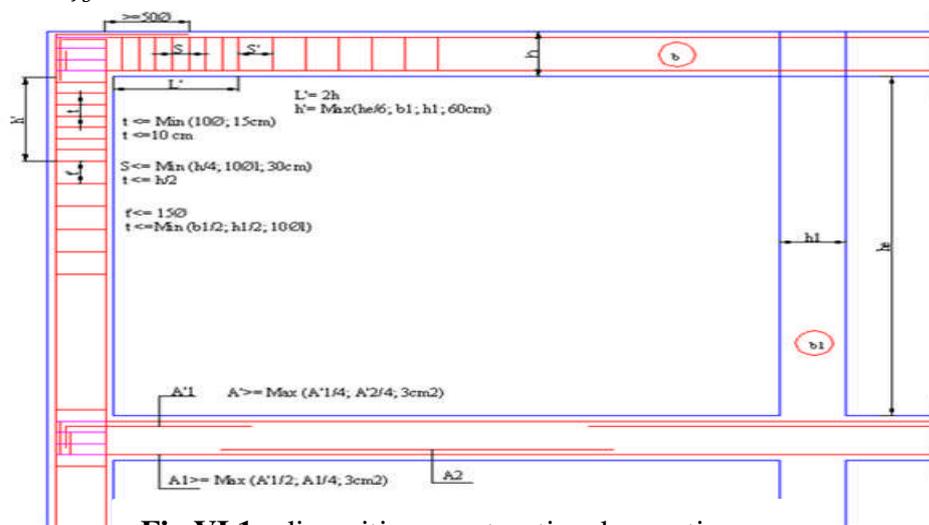


Fig.VI.1 : disposition constructive des portiques

✓ **Les sollicitations des poutres :**

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel « ETABS 2016 » on obtient les résultats suivants :

combinaisons types	Etat limite ultime [E.L.U]		Etat limite service [E.L.S]		Situation accidentelle		Efforts Tranchants T [KN]
	M _t [KN.m]	M _a [KN.m]	M _t [KN.m]	M _a [KN.m]	M _t [KN.m]	M _a [KN.m]	
moments							
Poutre principales	56,915	-71,417	39,625	-49,806	98,837	-115,318	137,565
Poutre secondaires	41,539	-52,407	29,795	-37,553	50,337	-68,531	92,164

Tableau.VI.1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants

➤ **Armatures longitudinales :**

➤ **Conditions imposées par le RPA99/V2003 :**

- Poutre principale : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$

➤ **Conditions imposées par le BAEL.91 :**

$h=35\text{cm}; b=30\text{cm}; d=0,9 \times h = 0,9 \times 35 = 31,5\text{cm}$

- Poutre principale : $A_{min} = 0,23 \times 30 \times 31,5 \times \frac{1,8}{400} = 0,98 \text{ cm}^2$
- $h=30\text{cm}; b=30\text{cm}; d=0,9 \times h = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$
- Poutre secondaire : $A_{min} = 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{1,8}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$

- **Exemple de calcul :** Poutres principales (30×35) cm²

b.1- En travée :

❖ **Situations durables et transitoire :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$M_t^u = 56,915 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :**

$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{56,915 \times 10^3}{11,33 \times 30 \times 31,5^2} = 0,169 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$

Donc A' n'existe pas et $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,233$

$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,907$

✓ **Détermination des armatures :**

$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{56915}{348 \times 0,907 \times 31,5} = 5,72 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}}) = 5,72 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Etat limite service (ELS) :**

$M_t^s = 39,625 \text{ KN.m}$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire
 - Acier FeE400
- } $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ Mpa}$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{56,915}{39,625} = 1,44$

$\alpha = 0,233 \leq \frac{1,44-1}{2} + \frac{20}{100} = 0,42 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

❖ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 12 \text{ Mpa}$
 - Fissuration peu nuisible
(Aucune vérification pour σ_s)
- } \Rightarrow les armatures calculées à ELU seront maintenues.

❖ **Situation accidentelle :**

$M_t^{acc} = 98,837 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :**

$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{98,837 \times 10^3}{11,33 \times 30 \times 31,5^2} = 0,293 < \mu_l = 0,392$ (Acier FeE400)

Donc A' n'existe pas et $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,446$

$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,822$

✓ **Détermination des armatures :**

$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{98837}{348 \times 0,822 \times 31,5} = 10,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{adoptif} = \max(A_{cal} ; A_{min} ; A_{acc}) = 10,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Choix des armatures :

4T16+ 2T14 \longrightarrow A=11,12 cm²/ ml

b.2 En appuis :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$M_a^u = -71,417 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :**

$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{71,417 \times 10^3}{11,33 \times 30 \times 31,5^2} = 0,212 < \mu_l = 0,392$ (Acier FeE400)

Donc A' n'existe pas et $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,301$

$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,879$

✓ **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{71417}{348 \times 0.301 \times 31,5} = 7,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}}) = 7,41 \text{ cm}^2/\text{ ml}$$

➤ **Etat limite service (ELS) :**

$$M_a^s = - 49,806 \text{ KN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ Mpa}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{71,417}{49,806} = 1,43$

$$\alpha = 0.301 \leq \frac{1,43-1}{2} + \frac{20}{100} = 0,42 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 12 \text{ Mpa}$
 - Fissuration peu nuisible (Aucune vérification pour σ_s)
- $$\Rightarrow \text{les armatures calculées à ELU seront maintenues.}$$

❖ **Situations accidentelles :**

$$M_a^{\text{acc}} = -115,318 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :**

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{115,318 \times 10^3}{11,33 \times 30 \times 31,5^2} = 0,342 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc A' n'existe pas et $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.547$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha \Rightarrow \beta = 0,781$$

✓ **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{115318}{348 \times 0.781 \times 31,5} = 13,47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}} ; A_{\text{acc}}) = 13,47 \text{ cm}^2/\text{ ml}$$

Choix des armatures :

$$2T16 + 3T12 \longrightarrow A = 7,41 \text{ cm}^2/\text{ ml}$$

b.3- Vérification des armatures transversales :

a) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis:

$$T_u^{\max} = 137,565 \text{ KN}$$

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$a = 0,9d = 0,9 \times 31,5 = 28,35 \text{ cm}$$

$$\text{avec : } T_u = 137565 \text{ N} \leq 0,267 \times 28,35 \times 30 \times 20 \times 10^2 = 454167 \text{ N}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

b) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d})$$

$$A_l = 13,47 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} (137656 - \frac{71417}{0,9 \times 31,5}) \times 10^{-2} = 3,89 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

⇒ il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

c) Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

D'après BAEL, la condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa}) \text{ [BAEL91r99 /art-A.5.1,21]}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa}) = 2,67 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{137656}{30 \times 31,5 \times 100} = 1,46 \text{ Mpa} \text{ [BAEL91r99 /art-A.5.1,1]}$$

$$\tau_u = 1,46 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,67 \text{ Mpa}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne ($\alpha = 90^\circ$)

d) Section et écartement des armatures transversales :

- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \min(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_L) \text{ [BAEL91r99 /art-A.5.1,22]}$$

Avec :

h : hauteur totale de la poutre.

ϕ_L : diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : largeur de la poutre.

$$\phi_t \geq \min(\frac{35}{35} ; \frac{30}{10} ; 12) = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235

$$\text{Choix : } 2\phi 8 \longrightarrow A_t = 1,01 \text{ cm}^2$$

e) **Espacement des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times k}{0,8 \times F_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [\text{BAEL91r99 /art-A.5.1, 311}]$$

- flexion simple $k = 1$ et [BAEL91r99 /art-A.5.1, 311]
- Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne : $\alpha = 90^\circ$

$$\sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 1,8 \text{ Mpa.} \quad [\text{BAEL91r99 /art-A.5.1, 311}]$$

$$\text{Donc: } s_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,8 \times F_e}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow s_t \leq \frac{1,01 \times 0,8 \times 235}{30(1,46 - 0,3 \times 1,8)} = 6,88 \text{ cm}$$

$$s_{t2} \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) \quad [\text{BAEL91r99 /art-A.5.1, 22}]$$

$$s_{t2} \leq \min(0,9 \times 31,5 \text{ cm} ; 40\text{cm}) \Rightarrow s_{t2} \leq 28,35 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t \times F_e}{b_0 \times s_{t3} \times \sin \alpha} \geq 0,4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{A_t \times F_e}{b_0 \times 0,4 \times \sin \alpha} \geq s_{t3}$$

$$s_{t3} \leq \frac{1,01 \times 235}{30 \times 0,4 \times 1} = 19,78 \text{ cm} \Rightarrow s_{t3} \leq 19,78 \text{ cm}$$

$$s_t \leq \min(s_{t1}; s_{t2}; s_{t3}) \Rightarrow s_t \leq \min(6,88 ; 28,35 ; 19,78) \Rightarrow s_t \leq 6,88 \text{ cm}$$

On adopte $s_t = 10\text{cm}$

Selon (R.P.A.99version2003) :

- Zone nodale :

$$s_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \Phi\right) = \min\left(\frac{35}{4} ; 12 \times 1,6\right) \Rightarrow s_{t4} = 10 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$s_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \Rightarrow s_{t5} = 15 \text{ cm}$$

Donc :

$s_t = 15\text{cm}$ en zone courante

$s_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale

f) **Vérification des armatures transversales :**

$$A_{t\min} = 0,003 \times S_t \times h$$

- **Zone nodale :**

$$A_{t\min} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

- **Zone courante :**

$$A_{t\min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

b.4) Longueur de recouvrement :

Selon (R.P.A.99version2003) :

$$L_r = 40 \Phi_{L_{max}} \text{ en zone I}$$

$$\Phi = 16\text{mm} \Rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \quad \text{on adopt } L_r = 65 \text{ cm}$$

$$\Phi = 14\text{mm} \Rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \quad \text{on adopt } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\Phi = 12\text{mm} \Rightarrow L_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \quad \text{on adopt } L_r = 50 \text{ cm}$$

Remarque :

Etant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est la même que celle déjà montrée ci-dessus ; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

Type des poutres		A _{min} [cm ²]		A _{cal} [cm ²]	Barres choisies	A _{cor} [cm ²]	Longueur de recouvrement [cm]
		BAEL	RPA				
Poutres principales	Appuis	0,98	5,25	13,47	4T16+4T14	14,20	65
	Travées			10,97	4T16+2T14	11,12	65
Poutres secondaires	Appuis	0,84	4,5	8,75	6T14	9,24	60
	Travées			6,05	3T14+2T12	6,88	60

Tableau.VI.2 : Tableau récapitulatif des ferrailages des poutres.

VI.3.3 Ferrailage des poteaux :

➤ **Définition :**

Les poteaux sont des éléments verticaux, constituant les éléments porteurs du système planchers - poutres par point d'appuis isolés.

➤ **Leurs rôles :**

- Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau)
- Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts horizontaux :
 - Effet du vent
 - effet de la dissymétrie des charges
 - Effet de changement de la température
 - Effet des efforts sismiques

Les poteaux sont sollicités dans deux sens (x et y) (voir fig.VII.2), ils sont calculés en fonction de l'effort normal N et ; le moment fléchissant M selon les cas suivants :

Sens y-y	Sens x-x
$M_{x \max} \rightarrow N_{corr} \rightarrow A1$	$M_{y \max} \rightarrow N_{corr} \rightarrow A4$
$N_{\max} \rightarrow M_{xcorr} \rightarrow A2$	$N_{\max} \rightarrow M_{ycorr} \rightarrow A5$
$N_{\min} \rightarrow M_{xcorr} \rightarrow A3$	$N_{\min} \rightarrow M_{ycorr} \rightarrow A6$

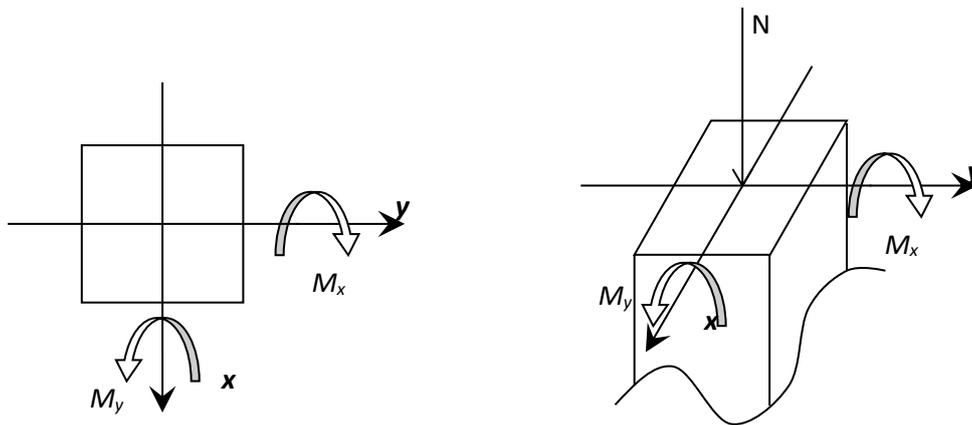
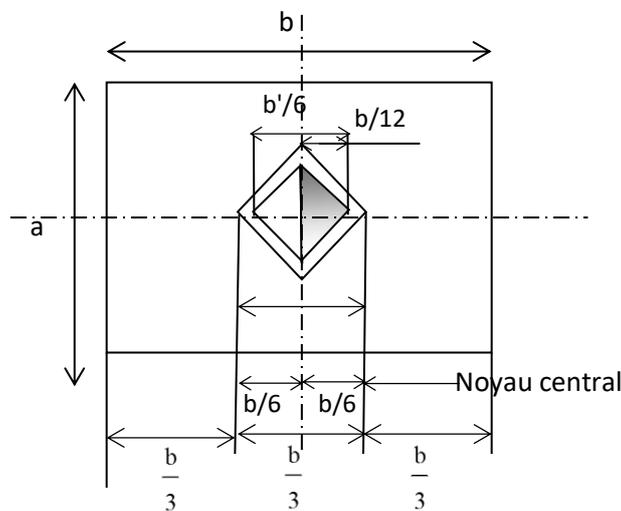


Fig. VI.2: Direction des moments et effort normal dans un poteau.

Les poteaux seront sollicités à la flexion composée selon le type de l'effort normal (N) et sa position (e_1) par rapport au noyau central de la section [C.B.A.93/B.8.2.10]



FigVI.3 : Schéma de noyau centrale

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ❖ Une section partiellement comprimée (s.p.c).
- ❖ Une section entièrement comprimée (s.e.c).
- ❖ Une section entièrement tendue (s.e.t).

• Section partiellement comprimée

- * Effort normal étant un effort de compression ; le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.
- * Effort normal étant de compression, le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et $e > b/12$

• Section entièrement comprimée

Une section est dite entièrement comprimée si le centre de pression est à l'intérieur du noyau central ($e < b/12$) de la section totale rendue homogène.

• **Section entièrement tendue :**

Une section est entièrement tendue si l'effort normal est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les deux traces d'armatures.

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel ETABS sous les combinaisons d'action suivantes : On prend le cas le plus défavorable ($1,35G+1,5Q$) pour la situation durable et ($G+Q+1,2E$) et ($0,8G\pm E$) pour la situation accidentelle. [RPA99/V2003 /ART 5.2]

➤ **Ferraillage :**

Le ferraillage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le RPA99(2003) et le BAEL91.

➤ **Les armatures longitudinales :**

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

a) **Conditions de RPA99(V2003) :** [RPA99/7.4.2.1]

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0,7% en zone I.
- Leur pourcentage maximale sera de :
 - ✓ 4% en zone courante.
 - ✓ 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - ✓ 40Φ en zone I.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - ✓ 25cm en zone I
- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
- les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :
 - ✓ $L'=2h$
 - ✓ $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\right)$ cm

Avec :

h: la hauteur de la poutre;

b et a : section d'un poteau;

h_e : la hauteur libre entre deux étages.

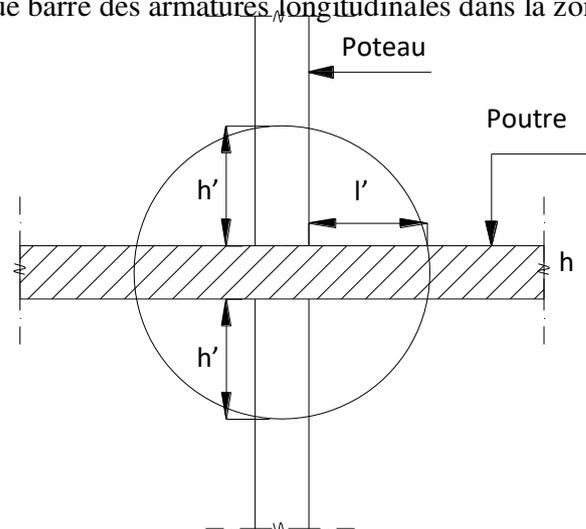


Fig.VI.4 : La zone nodale

b) Conditions de BALE 91 :

La section A_L des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

[B.A.E.L91/A.8.1,21]

- $A_L \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
 - $0,1 \% B \leq A_L \leq 4\% B$
- } Pour section entièrement comprimée.

Avec B : la section totale du poteau.

- $A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \times B$ pour une section entièrement tendue.
- Pour les sections rectangulaires, la distance maximale c de deux barres voisines doit Respecter la condition suivante :
 - $c \leq \min (b+10\text{cm} ; 40\text{cm})$
 - b : étant la petite côté du rectangle.

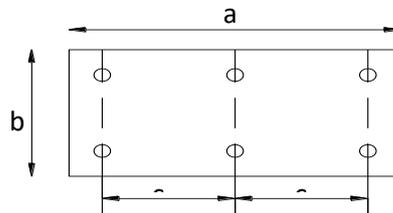


Fig.VI.5 : Espacement entre les armatures

➤ **Les armatures transversales :**

a) Conditions de RPA99 version 2003 :

Les armatures transversales des poteaux A_t sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{h \times f_e} \quad [\text{RPA99/7.4.2.2}]$$

Avec :

- T_u : Effort tranchant
- h : Hauteur totale de la section brute
- f_e : Limite élastique des armatures transversales
- ρ_a : Coefficient dépend de l'élançement géométrique λ_g
- δ_t : L'espace entre les armatures transversales.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2,5 \text{ si l'élançement géométrique } \lambda_g \geq 5. \\ \rho_a = 3,75 \text{ si l'élançement géométrique } \lambda_g < 5. \end{array} \right. \quad \text{Avec } \lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

● **Espace entre les armatures transversales δ_t :**

Dans la zone nodale :

$$\delta_t \leq \min (10 \Phi_1; 15\text{cm}) \quad (\text{zone I})$$

Dans la zone courante :

$$\delta_t \leq 15 \Phi_1 \quad (\text{zone I})$$

Φ : Diamètre des armatures longitudinales du poteau.

• **Section minimale des armatures transversales :**

$\frac{A_t}{\delta_t \times b}$ en % est donné comme suit:

Si:

✓ $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.4\%$

✓ $\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$

✓ $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ interpolation des valeurs limites précédentes avec:

λ_g : l'élanement géométrique du poteau. $\lambda_g = \left(\frac{\lambda_g}{a} \text{ ou } \frac{\lambda_f}{b} \right)$

Avec:

a et b: dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée et
 L_f : longueur du flambement.

b) Conditions de BAEL91 : [BAEL91/A.8.1.3]

- Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\varphi_t \leq \frac{1}{3} \varphi_{l \max}$$

- L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$\delta_t = \min (15\varphi_{l \min}, 40\text{cm}, b + 10\text{cm})$$

Avec :

b la plus petite dimension de la section transversale du poteau

$\varphi_{l \min}$: Le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir un minimum de trois cours des armatures transversales.

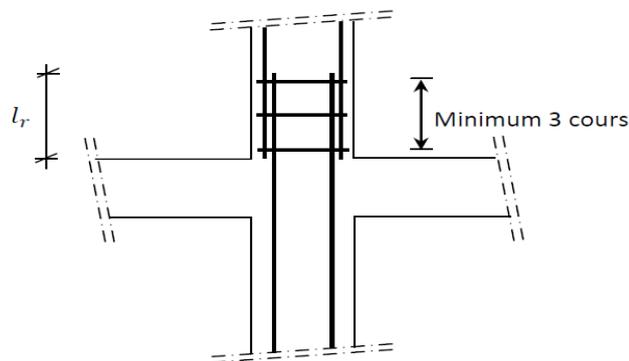


Fig VI.6 : les armatures transversales dans la zone de recouvrement

- Sollicitation de calcul :

combinaison	sollicitation	poteaux					
		55×55	50×50	45×45	40×40	35×35	30×30
E.L.U	N _{max}	-2096,5245	-1534,323	-1103,801	-712,214	-360,509	-216,641
	M _{corr}	-6,5928	-15,120	-14,351	1,552	1,384	0,176
0,8 G ± E	N _{min}	927,581	480,673	268,367	111,443	43,831	23,022
	M _{corr}	35,477	26,821	10,765	3,683	2,140	0,906
G + Q ± E	M _{max}	77,706	87,605	82,296	71,009	56,706	33,994
	N _{corr}	702,584	-316,673	-192,321	-111,740	-62,922	-87,189

Tableau VI.3. Les sollicitations de calcul.

Cas 1 :

➤ Les armatures longitudinales :

b=55 cm a= 60 cm d= 50 cm

- Les sollicitations prises en compte :

$$N = 2096,525 \text{ KN}$$

$$M = 6,593 \text{ KN.m}$$

- Position du point d'application de l'effort normal (N) :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{659,3}{2096,525} = 0,314 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{55}{12} = 4,58 \text{ cm}$$

$e_0 = 0,314 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 4,17 \text{ cm} \Rightarrow$ le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section

❖ Etat limite ultime de résistance :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_{bc}}{100 \times \sigma_s} = \frac{2096,525 \times 10^3 - 100 \times (55 \times 55) \times 11,33}{100 \times 348} = -38,24 \text{ cm}^2 \Rightarrow A'_1 = 0$$

❖ Etat limite de stabilité de forme :

➤ Longueur de flambement L_f :

$$L_f = 0,7 \times L \Rightarrow L_f = 0,7 \times 3,23 = 2,261 \text{ m}$$

L'élancement $\lambda = 4,24$ (voir tableau de vérification de la condition de flambement chapitre 2)

$$\lambda \leq \max \left[50 ; 67 \frac{e}{50} \right]$$

$$\text{Avec : } 67 \frac{e}{50} = 67 \frac{0,314}{50} = 0,42$$

$$\lambda = 4,24 \leq \max [50 ; 0,42] = 50 \Rightarrow \text{compression excentrée}$$

\Rightarrow la section sera calculée en flexion composée sous les sollicitations majorées suivantes :

$$N'_1 = N' \times \alpha_1$$

$$M' = N'_1 \times (e_0 + e_a)$$

$$e_1 = e + e_a$$

1) Excentricité de premier ordre : [BAEL 91 r99/art A.4.3,5]

$$e_1 = \frac{M}{N} + e_a$$

2) Excentricité additionnelle : [BAEL 91 r99/art A.4.3, 5]

$$e_a = \max \left[2\text{cm} ; \frac{l_0}{250} \right] = \max \left[2\text{cm} ; \frac{323}{250} \right]$$

$$e_a = \max [2 ; 0,93] = 2\text{cm}$$

$$e = 0,31\text{cm}$$

$$\alpha_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{4,24}{35} \right)^2 \Rightarrow \alpha_1 = 1,003$$

$$e_1 = 0,31 + 2 \Rightarrow e_1 = 2,31 \text{ cm}$$

$$N'_1 = 2096,525 \times 1,003 = 2102,815 \text{ KN}$$

$$M' = 2102,815 \times (2,31) \times 10^{-2} = 48,575 \text{ KN.m}$$

• Position du point d'application de l'effort normal (N'_1) :

$$e_1 = \frac{M'}{N'_1} = \frac{4857,5}{2102,815} = 2,31 \text{ cm}$$

$$e_1 = 2,31 < \frac{h}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

\Rightarrow l'effort normal de compression N'_1 se trouve à l'intérieure de la section

✓ Vérification si la section est entièrement comprimée :

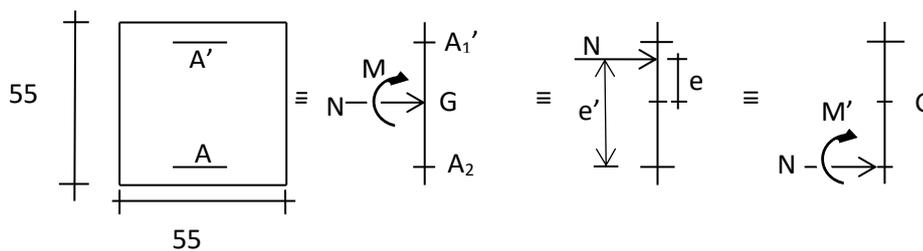


Fig. VI.7 : schéma des sollicitations de calcul.

$$\underbrace{(0,337 h - 0,81 \times c_1) \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M'_1}_{(II)}$$

✓ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M'_1 = M' + N'_1 \left(d - \frac{h}{2} \right) = 48,575 + 2102,815 \times \left(0,495 - \frac{0,55}{2} \right)$$

$$M'_1 = 511,194 \text{ KN.m}$$

$$(I) = (0,337 \times 55 - 0,81 \times 4) \times 11,33 \times 55 \times 55 = 524209,4 \text{ N.m} = \mathbf{524,209 \text{ KN.m}}$$

$$(II) = 2102,815 \times (0,495 - 0,04) - 511,194 = \mathbf{445,587 \text{ KN.m}}$$

(I) = 524,209 KN.m \geq (II) = 445,587 KN.m \Rightarrow la section est partiellement comprimée

- **Calcul des armatures en flexion simple :**
- ✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{511,194 \times 10^3}{11,33 \times 55 \times 49,5^2} = 0,335 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc A' n'existe pas et $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,531$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,787$$

- ✓ **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M'_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{511194}{348 \times 0,787 \times 49,5} = 37,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 37,71 - \frac{2096524,4}{100 \times 348} = -22,53 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

- ✓ **Combinaison accidentelle : (G + Q ± E ; 0,8 G ± E)**

2^{ème} Cas :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$$

- **Les sollicitations prises en compte :**

$$N = 927,581 \text{ KN}$$

$$M = 35,477 \text{ KN.m}$$

- **Position du point d'application de l'effort normal (N) :**

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{3547,7}{927,581} = 3,82 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{55}{12} = 4,58 \text{ cm}$$

$e_0 = 3,82 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 4,17 \text{ cm} \Rightarrow$ le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section

- ❖ **Etat limite ultime de résistance :**

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_{bc}}{100 \times \sigma_s} = \frac{927,581 \times 10^3 - 100 \times (55 \times 55) \times 14,78}{100 \times 400} = -88,58 \text{ cm}^2 \Rightarrow A'_1 = 0$$

- ❖ **Etat limite de stabilité de forme :**

➤ Longueur de flambement L_f :

$$L_f = 0,7 \times L \Rightarrow L_f = 0,7 \times 3,23 = 2,261 \text{ m}$$

L'élancement $\lambda = 4,24$ (voir tableau de vérification de la condition de flambement chapitre 2)

$$\lambda \leq \max \left[50 ; 67 \frac{e}{50} \right]$$

$$\text{Avec : } 67 \frac{e}{50} = 67 \frac{3,82}{50} = 5,12$$

$$\lambda = 4,24 \leq \max [50 ; 5,12] = 50 \Rightarrow \text{compression excentrée}$$

⇒ la section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$N'_1 = N' \times \alpha_1$$

$$M' = N'_1 \times (e_0 + e_a)$$

$$e_1 = e + e_a$$

1) Excentricité de premier ordre: [BAEL 91 r99/art A.4.3,5]

$$e_1 = \frac{M}{N} + e_a$$

2) Excentricité additionnelle: [BAEL 91 r99/art A.4.3, 5]

$$e_a = \max [2\text{cm} ; \frac{l_0}{250}] = \max [2\text{cm} ; \frac{323}{250}]$$

$$e_a = \max [2 ; 0,93] = 2\text{cm}$$

$$e = 3,82\text{ cm}$$

$$e_1 = 3,82 + 2 \Rightarrow e_1 = 5,82\text{ cm}$$

$$\alpha_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{4,24}{35}\right)^2 \Rightarrow \alpha_1 = 1,003$$

$$N'_1 = 927,581 \times 1,003 = 930,364\text{ KN}$$

$$M' = 930,364 \times (5,82) \times 10^{-2} = 54,147\text{ KN.m}$$

• **Position du point d'application de l'effort normal (N'₁) :**

$$e_1 = \frac{M'}{N'_1} = \frac{54,147}{930,364} = 5,82\text{ cm}$$

$$e_1 = 5,82 < \frac{h}{2} = 27,5\text{ cm}$$

⇒ l'effort normal de compression N'₁ se trouve à l'intérieure de la section

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

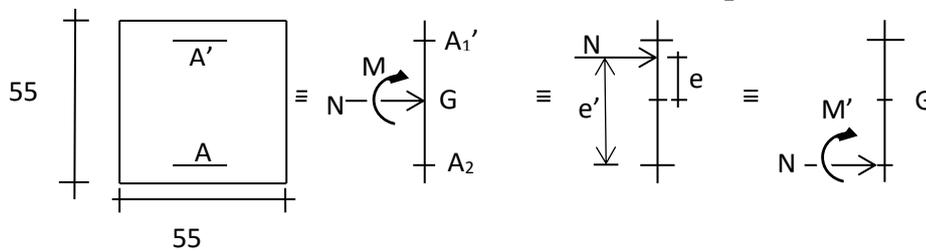


Fig. VI.8 : schéma des sollicitations de calcul.

$$\underbrace{(0,337 h - 0,81 \times c_1) \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M'_1}_{(II)}$$

✓ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M'_1 = M' + N'_1 \left(d - \frac{h}{2}\right) = 54,147 + 930,364 \times \left(0,495 - \frac{0,55}{2}\right)$$

$$M'_1 = 258,827\text{ KN.m}$$

$$(I) = (0,337 \times 55 - 0,81 \times 4) \times 14,78 \times 55 \times 55 = 683831,80\text{ N.m} = \mathbf{683,832\text{ KN.m}}$$

$$(II) = 930,364 \times (0,495 - 0,04) - 258,827 = \mathbf{164,489\text{ KN.m}}$$

(I) = 683,832 KN.m ≥ (II) = 164,489 KN.m ⇒ la section est partiellement comprimée

- **Calcul des armatures en flexion simple :**
- ✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{258,827 \times 10^3}{14,78 \times 55 \times 49,5^2} = 0,130 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc A' n'existe pas et $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,175$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,930$$

- ✓ **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M'_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{253827}{400 \times 0,930 \times 49,5} = 14,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 14,06 - \frac{927581}{100 \times 400} = -9,13 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

3^{ème} Cas :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$$

- **Les sollicitations prises en compte :**

$$N = 702,584 \text{ KN}$$

$$M = 77,706 \text{ KN.m}$$

- **Position du point d'application de l'effort normal (N) :**

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{7770,6}{927,581} = 11,06 \text{ cm} > \frac{h}{12} = \frac{55}{12} = 4,58 \text{ cm}$$

$e_0 = 11,06 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 4,58 \text{ cm} \Rightarrow$ l'effort normal de compression se trouve à l'extérieur de la section

\Rightarrow la section est partiellement comprimée, donc le calcul se ramène au calcul en flexion simple avec

un moment fictif $M_f = N \times e'$

$$e' = e_1 + (d - \frac{h}{2}) = 11,06 + 22 = 33,06$$

$$M_f = 702,584 \times 33,06 \times 10^{-2} = 232,274 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des armatures en flexion simple :**

- ✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{232,274 \times 10^3}{14,78 \times 55 \times 49,5^2} = 0,117 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc A' n'existe pas et $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,156$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,938$$

✓ **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M'_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{232274}{400 \times 0,938 \times 49,5} = 12,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 12,51 - \frac{927581}{100 \times 400} = -10,68 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

a) Armatures minimales :

✓ **Condition imposée par le RPA99/V2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = 0,7\% (b \cdot h) = 0,007 \times 55 \times 55 = 21,18 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 4\% (b \cdot h) = 0,004 \times 55 \times 55 = 12,10 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 6\% (b \cdot h) = 0,006 \times 55 \times 55 = 18,15 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right.$$

✓ **Condition imposée par le B.A.E.L 99:**

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \times b \times h}{100} ; \frac{8(b+h)}{100} \right]$$

$$A_{\min} = \max [6,05 \text{ cm}^2 ; 8,8 \text{ cm}^2] \Rightarrow A_{\min} = 8,8 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$$A_{\text{cal}} = \max (A_{\text{ELU}} ; A_{\text{ACC}}) = 13,61 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{RPA}} = 21,18 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{CBA}} = 8,8 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\text{RPA}} ; A_{\text{CBA}}) = 21,18 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures:**

$$6T20+2T14 \longrightarrow A = 22,87 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à l'état limite de service :**

$$N_{\max} = 1513,923 \text{ KN} \quad M_{\text{corr}} = 4,747 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{474,7}{1513,923} = 0,31 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 4,58 \text{ cm} \Rightarrow \text{Compression centrée}$$

Donc le calcul à l'E.L.S n'est pas nécessaire

b) Vérification de l'effort tranchant :

D'après le fichier de résultats ETABS 2017 :

$$T_{\max} = 33,026 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{33026}{55 \times 49,5 \times 100} = 0,12 \text{ Mpa} \quad [\text{BAEL91r99 /art-A.5.1,1}]$$

Fissuration peut nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}) = 2,67 \text{ Mpa}$ [BAEL91r99 /art-A.5.1,21]

$\tau_u = 0,12 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,67 \text{ Mpa} \Rightarrow$ Condition vérifié

\Rightarrow Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

Poteaux (cm)		T _{max} [Kn]	τ_u [Mpa]	$\bar{\tau}_u$ [Mpa]	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
b	h				
55	55	33,026	0,12	2,67	Condition vérifié
50	50	24,427	0,11	2,67	Condition vérifié
45	45	25,213	0,14	2,67	Condition vérifié
40	40	24,928	0,17	2,67	Condition vérifié
35	35	22,203	0,20	2,67	Condition vérifié
30	30	22,291	0,28	2,67	Condition vérifié

Tableau VI.4 : vérification des contraintes de cisaillement (selon BAEL.91)

➤ **Diamètre des armatures transversales :**

- Suivant les règles BAEL91/A.8.1.3

$$\Phi \geq \frac{\Phi_{Lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

Donc on prendra $\Phi = 8\text{mm}$ avec une nuance d'acier FeE235 mm

➤ **Espacement des armatures transversales :**

- Suivant les règles BAEL 91

$$t \leq \min(15\Phi_{Lmin}; 40 \text{ cm}; b+10\text{cm})$$

$$t \leq \min(15 \times 1,2; 40\text{cm}; 65) = 18 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow t = 15\text{cm}$$

- D'après les règles RPA 99/V2003 : (zone I)

➤ **Zone nodale :**

$$t \leq \min(10\Phi_{Lmin}; 15\text{cm}) = \min(10 \times 1,2; 15) = 12\text{cm}$$

$$\Rightarrow t = 10\text{cm}$$

➤ **Zone courant :**

$$t \leq 15\Phi_{Lmin} = 15 \times 1,2 = 18\text{cm}$$

$$\Rightarrow t = 15 \text{ cm}$$

- Armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{h \times f_e} \quad [\text{RPA99/7.4.2.2}] \quad \Rightarrow A_t \geq \frac{\delta_t \times \rho_a \times T_u}{h \times f_e}$$

δ_t : est en fonction de λg

λ_g : l'élanement géométrique du poteau. $\lambda_g = \left(\frac{\lambda_g}{a} \text{ ou } \frac{\lambda_f}{b} \right)$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{226,1}{55} = 4,11 < 5$$

$\rho_a = 3,75$ si l'élanement géométrique $\lambda_g < 5$.

$\lambda_g = 4,11$ si $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ interpolation des valeurs limites précédentes

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,3\% \times b \times \delta_t = 0,003 \times 55 \times 10 = 1,65 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,8\% \times b \times \delta_t = 0,008 \times 55 \times 10 = 4,4 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{10 \times 3,75 \times 102151}{55 \times 400 \times 100} = 1,74 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On prend : } A_t = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

• **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2h = 2 \times 55 = 110 \text{ cm}$$

$$L' = 110 \text{ cm}$$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \right) = \max \left(\frac{323}{6} ; 55 ; 55 ; 60 \right)$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

• **Longueur de recouvrement:**

$$L_r = 40 \Phi_{L_{\max}}$$

$$\Phi_{L_{\max}} = 2 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

$$\Phi_{L_{\max}} = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 65 \text{ cm}$$

$$\Phi_{L_{\max}} = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\Phi_{L_{\max}} = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 50 \text{ cm}$$

Remarque:

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que Précédemment; et le ferrillage sera résumé dans le tableau suivant :

poteaux	A _{cal} [cm ²]			A _{cal} = max(A ₁ , A ₂ , A ₃) [cm ²]
	A ₁	A ₂	A ₃	
55×55	A<0	13,61	13,20	13,61
50×50	A<0	7,68	0,95	7,68
45×45	A<0	4,01	2,86	4,01
40×40	A<0	1,68	3,80	3,80
35×35	A<0	0,73	4,02	4,02
30×30	A<0	0,44	2,77	2,77

Tableau.VI.5 : calcul des armatures pour les différents poteaux

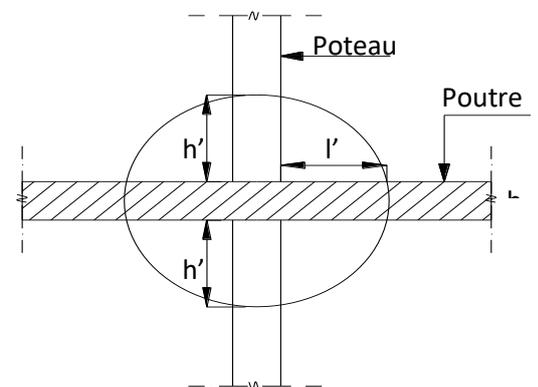


Fig.VI.9. La zone nodale

section	A _{cal} [cm ²]	A _{min} [cm ²]		Ferrailage	A [cm ²]	Longueur de recouvrement[cm]
		RPA	BAEL			
55×55	13,61	21,18	8,8	6T20+2T16	22,87	80
50×50	7,68	17,5	8	4T20+4T14	18,73	80
45×45	4,01	14,18	7,2	4T16+4T14	14,20	65
40×40	3,80	11,20	6,4	6T14+2T12	11,50	60
35×35	4,02	8,58	5,6	4T14+4T12	10,68	60
30×30	2,77	6,30	4,8	8T12	9,05	50

Tableau.VI.6: Tableau récapitulatif des ferrailages des poteaux

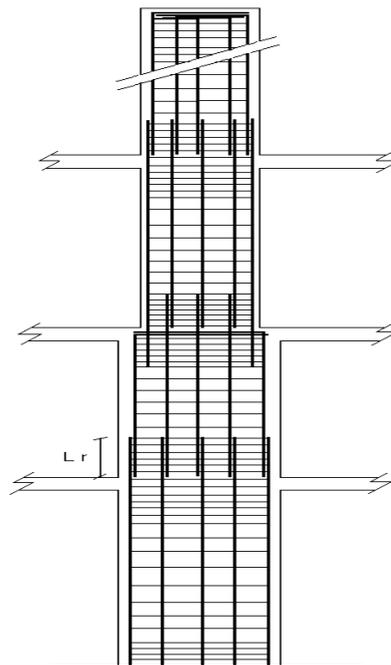


Fig.VI.10 : Coupe en élévation et détail de ferrailage des poteaux

VI.4 Schéma de ferrailage :

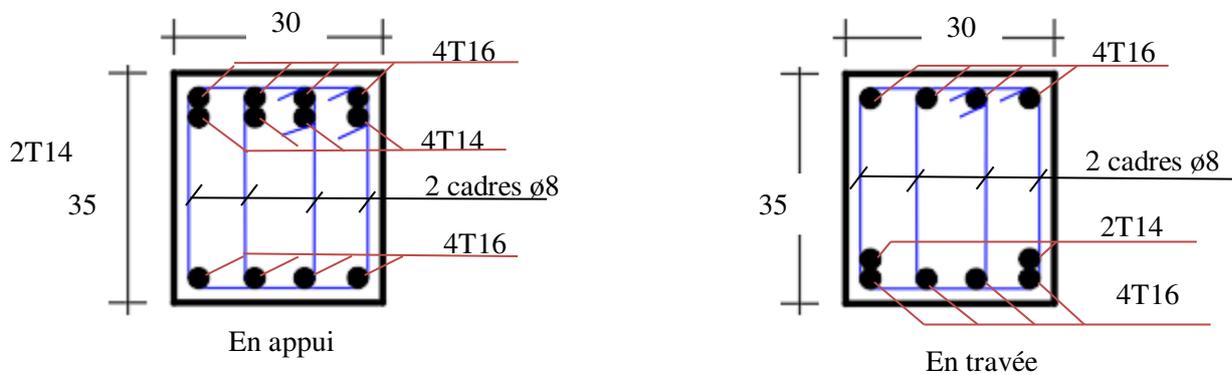


Fig. VII.2.12 : Ferrailage de la poutre principale en travée et en appui.

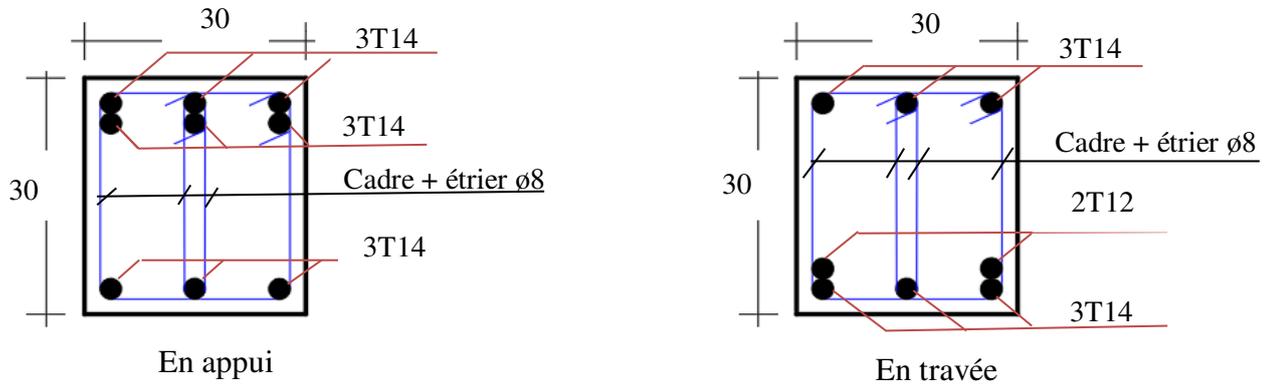


Fig.VI.10 : Ferrailage de la poutre secondaire en travée et en appui.

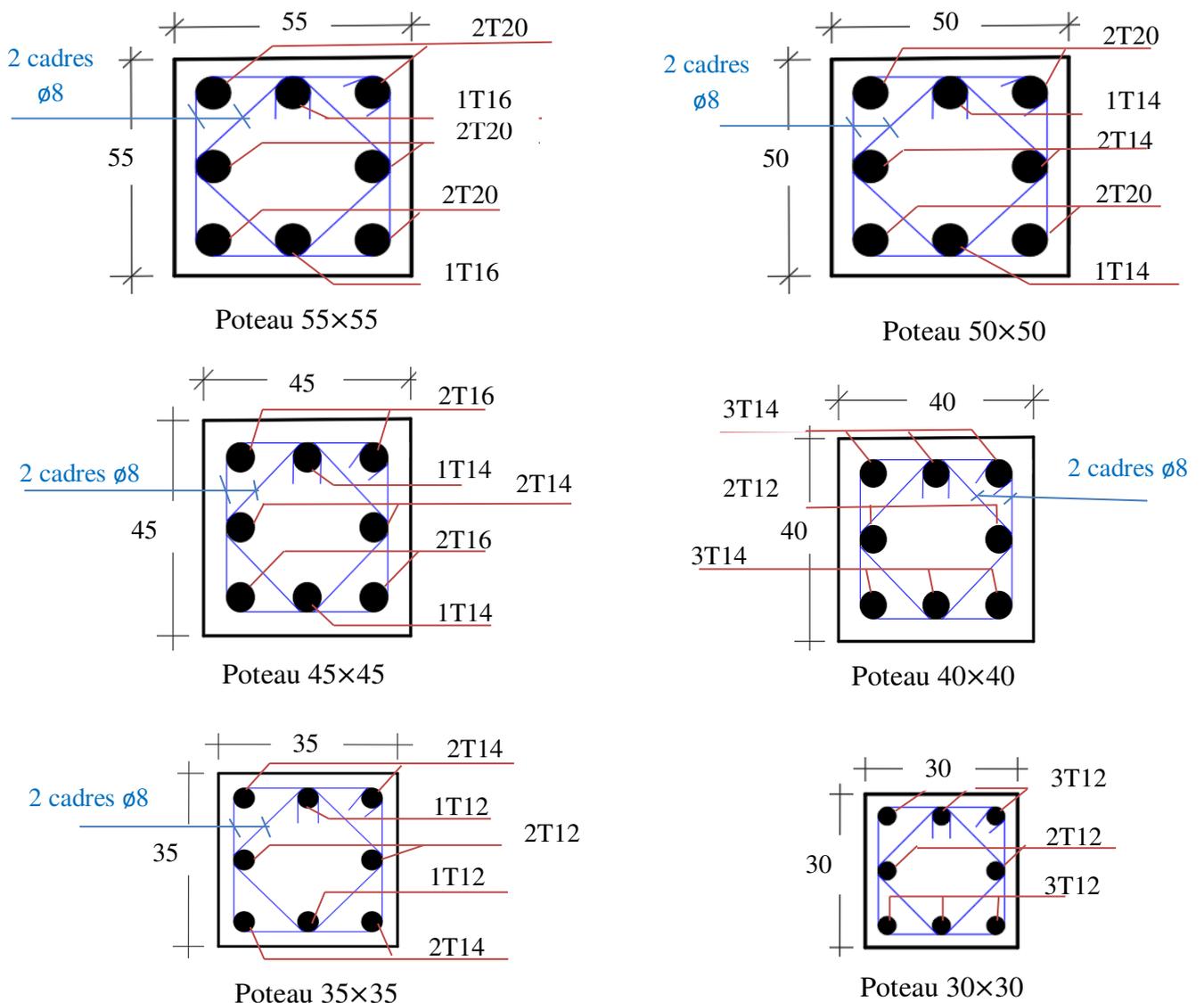


Fig. VI.11 : Ferrailage des poteaux

Chapitre VII. Etude des voiles

VII.1 Introduction :

Les voiles sont des éléments verticaux en béton armé assurant essentiellement la transmission des charges et des surcharges aux fondations et sont chargées de reprendre les efforts horizontaux dus au séisme.

Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

- Voile de contreventement
- Voile périphérique

VII.2 Ferrailage des voiles de contreventement :

Selon l'article [7.7.4 de RPA99 version 2003], le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTR-B.C.-2.41 "CBA93 ") si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Satisfaction des conditions de dimensionnement fixées en [RPA99version 2003/7.7.1] (voir chapitre II) ;
- Les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales.

Pour notre structure, les deux conditions précédentes sont satisfaites, par la suite on devra disposer les ferrailages suivants:

- Des aciers verticaux ;
- Des aciers horizontaux. [RPA99/7.7.4]

Les sollicitations de calcul seront calculées sous les combinaisons d'actions suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$
 - $G + Q \pm E$
 - $0,8G \pm E$
- } [RPA99/V.5.2]

Les voiles seront calculées en flexion composée avec effort tranchant. Leurs ferrailages sont composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

VII.2.1 les armatures verticales [RPA99/7.7.4.1]:

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

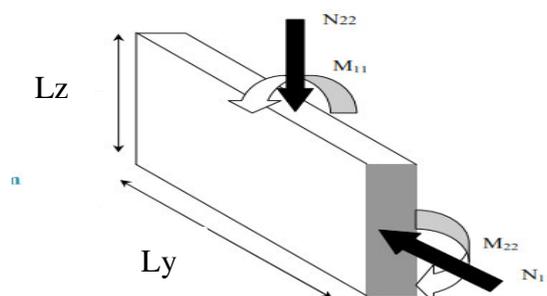


Fig VII.1 : les sollicitations de calcul d'un voile

- Sens x-x :
 $N_z ; M_x (N_{11} ; M_{22}) \Rightarrow$ section des armatures verticales à l'extrémité du voile .
- Sens y-y :
 $N_z ; M_y (N_{22} ; M_{11}) \Rightarrow$ section des armatures verticales parallèle au parement du voile.
- **Condition du RPA99 (version 2003/7.7.4.1 :**
 - **Les armatures minimales :**
 - L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de **0.20%** de la section horizontale du béton tendu.
 - A chacune des extrémités du voile $\longrightarrow A_v \geq 4HA10$
 - Si des efforts de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
 - Les barres verticales du derniers niveau doivent être munies de crochets à 90° au niveau de la partie supérieur, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
 - **Espacement des barres verticales :**
 - ✓ $S = \min (1,5 \times e; 30 \text{ cm})$ en zone courante.
 - ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

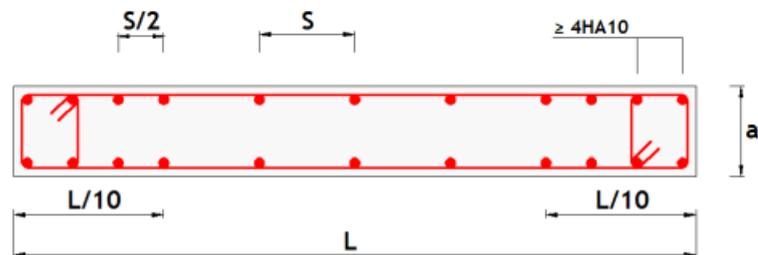


Fig VII.2 : disposition des armatures verticales dans les voiles

VII.2.2 les armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times k}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec : $k=1$; $\gamma_s=1$

- **Disposition des armatures : [RPA99/2003]**
 - ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
 - ✓ Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .
 - ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être liées avec au moins 4 épingles par 1 m^2 , dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
 - ✓ Les longueurs de recouvrement doit être égales à :
 - 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20 Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les
- Combinaisons possibles de charges.

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10%

❖ **Ferraillage des voiles :**

Le ferraillage des voiles se fera sous les sollicitations verticales et horizontales.

Les contraintes extrêmes au niveau des abouts du voiles sont calculé suivante le principe de Navier-Bernoulli comme suit :

$$\begin{cases} \sigma_a = \frac{N}{S} + \frac{M \times V}{I} \\ \sigma_b = \frac{N}{S} - \frac{M \times V}{I} \end{cases}$$

- N : Effort normal appliqué.
- M : Moment fléchissant du voile.
- A : Section transversale du voile.
- V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.
- I : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

✓ **Description relative aux armatures des voiles :**

Pour la section des voiles en flexion composée, on procédera de la manière suivante :

- 1- Détermination des sollicitations suivant le sens considéré.
- 2- Détermination de la nature de la section.

En flexion composée trois cas peuvent se présenter suivant la position de l'axe neutre qui peut passer soit entre les armatures, soit en dehors des armatures.

- Soit entièrement tendue (SET)
- Soit partiellement comprimée (SPC)
- Soit entièrement comprimée (SEC)

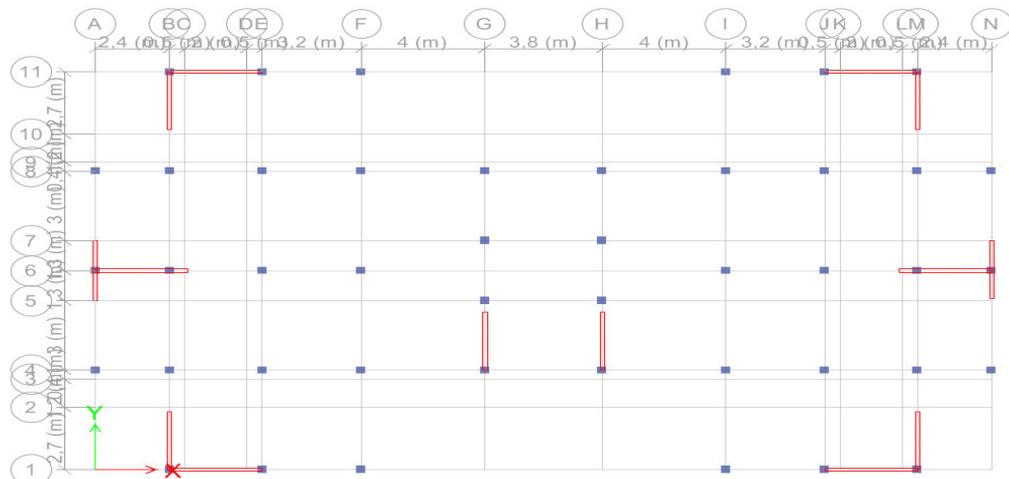


Fig VII.3 : Représentation des voiles.

VII.2.3 Exemple de calcul : (voile d'épaisseur 15 cm)

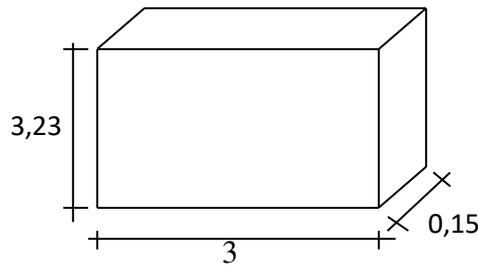


Fig VII.4: voile le plus défavorables

Calcul des armatures verticales :

Les sollicitation sont données par ETABS et sont représentées sur le tableau si dessous :

Sens x-x' :

Types	comb	N _{max}	M _{corr}	comb	N _{min}	M _{corr}	comb	M _{max}	N _{corr}
1	GQEX	- 751,207	-633,534	08GEX	-47,325	635,791	08GEX	642,971	-47,747
2	GQEX	-1360	-493,289	08GEX	-109,358	103,428	GQEX	-493,289	-1360

Tableau.VII.1 : Sollicitations max de calcul dans les voiles à x-x'

Sens y-y' :

Types	comb	N _{max}	M _{corr}	comb	N _{min}	M _{corr}	comb	M _{max}	N _{corr}
1	ELU	-1486,275	1,416	08GEY	317,470	0,492	ELU	2,397	-1424,654

Tableau.VII.2 : Sollicitations max de calcul dans les voiles à y-y'

➤ Calcul de ferrailage :

✓ Sens x-x :

• Cas 1 :

$$\begin{cases} N_{max} = - 1360 \text{ KN (compression)} \\ M_{corr} = - 493,289 \text{ kn.m (Combinaison G+Q } \pm Ex) \end{cases}$$

La section de calcul est de dimensions (15×350) cm

b =15cm ; h=300 cm

c =10 cm ; d=290 cm

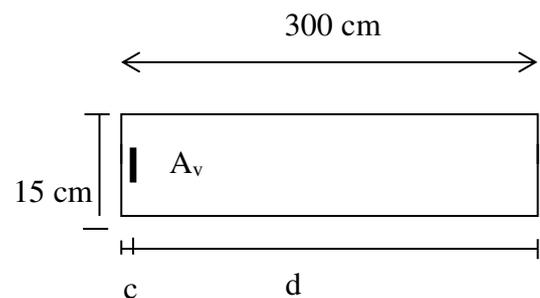


Fig VII.5 : section de calcul

➤ Détermination la nature de la section du voile :

• Calcul des contraintes :

$$I = \frac{0,15 \times 3^3}{12} = 0,338 \text{ m}^3$$

$$S = 0,15 \times 3 = 0,45 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{3}{2} = 1,5 \text{ m}$$

$$\sigma_a = \frac{N}{S} + \frac{M \times V}{I} = \frac{-1360}{0,45} + \frac{493,289 \times 1,5}{0,338}$$

$$\sigma_a = -833,069 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{N}{S} - \frac{M \times V}{I} = \frac{-1360}{0,45} - \frac{493,289 \times 1,5}{0,338}$$

$$\sigma_b = -5211,375 \text{ KN/m}^2$$

σ_a et σ_b sont des signe négatif on aura une **section entièrement tendue (SET)**.

- **Calcul longueur tendue L_t :**

Dans le cas on a deux contraintes de traction longueur tendue [L_t] est égale à ($L=3,50$)

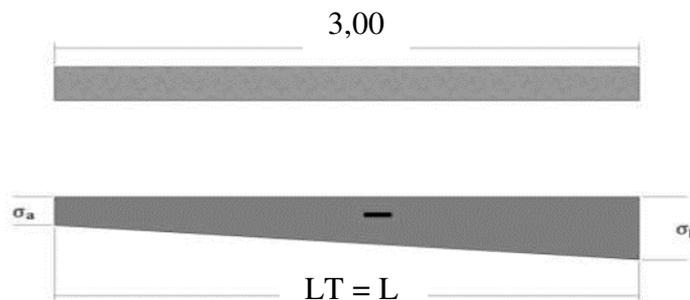


Fig VII.6 : Section entièrement tendue

- **Armature minimale :**

$A_{RPA} = 0,20\% \times b \times L_t$ (A_{min} en zone tendue par le **RPA 99/7.7.4.1**).

$$A_{RPA} = 0,002 \times 15 \times 300 = 9 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 0,15\% \times b \times L$ (A_{min} en zone globale du voile par le **RPA99/7.7.4.3**).

$$A_{min} = 0,0015 \times 15 \times 300 = 6,75 \text{ cm}^2$$

3,50

$$A = \max (A_{RPA} ; A_{min}) = 9 \text{ cm}^2$$

- **Cas 2 :**

$$\begin{cases} N_z = -47,325 \\ M_x = 635,791 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **Détermination la nature de la section du voile :**

- **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \times V}{I} = \frac{-47,325}{0,45} + \frac{635,791 \times 1,5}{0,338}$$

$$\sigma_a = 2717,189 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \times V}{I} = \frac{-47,325}{0,45} - \frac{635,791 \times 1,5}{0,338}$$

$$\sigma_b = - 2926,724 \text{ KN/m}^2$$

σ_a et σ_b sont des signe contraire on aura une **section partiellement comprimée (SPC)**.

- **Calcul longueur tendue L_t :**

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue [L_t]

En utilisant les triangles semblables :

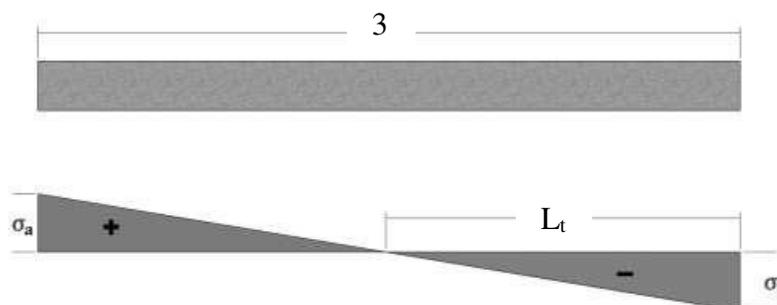


Fig VII.7 : Section partiellement comprimée

$$L_t = L \frac{\sigma_b}{\sigma_a + \sigma_b} = \frac{2926,724 \times 3}{2717,189 + 2926,724}$$

$$L_t = 1,56 \text{ m}$$

- **Armature minimale :**

$A_{RPA} = 0,20\% \times b \times L_t$ (A_{min} en zone tendue par le **RPA 99/7.7.4.1**).

$$A_{RPA} = 0,002 \times 15 \times 156 = 4,68 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{min} = 0,15\% \times b \times L$ (A_{min} en zone globale du voile par le **RPA99/7.7.4.3**).

$$A_{min} = 0,0015 \times 15 \times 300 = 6,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max (A_{RPA} ; A_{min}) = 6,75 \text{ cm}^2$$

- **Cas 3 :**

$$\begin{cases} M_{max} = 642,971 \text{ KN.m} \\ N_{corr} = -47,747 \text{ KN (compression)} \end{cases}$$

- **Détermination la nature de la section du voile :**

- **Calcul des contraintes :**

$$I = \frac{0,15 \times 3,5^3}{12} = 0,536 \text{ m}^3$$

$$S = 0,15 \times 3,5 = 0,525 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{3,5}{2} = 1,75 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \times V}{I} = \frac{-47,325}{0,45} + \frac{642,971 \times 1,5}{0,338}$$

$$\sigma_a = 1694,192 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \times V}{I} = \frac{-47,325}{0,45} - \frac{642,971 \times 1,5}{0,338}$$

$$\sigma_b = -2958,588 \text{ KN/m}^2$$

σ_a et σ_b sont des signe contraire on aura une **section partiellement comprimée (SPC)**.

- **Calcul longueur tendue L_t :**

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue [L_t]

En utilisant les triangles semblables :

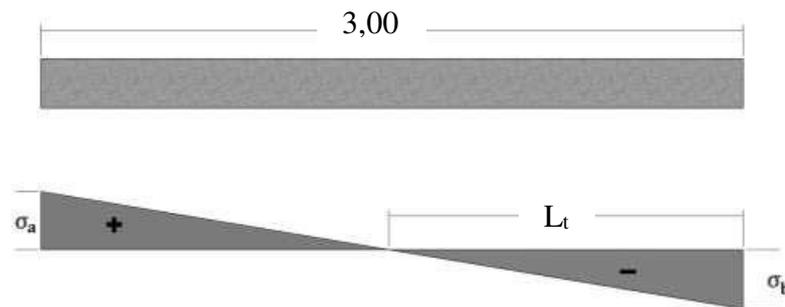


Fig VII.8 : Section partiellement comprimée

$$L_t = L \frac{\sigma_b}{\sigma_a + \sigma_b} = \frac{2958,588 \times 3,00}{1694,192 + 2958,588}$$

$$L_t = 1,91 \text{ m}$$

- **Armature minimale :**

$A_{RPA} = 0,20\% \times b \times L_t$ (A_{min} en zone tendue par le **RPA 99/7.7.4.1**).

$$A_{RPA} = 0,002 \times 15 \times 191 = 5,73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{min} = 0,15\% \times b \times L$ (A_{min} en zone globale du voile par le **RPA99/7.7.4.3**).

$$A_{min} = 0,0015 \times 15 \times 300 = 6,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{RPA}; A_{min}) = 6,75 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A = 9 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{face}$$

Choix des armatures : 5T10 \longrightarrow 3,93cm²/ml

Sens y-y' :

✓ Sens y-y' :

• Cas 1 :

$$\begin{cases} N_{\max} = - 1486,275 \text{ KN (compression)} \\ M_{\text{corr}} = 1,416 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La section de calcul est de dimensions (15×250) cm

b =250cm ; h=15cm

c =10 cm ; d=240cm

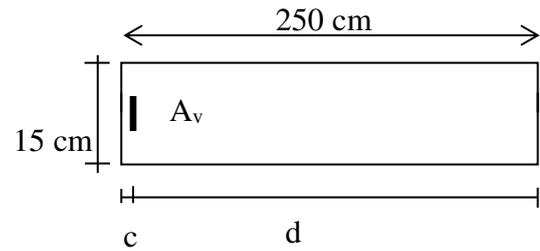


Fig VII.9 : section de calcul

➤ Détermination la nature de la section du voile :

• Calcul des contraintes :

$$I = \frac{0,15 \times 2,5^3}{12} = 0,195 \text{ m}^3$$

$$S = 0,15 \times 2,5 = 0,375 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{2,5}{2} = 1,25 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \times V}{I} = \frac{-1486,275}{0,375} + \frac{1,486 \times 1,25}{0,195}$$

$$\sigma_a = - 3953,874 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \times V}{I} = \frac{-1486,275}{0,375} - \frac{1,486 \times 1,25}{0,195}$$

$$\sigma_b = - 3972,926 \text{ Kn/m}^2$$

σ_a et σ_b sont des signe négatif on aura une **section entièrement tendue (SET)**.

• Calcul longueur tendue L_t :

Dans le cas on a deux contraintes de traction longueur tendue [L_t] est égale à ($L=2,50$)

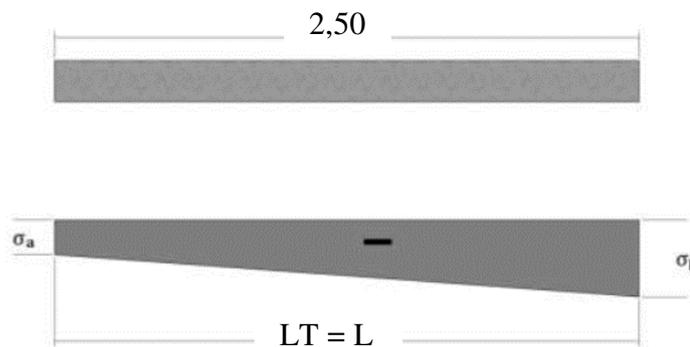


Fig VII.10 : Section entièrement tendue

- **Armature minimale :**

$A_{RPA} = 0,20\% \times b \times L_t$ (A_{min} en zone tendue par le **RPA 99/7.7.4.1**).

$$A_{RPA} = 0,002 \times 15 \times 250 = 7,5 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 0,15\% \times b \times L$ (A_{min} en zone globale du voile par le **RPA99/7.7.4.3**).

$$A_{min} = 0,0015 \times 15 \times 250 = 5,63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{RPA}; A_{min}) = 7,5 \text{ cm}^2$$

- **Cas 2 :**

$$\begin{cases} N_{min} = 317,470 \\ M_{corr} = 0,492 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **Détermination la nature de la section du voile :**

- **Calcul des contraintes :**

$$I = \frac{0,15 \times 2,5^3}{12} = 0,195 \text{ m}^3$$

$$S = 0,15 \times 2,5 = 0,375 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{2,5}{2} = 1,25 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \times V}{I} = \frac{317,470}{0,375} + \frac{0,492 \times 1,25}{0,195}$$

$$\sigma_a = 849,741 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \times V}{I} = \frac{317,470}{0,375} - \frac{0,492 \times 1,25}{0,195}$$

$$\sigma_b = -843,433 \text{ KN/m}^2$$

σ_a et σ_b sont des signe contraire on aura une **section partiellement comprimée (SPC)**.

- **Calcul longueur tendue L_t :**

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue [L_t]

En utilisant les triangles semblables :

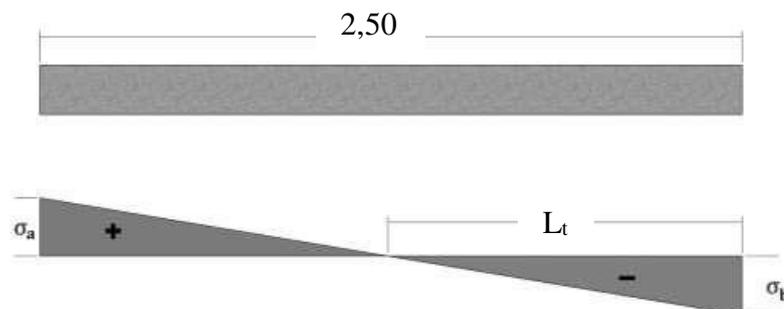


Fig VII.11 : Section partiellement comprimée

$$L_t = L \frac{\sigma_b}{\sigma_a + \sigma_b} = \frac{843,433 \times 2,50}{849,741 + 843,433}$$

$$L_t = 1,25 \text{ m}$$

- **Armature minimale :**

$$A_{RPA} = 0,20\% \times b \times L_t \text{ (} A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA 99/7.7.4.1).}$$

$$A_{RPA} = 0,002 \times 15 \times 125 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 0,15\% \times b \times L \text{ (} A_{\min} \text{ en zone globale du voile par le RPA 99/7.7.4.3).}$$

$$A_{\min} = 0,0015 \times 15 \times 250 = 5,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max (A_{RPA} ; A_{\min}) = 5,63 \text{ cm}^2$$

- **Cas 3 :**

$$\begin{cases} M_{\max} = 2,397 \text{ kN.m} \\ N_{\text{corr}} = -1424,654 \end{cases}$$

- **Détermination la nature de la section du voile :**

- **Calcul des contraintes :**

$$I = \frac{0,15 \times 2,5^3}{12} = 0,195 \text{ m}^3$$

$$S = 0,15 \times 2,5 = 0,375 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{2,5}{2} = 1,25 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \times V}{I} = \frac{-1424,654}{0,375} + \frac{2,397 \times 1,25}{0,195}$$

$$\sigma_a = -3783,712 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \times V}{I} = \frac{-1424,654}{0,375} - \frac{2,397 \times 1,25}{0,195}$$

$$\sigma_b = -3814,443 \text{ Kn/m}^2$$

σ_a et σ_b sont des signe négatif on aura une **section entièrement tendue (SET)**.

- **Calcul longueur tendue L_t :**

Dans le cas on a deux contraintes de traction longueur tendue [L_t] est égale à ($L=2,50$)

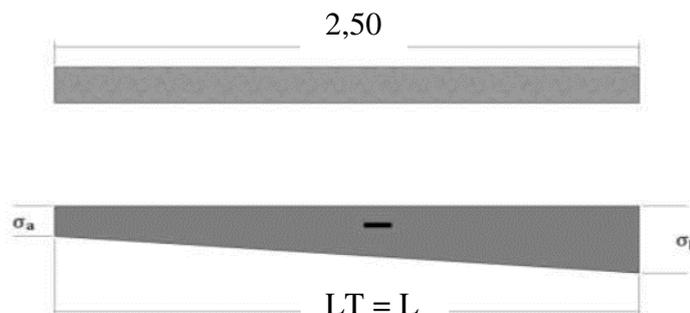


Figure VII.12 : Section entièrement tendue

- **Armature minimale :**

$A_{RPA} = 0,20\% \times b \times L_t$ (A_{min} en zone tendue par le **RPA 99/7.7.4.1**).

$$A_{RPA} = 0,002 \times 15 \times 250 = 7,5 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 0,15\% \times b \times L$ (A_{min} en zone globale du voile par le **RPA 99/7.7.4.3**).

$$A_{min} = 0,0015 \times 15 \times 250 = 5,63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{RPA} ; A_{min}) = 7,5 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A = 7,5 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{face}$$

Choix des armatures : 5T10 \longrightarrow 3,93cm²/ml

Le choix des armatures :

Sens x-x : les armatures verticales : 5T10 /m_L

Sens y-y : les armatures horizontales : 5T10 /m_L

- **Espacement minimale des barres verticales et horizontales :**

- ✓ **Dans la zone courante :**

$$St \leq \min (1,5a; 30\text{cm}) \text{ [RPA]} \Rightarrow St \leq \min (1,5 \times 15; 30\text{cm})$$

$$St \leq \min (22,5; 30\text{cm}) \Rightarrow St \leq 22,5 \text{ cm}$$

$$St \leq \min (2a; 33\text{cm}) \text{ [BAEL]} \Rightarrow St \leq \min (2 \times 15; 33\text{cm})$$

$$St \leq \min (30; 33\text{cm}) \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

$St \leq \min (S_{tRPA} ; S_{tBAEL}) \Rightarrow St \leq 22,5 \text{ cm}$, alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que $St \leq 22,5 \text{ cm}$

Donc on adopte un espacement : **$S_t = 20\text{cm}$** .

- ✓ **Dans la zone nodale :**

$$S_t' \leq \frac{S_t}{2} \Rightarrow S_t' \leq \frac{20}{2} = 10 \text{ cm} \Rightarrow S_t' = 10 \text{ cm}$$

- **Vérification des contraintes de cisaillement : [RPA 99/7.7.2] $\tau_u \leq \tau_b$**

$$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0,2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{e \times d} ; \overline{V} = 1,4 \times V$$

Avec :

e : épaisseur du linteau ou du voile

d : hauteur utile = 0,9h

h : hauteur totale de la section brute (h est soit la hauteur du linteau soit la longueur du voile/trumeau).

On vérifie avec l'effort tranchant maximum Donné par ETABS.

$$V = 476,89\text{KN}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 476890}{15 \times (0,9 \times 350) \times 100} = 1,41\text{Mpa} \leq \tau_b = 0,2 \times 20 = 4\text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifié}$$

sens	types	V [KN]	$\bar{V} = 1,4 \times V$ [KN]	τ_b [Mpa]	$\bar{\tau}_b$ [Mpa]	Observation
x-x	1	293,621	411,069	0,87	4	Condition vérifié
	2	476,89	667,646	1,41	4	Condition vérifié
y-y	1	293,766	411,272	1,22	4	Condition vérifié

Tableau VII.3 : vérification de la contrainte

IX.7.3. Dessin du ferrailage :

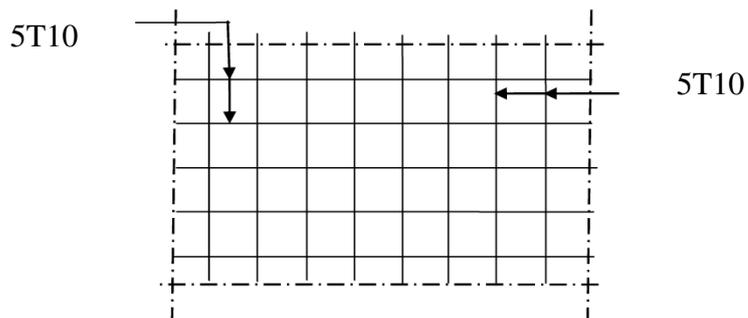


Fig VII.13 : disposition du ferrailage transversale du voile.

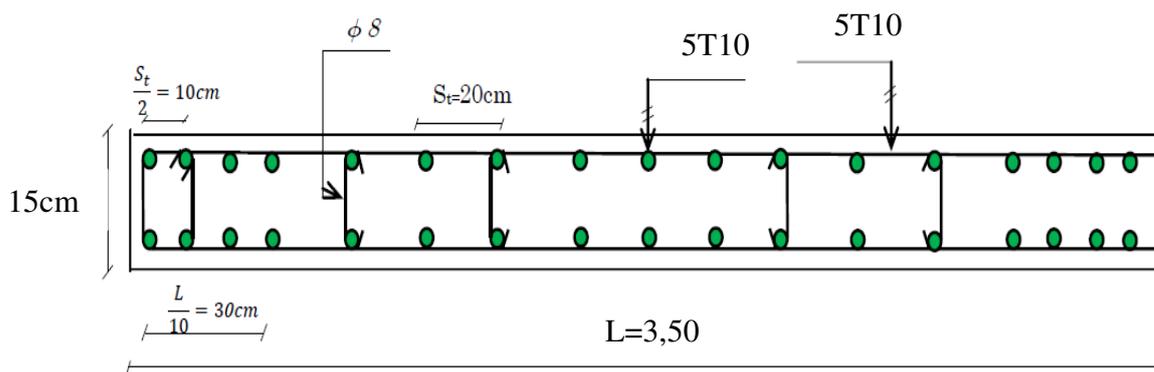


Fig VII.14 : dispositions du ferrailage longitudinale du voile.

Remarque :

D'après le **RPA 99v2003** le ferrailage sera fait en double nappes qui doivent être reliées avec au moins 4 épingle par mètre carré et dans chaque nappe les barres horizontales doivent être disposés vers l'extérieure.

VII.3 Ferrailages des linteaux

- **Premier cas : $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$:**

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V) On devra disposer :

- des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
- des aciers transversaux (A_t)
- des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c)

a) Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$$

Avec : $z = h - 2d'$

où : h : hauteur totale du linteau

d' : distance d'enrobage

M: moment dû à l'effort tranchant ($\bar{V} = 1.4 V_{u \text{ calcul}}$)

b) Aciers transversaux :

1/ Premier sous cas : linteaux longs ($\lambda_g = \frac{L}{h} > 1$)

$$\text{on a : } s \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{\bar{V}}$$

Où s = espacement des cours d'armatures transversales.

A_t = section d'un cours d'armatures transversales

$z = h - 2d'$

\bar{V} = effort tranchant dans la section considérée

L = portée du linteau

2/ deuxième sous cas : linteaux courts ($\lambda_g \leq 1$)

$$\text{on doit avoir : } S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot l}{V + A_t \cdot f_e}$$

Avec : $V = \min (V_1, V_2)$

$V_2 = 2V_u \text{ Calcul}$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec : M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} et calculés par :

$$M_c = A_l f_e z$$

avec : $z = h - 2d'$ (voir figure 8)

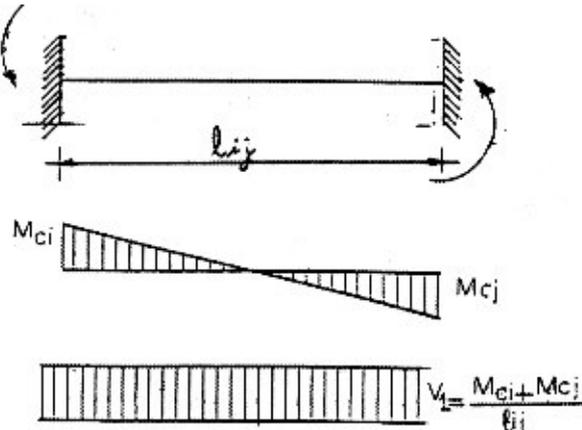


Fig. VII.15 : moments résistants ultimes et effort tranchant

- Deuxième cas : $\tau_b > 0,06 f_{c28}$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement (voir figure 7.11) Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule : $A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$

Avec : $\text{tg} \alpha = \frac{h - 2d'}{l}$

Et : $V = V$ calcul (sans majoration)

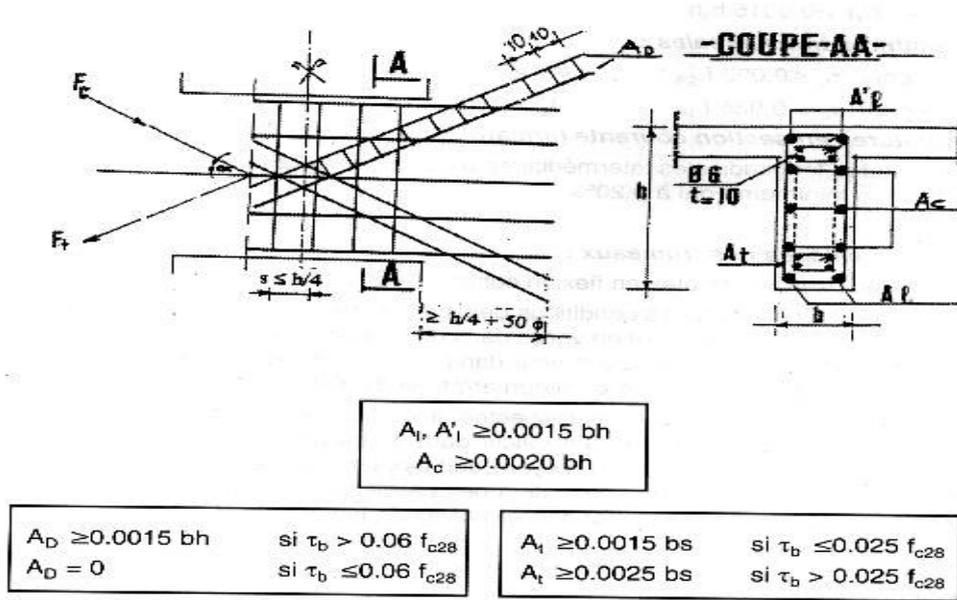


Fig VII.16 : disposition des armatures

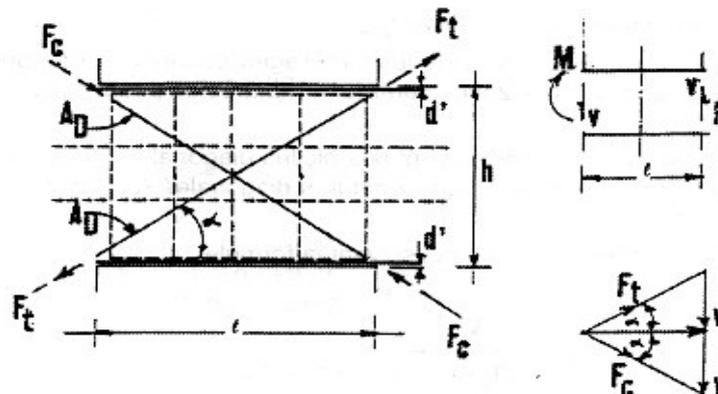


Fig. VII.17 : Efforts dans les bielles du linteau

Ferraillage minimal : (voir Fig. VIII -9)

a) Armatures longitudinales :

$$(A_1, A_1') \geq 0,0015.b.h \quad (0,15\%)$$

b) Armatures transversales :

pour $\tau_b \leq 0,025 f_{c28}$: $A_t \geq 0,0015.b.s \quad (0,15\%)$

pour $\tau_b > 0,025 f_{c28}$: $A_t > 0,0025.b.s \quad (0,25\%)$

c) Armatures en section courante (armatures de peau)

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%.

➤ **Exemple de calcul :**

$$\tau_b = \frac{V}{e \times d} = \frac{1,4 \times 293,621 \times 10^3}{20 \times 180 \times 100} = 1,14 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 1,14 \text{ Mpa} < 0,06 \times f_{c28} = 1,2 \text{ Mpa} \Rightarrow 1^{\text{er}} \text{ cas}$$

1) **Armatures longitudinales :**

$$A_L = \frac{M}{Z \times f_e} \quad \text{avec: } Z = h - 2d' = 0,8h$$

$$Z = 0,8 \times 200 = 160 \text{ cm}$$

$$A_L = \frac{411069}{160 \times 400} = 6,42 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures :**

$$9T10 \longrightarrow 7,07 \text{ cm}^2$$

2) **Armatures transversales :**

Suivant RPA99V2003 : $S \leq \frac{h}{4} = \frac{200}{4} = 50 \text{ cm}$

On choisit $S = 20 \text{ cm}$

$$\tau_b = 1,14 \text{ Mpa} > 0,025 f_{c28} = 0,5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0,0025 \times b \times S = 0,0025 \times 20 \times 20 = 1 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures:**

$$2 \phi 8 \longrightarrow 1,01 \text{ cm}^2$$

3) **Armatures diagonales:**

$$\tau_b = 1,14 \text{ Mpa} < 0,06 \times f_{c28} = 1,2 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow A_D = 0 \text{ cm}^2$$

4) **Determination des armatures en partie courante :**

$$A_c \geq 0,0025 \times b \times h = 0,0025 \times 20 \times 200 = 10 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures:**

$$13T10 \longrightarrow 10,21 \text{ cm}^2$$

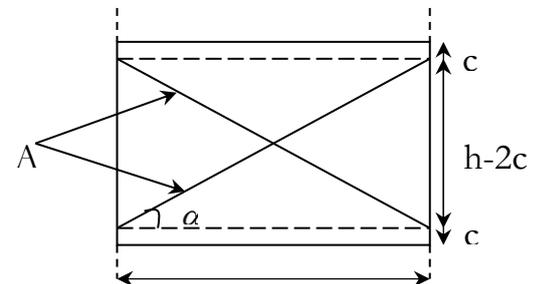


Fig. VII.18 - Armatures diagonales des linteaux

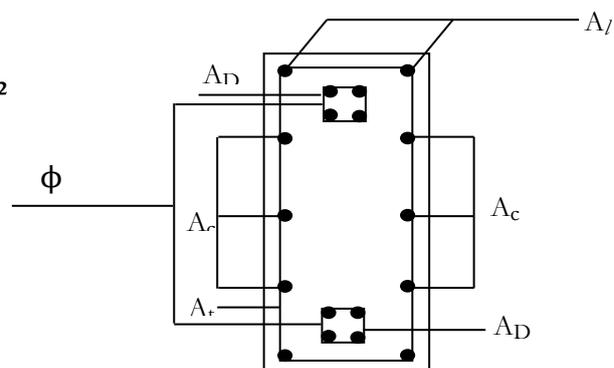


Fig. VIII.19 Disposition des armatures du linteau

VII.4 Etude des voiles périphériques

Selon le R.P.A 99 articles 10.1.2, Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- épaisseur $\geq 15\text{cm}$
- les armatures sont constituées de deux nappes
- le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical)
- les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante

VII.4. 1 : Détermination des sollicitations :

- calcul de l'effort N :

$$P_{pr} = \gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3.$$

$$V_b = h \times e \times 1 \text{ ml} = 3,23 \times 0,15 \times 1 = 0,485 \text{ m}^3.$$

$$P_{pr} = 25 \times 0,485 = 12,125 \text{ KN}.$$

- **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$N = 1,35 \times 12,125 = 16,369 \text{ KN}$$

- **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$N = P_{pr} = 12,125 \text{ KN}.$$

- a) **Calcul de la poussée de terre :**

$$\sigma = K_a \times \gamma \times h$$

Avec :

φ : Angle de frottement interne du sol en (Deg) ;

δ : Angle de frottement mur-sol en (Deg) ;

γ : Poids volumique du sol en (KN/m^3) ;

K: Coefficient dû aux surcharges obtenues à partir de la table de Caquot et Kristel ;

σ : La contrainte de la poussée des terres en (KN/m^2) ;

q : une charge uniformément répartie en (KN/m^2).

$$\text{Avec : } \delta = \frac{2}{3} \varphi ; \varphi = 35^\circ$$

$$\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$K_a = 0,247$$

Calcul des contraintes :

Pour $h = 0$:

$$\sigma_0 = 0 \text{ KN/m}^2$$

Pour $h = 3,23$:

$$\sigma_{3,23} = 0,247 \times 17 \times 3,23 = 13,563 \text{ KN/m}^2$$

$$q = \frac{\sigma_0 + \sigma_{3,23}}{2} = \frac{0 + 13,563}{2}$$

$$q = 6,78 \text{ KN/m}^2$$

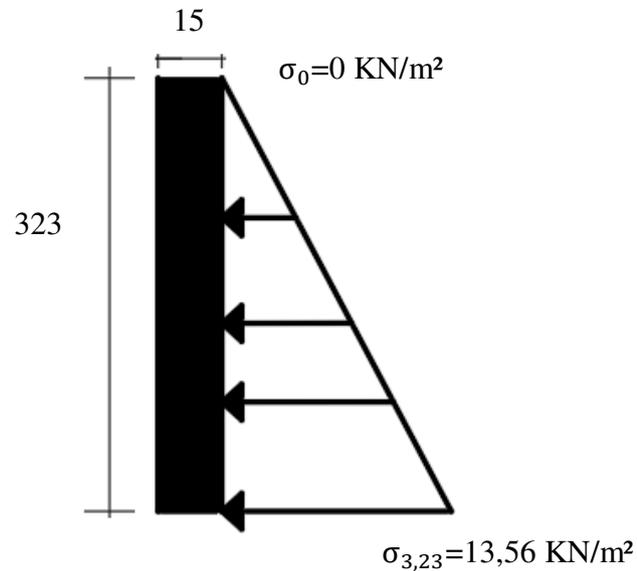


Fig.VII.4.1 : Schéma des contraintes d'une voile périphérique.

On va considérer le voile comme une dalle

qui s'appuie sur 4 coté avec une charge uniformément répartie $q = 6,782 \text{ KN/m}^2$

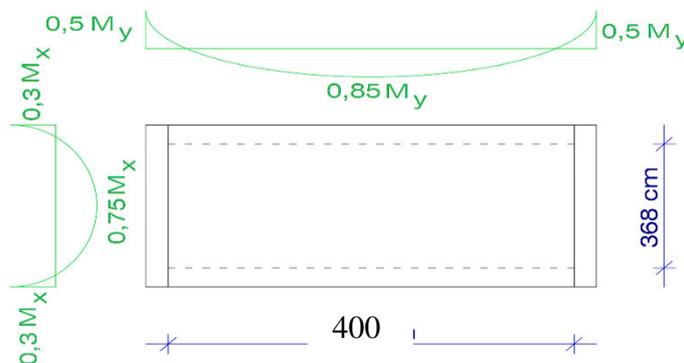


Fig.VII.4.2 : Schéma du panneau de la dalle appuyée sur 4 coté.

- **Combinaisons fondamentales :**

	\bar{q} [KN/m ²]		q [KN/m _L] (Pour une bande de 1 de largeur)	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Formule	$1,35 \times q$	q	$\bar{q}_u \times 1$	$\bar{q}_s \times 1$
Résultat	9,156	6,782	9,156	6,782

Tableau VII.4 : Tableau des combinaisons fondamentales.

- **Calcul des sollicitations :**

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q} \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \text{Suivant la direction } L_y \end{cases}$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^s \times \bar{q} \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x \\ M_y^{ser} = \mu_y^s \times M_x^u & \text{Suivant la direction } L_y \end{cases}$$

Avec :

μ_x et μ_y : Des coefficients de réduction donnés en fonction du rapport I_x et I_y .

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{323}{400} = 0,81$$

$0,4 < \rho < 1 \Rightarrow$ la dalle porte suivant deux sens.

Longueur L[m]		ELU					ELS				
		\bar{q} [KN/m ²]	μ_u	M_0 [KN.m]	M_a [KN.m]	M_t [KN.m]	\bar{q} [KN/m ²]	μ_{ser}	M_0 [KN.m]	M_a [KN.m]	M_t [KN.m]
L_x	3,23	9,156	0,0561	5,359	-1,608	4,019	6,382	0,0628	4,443	-1,333	3,332
L_y	4										

Tableau VII.5 : Tableau récapitulatif des sollicitations.

- Calcul des hauteurs utiles :

On a : $h_0 = 15$ cm et $a = 2$ cm (Fissuration préjudiciable)

Diamètre des armatures $\Phi_{max} \leq \frac{h_d}{10} = \frac{15}{10} = 1,5$ cm
 en prend $\Phi_{max} = 1,4$ cm

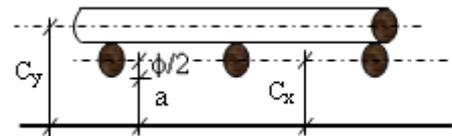


Fig. VII.4.3 : Enrobage de la dalle.

	Enrobage		Hauteur utile	
	Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y
Formule	$C_x = a + \frac{\Phi}{2}$	$C_y = a + \Phi + \frac{\Phi}{2}$	$d_x = h_d - C_x$	$d_y = h_d - C_y$
Résultat [cm]	2,7	4,1	12,3	10,9

Tableau VII.6 : Tableau récapitulatif des hauteurs utiles de la dalle pleine.

Remarque :

Le ferrailage en appui et en travée est le même, donc on va prendre le moment maximal (moment en travée).

VII.4.2 Calcul du ferrailage :

❖ Sens x-x :

➤ Etat limite ultime :

$$M_x^u = 4,019 \text{ KN.m}$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimés :**

$$\mu = \frac{M_x^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{4019}{11,33 \times 100 \times 12,3^2} = 0,023 < \mu_1 = 0,392: \text{ Donc : } A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_l : \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,029$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,988$$

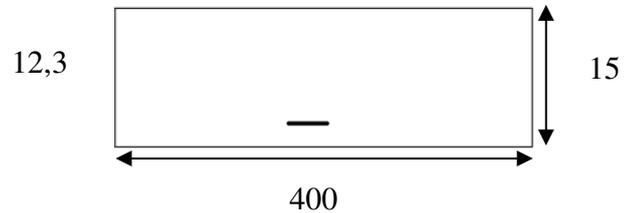


Fig VII.4.4 : Section du calcul

• **Détermination des armatures :**

$$A_x^u = \frac{M_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{4019}{348 \times 0,988 \times 12,3} = 0,95 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :**

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A = \max (A_{\min} ; A_{\text{cal}}) = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

• **Espacement maximale des armatures :**

L'écartement des armatures :

$$\delta \leq \min (3h_d ; 33\text{cm}) = (3 \times 15 ; 33\text{cm})$$

$$\delta \leq \min (45; 33) \text{ cm} \Rightarrow \delta \leq 33\text{cm}$$

• **Choix des armatures :**

$$5\text{T}10/\text{ml} \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

sens	M [KN.m]	A _{cal} [cm ² /m _l]	A _{min} [cm ² /m _l]	A _{max} [cm ² /m _l]	Choix des armatures
X-X	4,019	0,95	1,2	1,2	5T10/m _l A= 3,93 cm ² /m _l e=15cm
Y-Y	2,714	0,72	1,2	1,2	5T10/m _l A= 3,93 cm ² /m _l e=15cm

Tableau VII.7 : Tableau de ferrailage du voile périphérique à l'ELU.

➤ **Etat limite de service (E.L.S) :**

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right).$$

Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$

$$f_{t28} = 1,8 \text{ Mpa}$$

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses RL.

$\eta = 1,6$ Pour les armatures à haute adhérence HA.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 1,8} \right) = \min (267 ; 187)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 187 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa.}$$

$$M_x^{ser} = 4,119 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15.A}{B} = \frac{15 \times 3,93}{100} = 0,59$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,59 \times 12,3 = 14,51$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,59 + \sqrt{0,59^2 + 14,51} = 3,26 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{400 \times 3,26^3}{3} + 15 \times 3,93 \times (12,3 - 3,26)^2 = 9436,95 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{4119}{9436,95} = 0,44$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0,44 \times 3,26 = 1,43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 0,44 \times (12,3 - 3,26) = 59,66 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\sigma_b = 1,43 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 59,66 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 187 \text{ Mpa}$$

Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

sens	X-X	Y-Y
$\bar{\sigma}_b$ [Mpa]	12	12
σ_b [Mpa]	1,43	1,09
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	Condition vérifié	Condition vérifié
$\bar{\sigma}_s$ [Mpa]	187	187
σ_s [Mpa]	59,66	42,44
$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	Condition vérifié	Condition vérifié
Conclusion	Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.	

Tableau VII.8 : Tableau de ferrailage du voile périphérique à l'ELS.

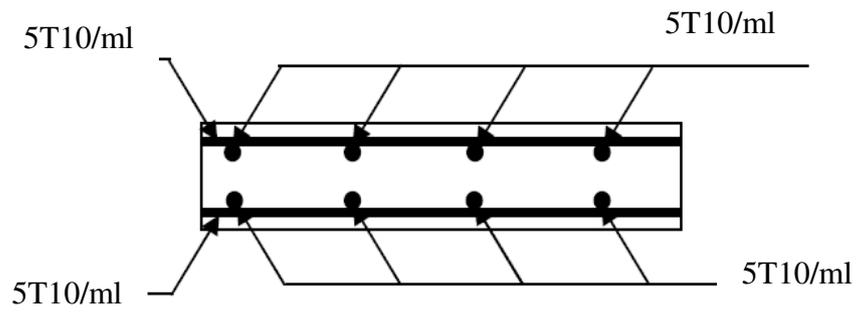


Fig.VII.4.5 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.

Chapitre VIII. Etude de l'infrastructure

VIII.1 Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la Superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées Directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations Profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Une fondation sert à :

- Réaliser l'encastrement de la structure.
- La bonne répartition des charges.
- Limiter les tassements du sol.

VIII.1.1 choix du type de fondation :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et le poids de la superstructure.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible du sol est estimée à $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2$ bars.

VIII.1.2 types de fondations :

Pour le cas des bâtiments courants, on distingue deux types de fondations qui sont :

a) Fondations superficielles :

- Semelles isolées ;
- Semelles filantes ;
- Semelles générales.

b) Fondations profondes :

- Semelles sur puits ;
- Semelles sur pieux.

VIII.1.3 les combinaisons d'action :

D'après le RPA99 (article 10.1.4.1) les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons d'action suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

VIII.2 vérifications des semelles isolées

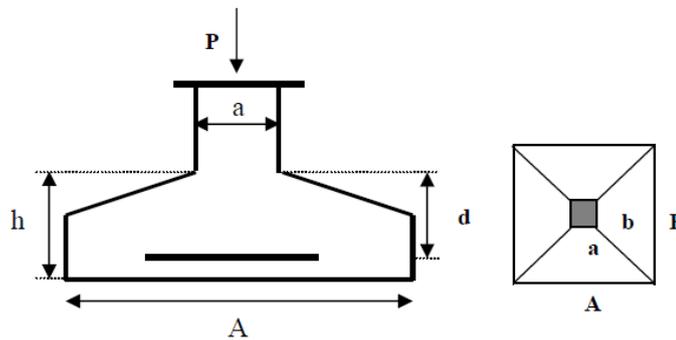


Fig VIII.1. Schéma d'une semelle isolée.

La vérification à faire est :

$$\begin{cases} \sigma = \frac{N}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ A = \left(\frac{a}{b}\right) \times B \end{cases}$$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée

N : L'effort normal agissant sur la semelle obtenue par logiciel ETABS 2017

S : surface de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar}$

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$N = 2096,525 \text{ KN}$$

$$S \geq \frac{2096,525}{200} = 10,48 \text{ m}^2 \Rightarrow A \times B \geq \frac{2096,525}{200} = 10,48 \text{ m}^2$$

$$A = \left(\frac{a}{b}\right) \times B \Rightarrow A=B \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{2096,525}{200}} = 3,24 \text{ m}$$

Poteau le plus sollicité		N [KN]	$\bar{\sigma}_{sol}$ [KN/m ²]	La section S [m ²]	A=B [m]	Semelle	
a [m]	b[m]					A [m]	B [m]
0,55	0,55	2096,525	200	10,48	3,24	3,50	3,50

Tableau VIII.1 : Tableau de pré dimensionnement de la semelle isolée.

D'après le résultat on remarque qu'il y aura un chevauchement entre les semelles, car on dispose des distances entre axes des poteaux plus petite dans le sens xx', donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

VIII.3 Vérification des semelles filantes

On doit vérifier que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

La surface de la semelle est donnée par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

D'après le logicielle ETABS 2017 : $N = 55748,363 \text{ KN}$

$$S \geq \frac{55748,363}{200} = 278,74 \text{ m}^2$$

Surfaces des semelles sous les voiles :

$$N = 476,890 \text{ KN sous les voiles} \Rightarrow S \geq \frac{476,890}{200} = 2,38 \text{ m}^2$$

La surface globale des semelles est : $278,74 \text{ m}^2$

La surface globale de bâtiment est : $448,06 \text{ m}^2$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{278,74}{448,06} = 62 \%$$

La surface des semelles est supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

Donc, Ce choix ne convient pas.

VIII.4 Etude du radier :

VIII.4 .1 Généralité :

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour reposant sur les poteaux, ils seront soumis à la réaction du sol.

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol (présence d'eau dans le sol).
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

On opte pour un radier nervuré afin d'augmenter sa rigidité.

Dans le calcul suivant, on choisir le panneau le plus défavorable.

Remarque :

Il sera calculé à la flexion simple sur les combinaisons d'action suivantes :

- ✓ Situation durable et transitoire :

L'état limite ultime [E L U] : $1,35G + 1,5Q$

L'état limite de service [E L S] : $G+Q$

- ✓ Situation accidentelle : [RPA99(V2003) /10.1.4.1]
 - $G + Q \pm E$
 - $0,8G \pm E$

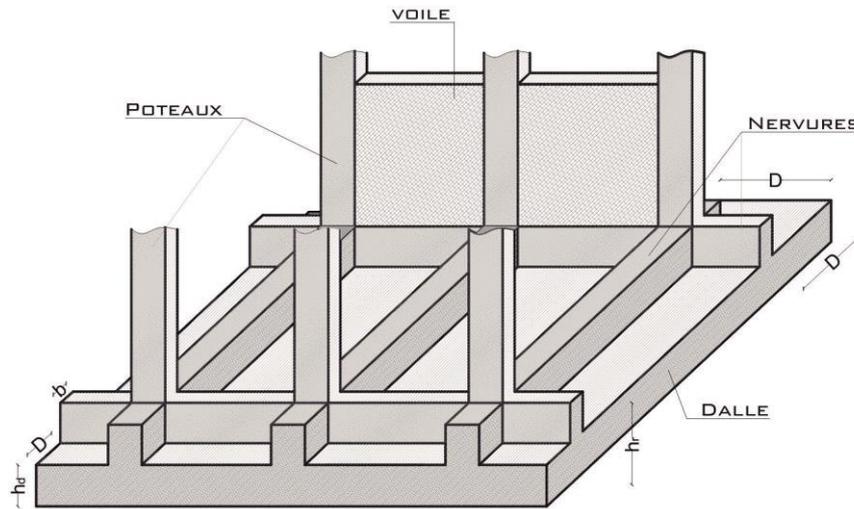


Fig VIII.2 : Radier nervurés.

VIII.4 .2 Pré dimensionnement du radier

VIII.4 .2.1 Hauteur du radier

La hauteur (h) du radier sera déterminée en tenant compte les conditions suivantes :

- Condition forfaitaire ;
- Condition de rigidité ;
- Condition de non cisaillement.

a) Condition forfaitaire :

Selon BAEL 91(Pratique de BAEL 91.p 382)

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ Avec : L: Longueur de la plus grand portée entre axe.}$$

$$\frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10} \Rightarrow 28,67 \leq h \leq 43 \text{ en prend } h = 40\text{cm}$$

b) Condition de non cisaillement : [BAEL91/A5.2,2]

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,93 \text{ Mpa (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{T_u^{max}}{b \times 0,9 \times h} \leq \bar{\tau}_u \text{ [BAEL91/A5.1,1]}$$

Avec:

τ_u : Contrainte tangente ;

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangente admissible ;

T^{max} : Effort tranchant max ;

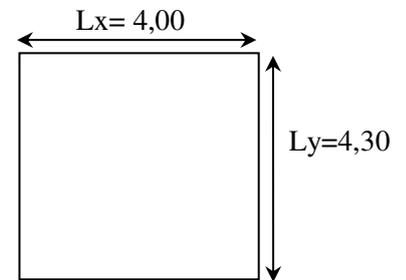


Fig.VIII.3. Dimensions d'un panneau de la dalle le plus défavorable.

L_{max} : La plus grande portée entre axe des poteaux en (cm).

$$q = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{\text{rad}}} = \frac{68718,442 \times 1 \text{ ml}}{448,06} = 153,379 \text{ KN/m}^2$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{q \times L}{2} = \frac{153,379 \times 4,30}{2} = 329,743 \text{ KN}$$

$$\frac{T_u^{\text{max}}}{b \times 0,9 \times h} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow h \geq \frac{329,743}{1 \times 0,9 \times 0,93 \times 10^3} = 0,39 \text{ m}$$

$$h \geq \max (h_1; h_2) \Rightarrow h \geq \max (40; 39) \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h \geq 40 \text{ cm} \quad \text{on prend } \mathbf{h = 50 \text{ cm}}$$

VIII.4 .2.2 Nervure:

a) Condition de la raideur :

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que : $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec :

- L_e : longueur élastique : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$
- E : module d'Yong du béton ($E = 3.10^4 \text{ Mpa}$) ;
- I : inertie du radier ($I = \frac{b \times h^3}{12}$).
- B : largeur du radier.
- K : coefficient d'élasticité du sol.

Pour un sol de densité moyenne, $K = 50 \text{ MN/m}^3$ [HENRY THONIER ; Conception et calcul des structures de bâtiment ; tableau de page 305).

Pour notre cas : $L = 4.30 \text{ m}$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \Rightarrow L \leq \frac{\pi}{2} \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I \times h_t^3}{12 \times K}} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times K}{E} \left(\frac{2 \times L}{\pi}\right)^4}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 50}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 4,3}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 0,65 \text{ m} \quad \text{on prend } \mathbf{h = 70 \text{ cm}}$$

b) Condition de la flèche :

$$\frac{I_{\text{max}}}{15} \leq h \leq \frac{I_{\text{max}}}{10}$$

$$\frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10} \Rightarrow 28 \leq h \leq 43$$

$$h \geq \max (h_1; h_2) \Rightarrow h \geq \max (65; 43) \text{ cm}$$

$$h \geq 65 \text{ cm en prend } \mathbf{h = 70 \text{ cm}}$$

$$0,4 h \leq b \leq 0,8 h \Rightarrow 28 \leq b \leq 56 \text{ en prend } \mathbf{b = 55 \text{ cm}}$$

Conclusion :

Épaisseur de la dalle du radier	h [cm]	50
Dimensions De la nervure	h _N [cm]	70
	b [cm]	55

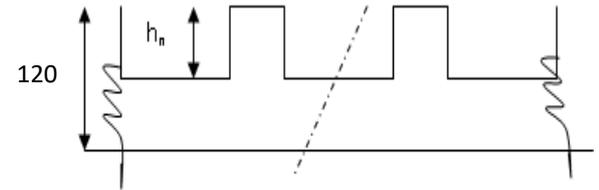


Fig.VIII.4. Dimension du radier.

Tableau VIII.2 : Tableau des dimensions du radier nervuré.

VIII.4 .3 Calcul le débordement :

$$d \geq \max \left(\frac{hr}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{50}{2} = 25 ; 30 \text{ cm} \right) \Rightarrow d \geq 30 \text{ cm}$$

On prendra **d = 50 cm**

Donc on ajoute au radier un débord minimal de largeur **l_d = 0,5 m** de chaque côté.

Surface totale du bâtiment	l _d [m]	Surface du débord	Surface du radier [m ²]
S _{bat} [m ²]		S _{debord} [m ²]	S _{radier} = S _{bat} + S _{debord}
448,06	0,5	51,5	499,56

Tableau VIII.3 : Tableau de calcul de la surface du radier nervuré.

VIII.4 .4 Détermination des sollicitations :

1) Caractéristiques du radier :

Dimension du radier				Centre de gravité		Moment d'inertie		Surcharge d'exploitation
h	h _d	h _N	S _{radier}	X _G	Y _G	I _{xx} [m ⁴]	I _{yy} [m ⁴]	Q _r [KN]
[cm]	[cm]	[cm]	[m ²]	[m]	[m]			5 × S _{radier}
120	50	70	499,56	15	8,45	12062,766	4142,866	2497,8

Tableau VIII.4 : Tableau récapitulatif des caractéristiques du radier.

2) Combinaisons d'actions :

Situation	Formule	N ₁ [KN]	N ₂ [KN]	N	M _x [KN.m]	M _y [KN.m]
				N ₁ + N ₂		
Situation durable et transitoire	$\frac{(1,35G+1,5Q)}{N^1} + \frac{(1,5Q_r)}{N^2}$	68718,44	3746,7	72465,14	33,020	18,719
Situation accidentelle	$\frac{(G + Q \pm E)}{N^1} + \frac{(Q_r)}{N^2}$	49798,34	2497,8	52296,14	131,440	88,078
ELS	$\frac{(G+Q)}{N^1} + \frac{(Q_r)}{N^2}$	49798,34	2497,8	52296,14	23,218	13,538

Tableau VIII.5 : Tableau récapitulatif des sollicitations.

Avec :

N^1 : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par le logiciel ETABS 2017 en (KN) ;

M_x et M_y : Résultante de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la direction considérée en (KN.m).

3) Vérification des contraintes sous radier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Avec :

σ_1 et σ_2 : Contraintes du sol sous la structure (sous le radie) en (bar) ;

σ_m : Contraintes moyenne du sol en (bar) ;

$\bar{\sigma}_{adm}$: Contraintes admissible du sol en (bar).

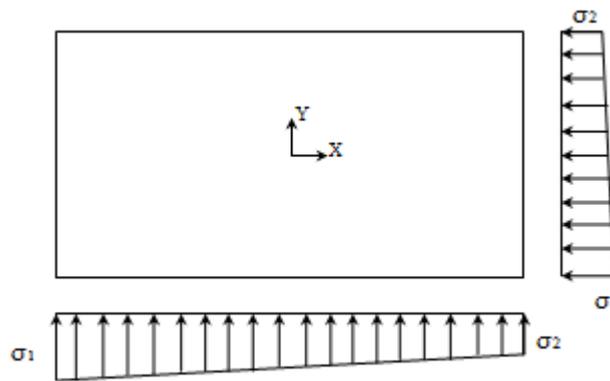


Fig VIII.5 : Schéma des contraintes du sol

➤ Vérification des contraintes suivant X-X :

Situation	N [KN]	I _{xx} [m ⁴]	M _x [KN.m]	V _x [M]	S _{radier} [m ²]	$\bar{\sigma}_{adm}$	σ_1 [KN/m ²]	σ_2 [KN/m]	σ_{moy} [KN/m ²]
						$2 \times \bar{\sigma}_{sol}$ [KN/m ²]			
ELU	72465,14	12062,77	33,020	15	499,56	400	145,099	145,017	145,078
ACC	52296,14		131,440				104,848	104,521	104,766
ELS	52296,14		23,218				104,713	104,656	104,699
Vérification des contraintes $\sigma_{1,2} \leq \bar{\sigma}_{adm}$							cv	cv	cv

Tableau.VIII.6 : vérification des contraintes suivant X-X

➤ Vérification des contraintes suivant y-y :

Situation	N [KN]	I _{yy} [m ⁴]	M _y [KN.m]	V _y [M]	S _{radier} [m ²]	$\bar{\sigma}_{adm}$	σ_1 [KN/m ²]	σ_2 [KN/m]	σ_{moy} [KN/m ²]
						$2 \times \bar{\sigma}_{sol}$ [KN/m ²]			
ELU	72465,14	4142,866	18,719	8,45	499,56	400	145,096	145,020	145,077
ACC	52296,14		88,078				104,864	104,505	104,774
ELS	52296,14		13,538				104,712	104,657	104,698
Vérification des contraintes $\sigma_{1,2} \leq \bar{\sigma}_{adm}$							cv	cv	cv

Tableau.VIII.7 : vérification des contraintes suivant Y-Y

4) Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$P \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z$$

Avec :

- P : Poids de la structure en (KN) ;
- S : Surface d'assise de la structure en (m²) ;
- γ : Poids volumique de l'eau en ($\gamma = 10 \text{ KN/ m}^3$) ;
- Z : L'ancrage en (m).

$$P \geq 1,5 \times 499,56 \times 10 \times 3,23 = 24203,682 \text{ KN}$$

$$P = 68718,44 \text{ KN} \geq 24203,68 \text{ KN} \Rightarrow \text{La structure est stable}$$



Fig.VIII.6 : Encrage de la structure.

VIII.5 Ferrailage du radier :

VIII.5 .1 Ferrailage de la dalle :

- Le calcul d'un radier est identique à celui de la dalle pleine.
- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

VIII.5 .1 .2 Détermination des sollicitations :

$$\text{Le panneau le plus sollicité : } \begin{cases} L_x = 4,00 \text{ m} \\ L_y = 4,30 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{400}{430} = 0,93$$

0,4 < ρ < 1 ⇒ la dalle porte suivant deux sens

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q \times L_x^2 \text{ suivant la direction } L_x \\ M_y = \mu_y \times M_x \text{ suivant la direction } L_y \end{cases}$$

Avec :

μ_x et μ_y : Des coefficients de réduction donnés en

Fonction du rapport L_x et L_y.

Charge pour une bande de 1m : $q = \sigma_{moy} \times \left(\frac{L}{4}\right) \times 1m$

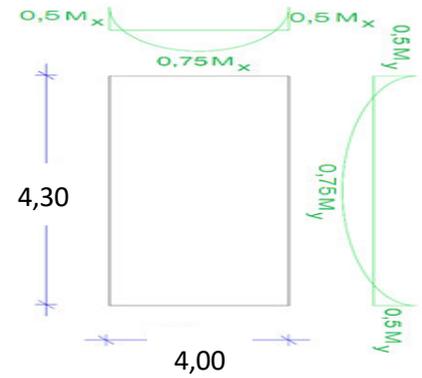


Fig.VIII.7 : Schéma du panneau de la dalle appuyé sur 4 coté.

	ELU	Situation accidentelle	ELS
σ_{moy}	145,078	104,766	104,699
L [m]	4,30		
q [KN/ml]	155,959	112,623	112,551

Tableau VIII.8 : Tableau de calcul de la charge q.

Longueur L[m]		ELU					ELS				
		\bar{q} [KN/m ²]	μ _u	M ₀ [KN.m]	M _a [KN.m]	M _t [KN.m]	\bar{q} [KN/m ²]	μ _{ser}	M ₀ [KN.m]	M _a [KN.m]	M _t [KN.m]
L _x	4	155,959	0,041	102,309	-51,155	76,732	112,551	0,0483	86,979	-43,490	65,235
L _y	4,30		0,888	90,799	-45,400	68,099		0,9236	80,334	-40,167	60,251

Tableau VIII.9 : Tableau récapitulatif des sollicitations.

• Calcul des hauteurs utiles :

On a : h₀ = 50 cm et a = 2 cm (Fissuration préjudiciable)

Diamètre des armatures $\Phi_{max} \leq \frac{h_d}{10} = \frac{50}{10} = 5 \text{ cm}$

en prend $\Phi_{max} = 2 \text{ cm}$

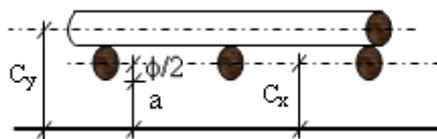


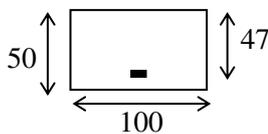
Fig.VIII.8 : Enrobage de la dalle.

	Enrobage		Hauteur utile	
	Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y
Formule	$C_x = a + \frac{\Phi}{2}$	$C_y = a + \Phi + \frac{\Phi}{2}$	$d_x = h_d - C_x$	$d_y = h_d - C_y$
Résultat [cm]	3	5	47	45

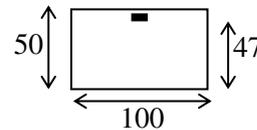
Tableau VIII.10 : Tableau récapitulatif des hauteurs utiles de la dalle pleine.

• **Sections de calcul :**

Sens xx :



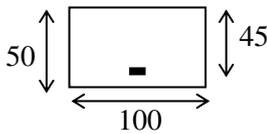
En appui



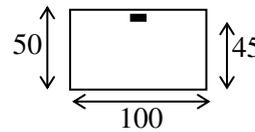
En travée

Fig.VIII.9 : Section de calcul dans le sens xx.

Sens yy :



En appui



En travée

Fig.VIII.10 : Section de calcul dans le sens yy.

VIII.5 .1 .3 Calcul du ferrailage :

➤ **Etat limite ultime :**

• **Sens x-x :**

➤ **En travée :**

$$M_t^u = 76,732 \text{ KN.m}$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimés :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{76732}{11,33 \times 100 \times 47^2} = 0,031 < \mu_1 = 0,392: \text{ Donc : A' n'existe pas.}$$

$$1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_l : \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,039$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,984$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_{cal}^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{76732}{348 \times 0,984 \times 47} = 4,77 \text{ cm}^2/m_l$$

• **Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 47 \times \frac{1,8}{400} = 4,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptif} = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 4,86 \text{ cm}^2/ m_l$$

Choix : 4T16 → A= 8,04 cm²/ ml

✓ **En appui :**

➤ **Etat limite ultime :**

$$M_x^u = 51,155 \text{ KN.m}$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimés :**

$$\mu = \frac{M_x^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{51155}{11,33 \times 100 \times 47^2} = 0,020 < \mu_l = 0,392: \text{ Donc : } A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_l : \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,026$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,990$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_{cal}^u = \frac{M_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{51155}{348 \times 0,990 \times 47} = 3,16 \text{ cm}^2/m_l$$

• **Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 47 \times \frac{1,8}{400} = 4,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptif} = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 4,86 \text{ cm}^2/ m_l$$

Choix : 5T14 → A= 7,70 cm²/ ml

Sens x-x					
	M [KN.m]	A _{cal} [cm ² /m _l]	A _{min} [cm ² /m _l]	A _{max} [cm ² /m _l]	Choix des armatures
Travée	95,896	5,98	4,86	5,98	4T16/m_l A= 8,04 cm ² /m _l
Appui	63,930	4,05	4,86	4,86	5T14/m_l A= 7,70 cm ² /m _l

Tableau VIII.11 : Tableau du ferrailage de la dalle dans le sens X-X à l'ELU.

Sens y-y					
	M [KN.m]	A _{cal} [cm ² /m _l]	A _{min} [cm ² /m _l]	A _{max} [cm ² /m _l]	Choix des armatures
travée	85,108	4,42	4,66	4,66	4T16/m _l A= 8,04 cm ² /m _l
Appui	56,738	2,93	4,66	4,66	5T14/m _l A= 7,70 cm ² /m _l

Tableau VIII.12 : Tableau du ferrailage de la dalle dans le sens Y-Y à l'ELU.

➤ **État limite de service (ELS) :**

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right).$$

Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 1,8 \text{ Mpa}$

η : Coefficient de fissuration

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ Pour les ronds lisses RL.} \\ \eta = 1,6 \text{ Pour les armatures à haute adhérence HA.} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 1,8} \right) = \min (267 ; 187) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 187 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa.}$$

✓ **Sens X-X :**

➤ **En travée :**

$$M_t^{\text{ser}} = 81,596 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{B} = \frac{15 \times 8,04}{100} = 1,21 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 1,21 \times 47 = 113,74 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,81 + \sqrt{1,81^2 + 140,14} = 9,52 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 9,52^3}{3} + 15 \times 8,04 \times (47 - 9,52)^2 = 198172,945 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{65235}{198172,945} = 0,33$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0,33 \times 9,52 = 3,14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 0,33 \times (47 - 9,52) = 185,53 \text{ MPa (voir Excel).}$$

Conclusion :

$\sigma_b = 3,14 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ Mpa}$
 $\sigma_s = 185,53 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 187 \text{ Mpa}$

Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

		σ_b	σ_s	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\sigma}_s$	Vérification		Conclusion
		[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	
X-X	Travée	3,13	185,12	12	187	cv	cv	Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues
	Appui	2,33	141,21	12	187	cv	cv	
Y-Y	Travée	3,10	178,83	12	187	cv	cv	Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues
	Appui	2,10	124,31	12	187	cv	cv	

Tableau VIII.13 : Tableau de ferrailage du voile périphérique à l'ELS.

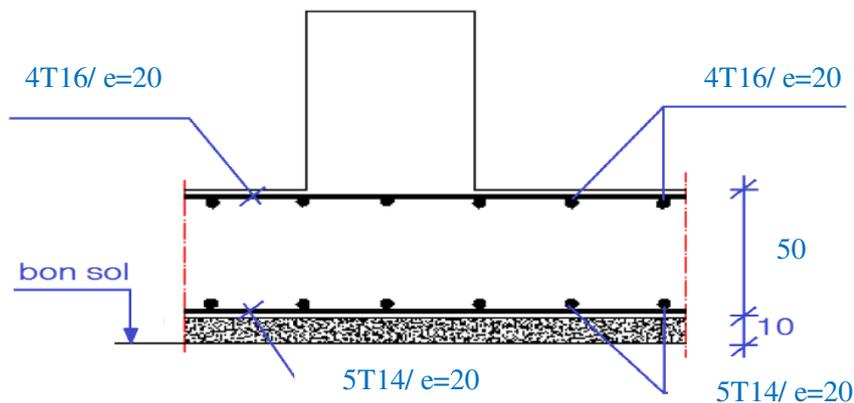


Fig. VIII.11 : schéma du ferrailage de la dalle.

VIII.5 .2 Ferrailage du débordement :

Le débordement est de 50 cm de chaque côté.

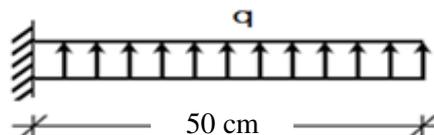


Fig.VIII.5.1 : schéma statique du débord

➤ **Etat limite ultime :**

$$\sigma_{moy} = 145,078 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bonde de 1 m de largeur :

$$q_u = 145,078 \times 1\text{m} = 145,078 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = - q_u \times \frac{L^2}{2} = 18,135 \text{ KN.m}$$

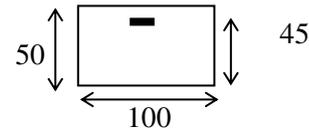


Fig.VIII.5.2 : Section de calcul

→ Pour le calcul à l'ELU et ELS (voir Figure VIII.5 .1 .3 : Organigramme de calcul et vérification des armatures longitudinales en flexion simple à l'ELU et ELS).

\bar{q} [KN/m ²]	q_u	M_u	A [cm ² /ml]		Choix des armature
	$\bar{q} \times 1\text{m}$	$- q_u \times \frac{L^2}{2}$	A_{cal}	A_{min}	
145,078	145,078	18,135	1,11	4,66	7T16/ml $A_t = 14,07 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Tableau VIII.5.1 : Tableau du ferrailage du débordement à l'ELU.

➤ **État limite de service :**

σ_{moy} [KN/m ²]	q_s	σ_b [Mpa]	σ_s [Mpa]	$\bar{\sigma}_b$ [Mpa]	$\bar{\sigma}_s$ [Mpa]	Vérification		Conclusion
	$\sigma_{moy} \times 1\text{m}$					$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	
104,699	104,699	4,02	173,23	12	187	cv	cv	Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

Tableau VIII.5.2 : Tableau du ferrailage du débordement à l'ELS.

VIII.5 .3 Ferrailage des poutres :

• **Charge équivalente :**

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur). Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitations maximales (M, T) provoquées par le chargement réel et celle données par une charge désignée par (q équivalente).

2

Combinaison	\bar{q}_1 [KN/ml]	Poutre principale	Poutre secondaire
		$q_1 = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{2}{L_y}$ [KN/m]	$q_1 = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_x}{2} \right] \times \frac{2}{L_x}$ [KN/m]
ELU	145,078	155,200	145,078
ELS	104,766	112,075	104,766
ACC	104,699	112,004	104,699

Tableau VIII.5.3 : Tableau de calcul des charges équivalentes.

Avec :

q_1 : Charges provenant du radier en (KN) ;

\bar{q}_1 : Charge équivalente en (KN) ;

M_i : Sollicitations réelles apportées par les poteaux en (KN.m)

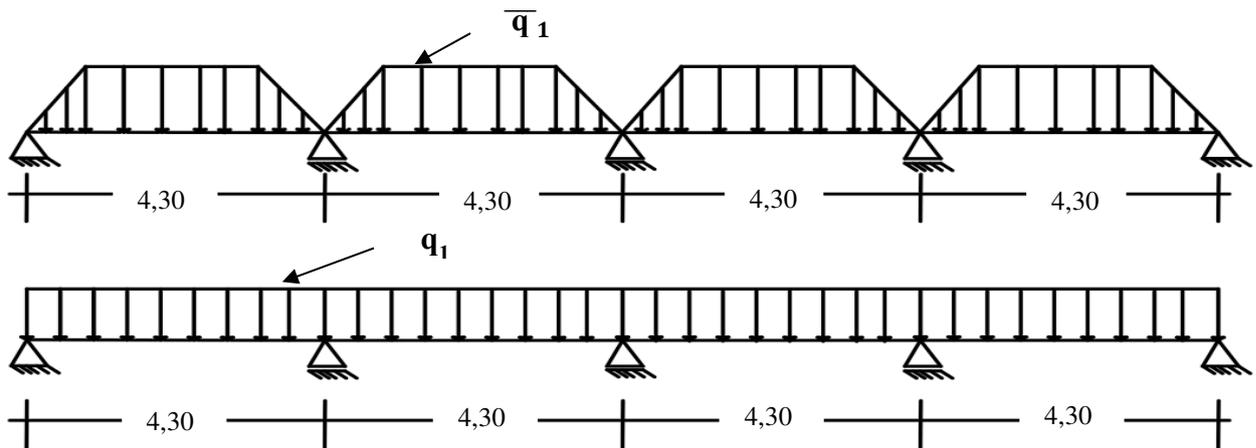


Fig.VIII.5.3 : Distribution des charges sur les poutres principales.

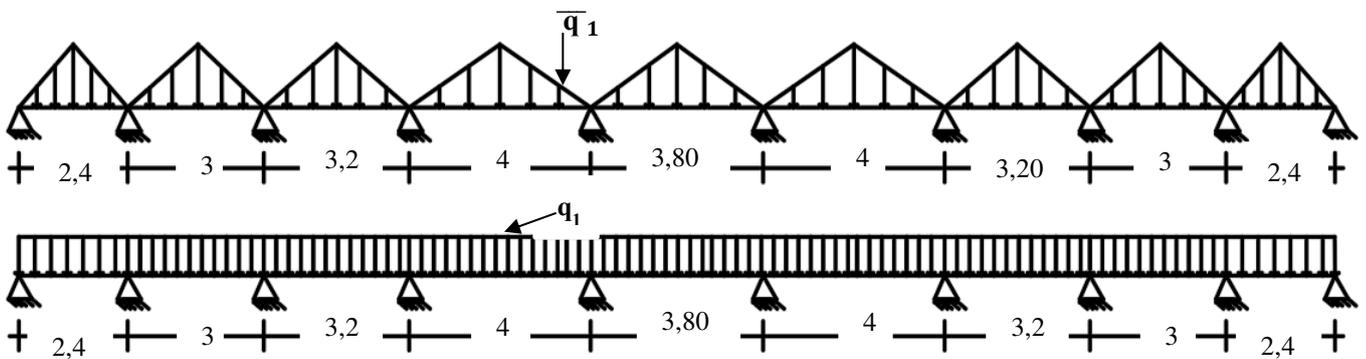


Fig.VIII.5.4 : Distribution des charges sur les poutres secondaires.

Remarque :

Les sollicitations sont calculées par le logiciel **RDM6** suivant le chargement des poutres mentionnées auparavant.

Combinaison	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _a [KN.m]	M _t [KN.m]	T [KN]	M _a [KN.m]	M _t [KN.m]	T [KN]
ELU	307,462	-221,446	405,182	187,552	-112,34	294,986
ELS	221,888	-159,812		135,438	-81,124	
ACC	222,029	-159,913		135,351	-81,073	

Tableau VIII.5.4 : Tableau récapitulatif des moments et efforts tranchants maximaux.

Remarque :

Les Armatures sont calculées par le logiciel **Excel 2016 et Socotec** suivant les sollicitations des poutres mentionnées auparavant.

		ELU		ACC		A _{max} [cm ²]	Choix des armatures
		A _{cal} [cm ²]	A _{min} [cm ²]	A _{cal} [cm ²]	A _{min} [cm ²]		
Poutre principale	Appuis	15,02	6,52	9,14	6,52	15,02	5T20 A= 15,71
	Travée	10,60		6,51		10,60	3T16+3T14 A= 10,65
Poutre secondaire	Appuis	8,91	6,52	5,49	6,52	8,91	6T14 A= 9,24
	Travée	5,25		3,26		6,52	6T12 A= 6,79

Tableau VIII.5.5 : Tableau récapitulatif des sections d'armatures.

Vérification de l'effort tranchant :

Contrainte tangente $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$ [BAEL91r99 /art-A.5.1,1]

Contrainte tangente limite $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{1,5}; 5\text{MPa}\right)$ [BAEL91r99 /art-A.5.1,21]

poutre	T _u ^{max} [KN]	τ _u [Mpa]	τ̄ _u [Mpa]	Vérification	Conclusion
Poutre principale	405,182	1,17	2	cv	Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre
Poutre secondaire	294,986	1,17	2	cv	

Tableau VIII.5.6 : Tableau de vérification de l'effort tranchant.

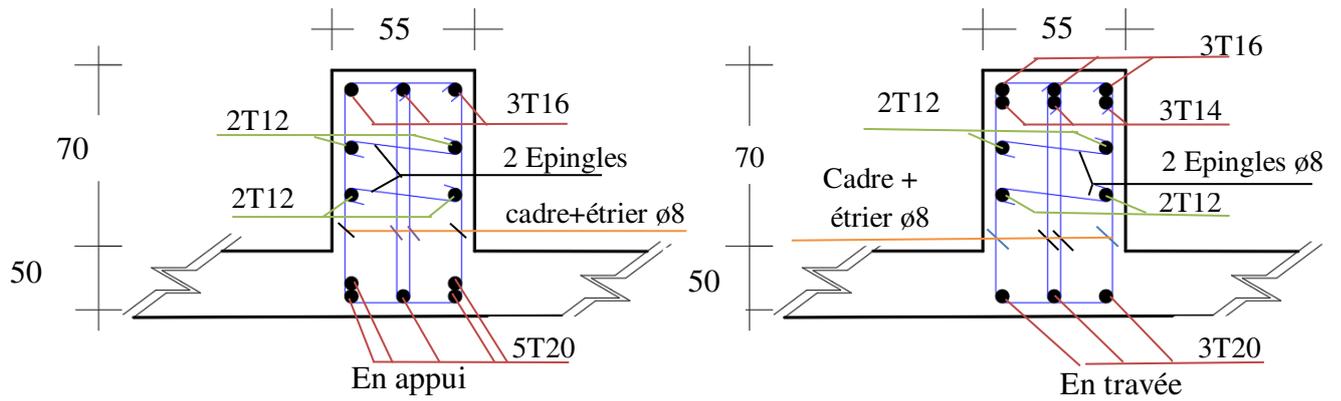


Fig.VIII.5.5 : Ferrailage de la poutre principale en travée et en appui.

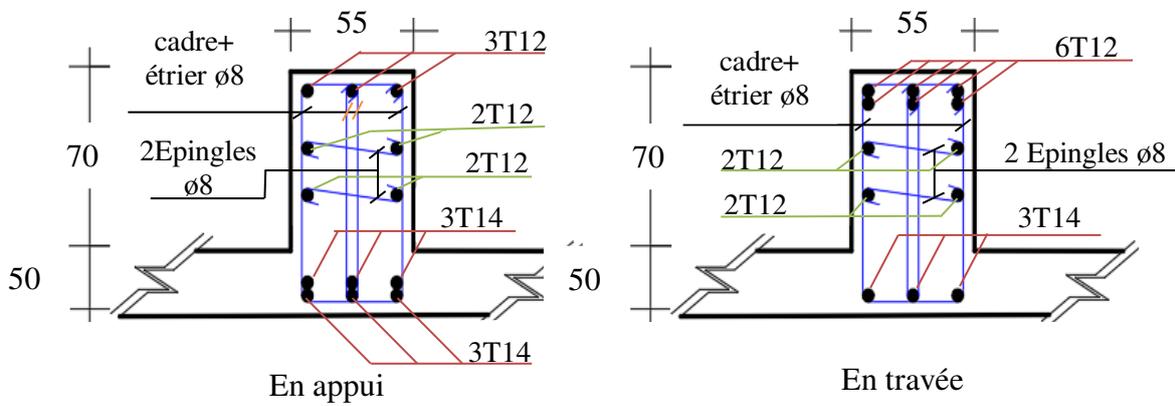


Fig.VII.5.6 : Ferrailage de la poutre secondaire en travée et en appui.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons compris combien qu'il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'étude a commencé par mettre les hypothèses de calcul et le pré-dimensionnement de la structure.

Par ailleurs, cette étude nous a permis de tirer certaines conclusions qui sont :

- Il est plus facile d'obtenir un bon comportement dynamique vis-à-vis des sollicitations sismiques, lorsque la structure est symétrique.
- Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une bonne répartition des charges entre les portiques et les voiles (interaction) et de limiter les effets de torsion (moment de torsion).
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié les effets du second ordre (effet P-delta).
- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- Afin de limiter les dommages en cas de séisme, ou l'effondrement de la bâtisse, il est impérativement nécessaire de faire un bon choix du site d'implantation de la structure, Avec des fondations adaptées aux préventions et recommandations.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en faisant le choix adéquat des sections de béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Cette étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Finalement, nous espérons que cette étude sera une aide pour nos collègues étudiants en Génie Civil, et pourra être à la hauteur des responsabilités que nous assumerons à l'exécution de ce projet.

Merci à tous...

Et Bonne Chance à tous les Prochains Ingénieurs En Génie Civil.

Bibliographie

Les livres :

- 📖 Calcul des Ouvrages en béton armé -M. BELAZOUGUI-
« Office des publications universitaires 1991 » ;
- 📖 Cours de béton armé BAEL91-Jean- pierre MOUGIN-« EYROLLES 1992 »;
- 📖 Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version 2003
- 📖 D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation
- 📖 Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA **93**.
- 📖 Le BAEL 91. (**Béton Armé Aux Etats Limites**) donnant des recommandations
Spéciales pour les pays Algérien dans le domaine parasismique R.P.A

Les mémoires de fin d'étude :

- 📖 Etude d'un bâtiment (RDC+9etage) en béton armé a usage d'habitation, SAIDA 2016
- 📖 Etude d'une tour (R+7) en béton a usage d'habitation, Sidi Bel Abes 2007.
- 📖 Etude d'une tour (R+9) en béton à usage d'habitation, Sidi BEL ABES 2010.
- 📖 Etude d'une tour (R+7) en béton a usage d'habitation, Sidi BEL ABES 2007.
- 📖 Etude d'une tour R+12 en béton armé, MOSTA 2012-2013

Outils informatiques

- Logiciel AUTOCAD 2013
- Logiciel ETABS 2017
- EXCEL 2016
- WORD 2016
- RDM 6
- SOCOTEC

Annexe

Annexe1

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMEMENT CHARGÉES

ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Annexe2

Tableau des Armatures
(en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33