

RÉPUBLIQUE DÉMOCRATIQUE ALGÉRIENNE ET POPULAIRE  
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Présenté par :

➤ BOUSBIA MOHAMED

➤ ZAKARIA HAFSI

Sujet du mémoire

**Etude un bâtiment R+7 à usage d'habitation implanté à Tiaret**

Soutenu publiquement le ..... devant le jury composé

**Mr. L. HADJI**

Président

**Mr. A. REBBAHI**

Examineur

**Mr. Ait Amar Mezian Mohamed**

Examineur

**Mr. Hadj Henni Abdelaziz**

Rapporteur

PROMOTION : 2023/2024



# REMERCIEMENT

Tout d'abord, Louange à Allah et merci à Allah qui nous a permis d'achever ce travail. Je tiens à remercier le personnel de la Faculté des sciences appliquées département de Génie Civil de l'Université Ibn Khaldoun de Tiaret, pour avoir fourni les conditions appropriées qui nous ont permis de mener à bien ces travaux de manière complète et parfaite. J'adresse mes plus profonds remerciements et ma gratitude aux membres du jury d'avoir accepté examiner de mon mémoire fin d'étude intitulé « Etude un bâtiment à usage d'habitation R+7 implanté à Tiaret ». Je ne peux manquer de remercier L'encadrant M. professeur encadrant Hadj Henni Abdelaziz de son encadrement illimité et de sa supervision à la fois en grand et en petit afin de maîtriser ce travail. Nous remercions M. Gana de la Direction du logement pour ses efforts et ses conseils. Je veux remercier mes collègues de promo pour Leurs précieux commentaires ont permis de concrétiser ce travail.

# DÉDICACE

Je dédie ce modeste travail à mes parents. Mon père, mon leader, mon inspiration et mon modèle dans cette vie, ma mère La forteresse que je fortifie, et la raison pour laquelle je suis heureux dans cette vie. À mes sœurs, Fatima Hanane Ibtissem, Leur soutien et leur encouragement illimité pour moi. À mes frères Khaled et Mustapha, mes points forts. À mes plus chers neveux Abbas Bensaïd Ayoub et Abbas Oussama Dhiaa-Eddin, Les fleurs et les voiles de la famille. Et aussi mes beaux-frères Rabah et Ameer.

Bousbia Mohamed

Je dédie cette modeste travaille à mes parents, ma mère Que Dieu vous protège pour moi, mon père Je vous souhaite une santé constante et une longue vie. à mes sœurs et me frères. à mes collègues de promo.

Hafsi Zakaria

# RÉSUMÉ

Ce projet propose une analyse approfondie d'un bâtiment en béton armé composé d'un rez-de-chaussée et de sept étages situés à TIARET. Selon le RPA.99 modifié en 2003, cette zone est considérée comme une zone de faible sismicité (Zone I).

Les éléments de la structure ont été pré-dimensionnés en respectant les règlements de calcul, à savoir le BAEL 91 et le RPA99.

Afin d'analyser la structure en sismicité, nous avons opté pour l'utilisation du logiciel ETABS V9.6.0 en raison de ses bénéfices et surtout de sa rapidité d'exécution.

Pour l'étude de l'infrastructure nous avons opté pour des radiers.

**Mot clés :** bâtiment, béton armé, sismicité, infrastructure, radiers.

## ملخص

يقدم هذا المشروع تحليلًا متعمقًا لمبنى من الخرسانة المسلحة يتألف من طابق أرضي وسبعة طوابق يقع في تياريت. ووفقًا للقانون الزلزالي الجزائري المؤرخ سنة 1999م المعدلة في عام 2003م، تعتبر هذه المنطقة منطقة منخفضة للاهتزازات (المنطقة الأولى).

تم تحديد العناصر الهيكلية مسبقًا وفقًا للوائح التصميم، وهي BAEL 91 و RPA99.

من أجل تحليل البنية في النشاط الزلزالي، اخترنا استخدام برنامج ETABS V9.6.0 بسبب فوائده وخاصة سرعة تنفيذه.

لدراسة البنية التحتية اخترنا الجدائل.

**كلمات مفتاحية:** بناية، منطقة الخرسانة المسلحة، النشاط الزلزالي، البنية التحتية، الجدائل.

## **ABSTRACT**

This project offers an in-depth analysis of a reinforced concrete building consisting of a ground floor and seven floors located in TIARET. According to RPA.99 modified in 2003, this zone is considered a low seismicity zone (Zone I).

The structural elements have been pre-sized in accordance with the design regulations, namely BAEL 91 and RPA99.

In order to analyze the structure in seismicity, we opted for the use of the ETABS V9.6.0 software because of its benefits and especially its speed of execution.

For the study of infrastructure we opted for raders.

**Keywords** : structure, reinforced concrete, seismicity, infrastructure, raders.

# LISTE DES FIGURES

## Chapitre I : Généralité et hypothèse de calcul

Figure-I-1-façade principale de bâtiment.....	29
Figure I-2-Façade Postérieur de bâtiment .....	29
Figure I-3-Façade Latérale Gauche de bâtiment.....	30
Figure I-4- Diagramme de contrainte-déformation parabole – rectangle du béton	36
Figure I-5- Utilisation de diagramme rectangulaire.....	36
Figure I-6- Diagramme de déformation – contraintes de l'Acier.....	40
Figure I-7- Diagramme des déformations limitées de la section (Règles des trois pivots).....	42

## Chapitre II : Prédimensionnement des planchers

Figure II-1- la disposition du poteau le plus sollicité.....	48
--	----

## Chapitre III : Ferrailage des éléments non-structuraux

Figure III-1- Schéma d'un escalier hélicoïdal.....	55
Figure III-2- la disposition de ferrailage de paillasse d'un escalier hélicoïdale ....	59
Figure III-3- Schéma d'un acrotère .....	60
Figure III-4- la disposition de ferrailage de l'acrotère.....	65
Figure III-5- la disposition de ferrailage de balcon.....	71
Figure III-6- schéma d'un ascenseur .....	72
Figure III-7- Poids des composants de l'ascenseur.....	74
Figure III-8- Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle. ....	77
Figure III-9- Dessin montrant la concentration des charges. ....	77
Figure III-10- Ferrailage inférieur et supérieur de la dalle de l'ascenseur.....	88

## Chapitre IV : Ferrailage des planchers

Figure IV-1- Schéma d'un plancher .....	91
Figure IV-2- schéma d'une nervure en Té.....	92
Figure IV-3- les portées successives d'une poutre continue .....	93
Figure IV-4- les moments fléchissant d'une poutre continue .....	93
Figure IV-5 les moments fléchissant d'une poutre isostatique .....	93
Figure IV-6- Diagramme des moments fléchissant de poutre à deux travées.....	95
Figure IV-7- Diagramme des moments fléchissant de poutre à trois travées .....	95
Figure IV-8- Diagramme des moments fléchissant de poutre à quatre travées.....	95
Figure IV-9- Diagramme des moments fléchissant de poutre à plus de quatre travées.....	96
Figure IV-10- les sollicitations d'une poutre continuent.....	97
Figure IV-11-les étapes d'étude une poutre continue avec la méthode de Caquot .	98

Figure IV-12- les effets de moment sur la travée étudiée.....	98
Figure IV-13- Effets produits sur l'appui B par l'ensemble des travées.....	98
Figure IV-14- l'effet du moment produit par la seule travée Est en B.....	99
Figure IV-15- Cas de charges réparties .....	100
Figure IV-16- Cas de charges concentrées .....	100
Figure IV-17- premier cas des moments en travée.....	101
Figure IV-18- Deuxième cas des moments en travée.....	101
Figure IV-19- Troisième cas des moments en travée .....	101
Figure IV-20- les efforts tranchants des poutres continues à la méthode de Caquot .....	103
Figure IV-21- schéma de premier type de poutrelle.....	104
Figure IV-22- schéma de deuxième type de poutrelle.....	104
Figure IV-23- schéma de Troisième type de poutrelle .....	105
Figure IV-24- diagramme des moments fléchissant d'un plancher étage .....	114
Figure IV-25- Diagramme des efforts tranchants d'un plancher étage .....	114
Figure IV-26- La disposition de ferrailage de plancher étage.....	115
Figure IV-27- Diagramme des moments fléchissant d'un plancher terrasse .....	117
Figure IV-28- Diagramme des efforts tranchants d'un plancher terrasse .....	117
Figure IV-29- ferrailage des plancher terrasse .....	118
Figure IV-30- schéma d'une dalle de compression .....	119

## Chapitre V : L'étude sismique

Figure V-1- premier mode translation en X .....	131
Figure V-2- Deuxième mode translation en Y.....	132
Figure V-3- Troisième mode translation en Z .....	132

## Chapitre VI : Ferrailages des portiques

Figure VI-1- ferrailage des poutres principaux .....	146
Figure VI-2- ferrailages des poutres secondaires.....	146
Figure VI-3- La disposition de ferrailage de poteau Type 01 .....	152
Figure VI-4- La disposition de ferrailage de poteau Type 02 .....	152

## Chapitre VII : Ferrailage des voiles

Figure VII-1- Schéma d'un voile en béton armé.....	157
Figure VII-2- La disposition de ferrailage du voile .....	161
Figure VII-3- La disposition des voiles dans la structure .....	162

## Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Figure VIII-1- ferrailage la poutre de l'âme.....	172
Figure VIII-2- Ferrailage du radier et poutre de libage.....	173

# **LISTE DES TABLEAUX**

## **Chapitre I : Généralité et hypothèse de calcul**

Tableau I-1- Caractéristiques géométriques .....	28
Tableau I-2- Résistance $f_{cj}$ du béton à 7, 14 et 90 jours.....	33

## **Chapitre II : Prédimensionnement des planchers**

Tableau II-1- la descente charges de plancher terrasse .....	47
Tableau II-2- La descente des charges de plancher étage courant .....	47
Tableau II-3- la dégression des charges d'exploitation par niveau .....	50
Tableau II-4- récapitulatif des sections des éléments structuraux.....	53

## **Chapitre III : Ferrailage des éléments non-structuraux**

Tableau III-1- la descente des charges de paillasse d'un escalier hélicoïdale.....	56
Tableau III-2- la descente des charges d'un balcon .....	66
Tableau III-3- Les résultats des moments isostatiques des rectangles. ....	79
Table III-4- Moments de la dalle.....	79
Tableau III-5- Les résultats des moments isostatiques des rectangles. ....	85

## **Chapitre IV : Ferrailage des planchers**

Tableau IV-1- résultats de vérification de condition no fragilité .....	109
Tableau IV-2- Récapitulatif de ferrailage.....	120

## **Chapitre V : Etude sismique**

Tableau V-1- Accélération de zone.....	126
Tableau V-2- Pourcentage d'amortissement critique .....	126
Tableau V-3- Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage .....	127
Tableau V-4- Valeur de T1 et T2.....	128
Tableau V-5- valeurs des pénalités $P_q$ .....	129
Tableau V-6- Coefficient de comportement globale de la structure.....	130
Tableau V-7- Le poids total de la structure.....	130
Tableau V-8- les facteurs de participation massique .....	133
Tableau V-9- Les déplacements latéraux inter- étage.....	134
Tableau V-10- les effets $P_{\Delta}$ .....	135

## **Chapitre VI : ferrailage des portiques**

Tableau VI-1- récapitulatifs du ferrailage de poutre principale rive.....	144
Tableau VI-2- récapitulatifs du ferrailage de poutre principale intermédiaire.....	144
Tableau VI-3- récapitulatifs du ferrailage de poutre secondaire rive.....	145

Tableau VI-4- récapitulatifs du ferrailage de poutre secondaire intermédiaire ...	145
Tableau VI-5- les sections minimales et maximales imposée par le RPA 99/2003 .....	148
Tableau VI-6- les sollicitations défavorables du premier genre.....	148
Tableau VI-7- les sollicitations défavorables du deuxième genre.....	148
Tableau VI-8- récapitulatifs de ferrailage des poteaux. ....	150

## Chapitre VII : Ferrailage des voiles

Tableau VII-1- Répartition du ferrailage adopte .....	159
---	-----

## Chapitre VIII: Etude de l'infrastructure

Tableau VIII-1- les sollicitations du radier.....	167
Tableau VIII-2- ferrailages des poutres libages longitudinale sur appuie .....	170
Tableau VIII-3- récapitulatif de ferrailage des poutres libages transversale sur appuie.....	171

# NOTATION

B.A.E.L	Béton Armé aux Etats Limites
R.P.A	Règles Parasismique Algériennes
E.LU	Etat Limite Ultime
E.L.S	Etats Limite de Service
G	La charge permanente
Q	La charge d'exploitation
E	Effort sismique
$h$	La hauteur des poutres
$b$	La largeur des poutres
$L_{max}$	La plus grande portée dans le sens transversal
P.P	Poutre Principale
P.S	Poutre Secondaire
$L_{PS}$	La longueur des poutres secondaires
$b_{PP}$	La largeur des poutres principales
S	La surface afférente du poteau le plus sollicité
G	La charge permanente
Q	La charge d'exploitation
$N_G$	Effort normal dû aux charges permanentes
$N_Q$	Effort normal dû aux charges d'exploitation
$N_{ser}$	Effort Normal de Service
$N_{ult}$	Effort Normal Ultime
$n$	Nombre des étages
$L_0$	La longueur libre
$L_f$	La longueur de flambement
$\lambda$	Élancement
$i$	Le rayon de giration
$I$	Moment d'inertie de la section
Br	Section Réduite
$a \times b$	Dimensions En Plans D'un Poteau
$f_{c28}$	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours
$f_{tj}$	Résistance conventionnelle à la traction du béton âge de jours
$\gamma_b$	Coefficient partiel de sécurité du béton. Coefficient fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 heures.
$\Theta$	
$f_e$	Limite d'élasticité de l'acier.
$\gamma_s$	Coefficient partiel de sécurité de l'acier
$A_s$	Section d'armatures longitudinales
$a$	Coefficient réducteur

$q_u$	La charge totale supportée par le plancher
$M_{0_{max}}$	Moment fléchissant Isostatique maximum
$M_{0_{travée}}$	Moment fléchissant max sur travée
$M_{0_{appui}}$	Moment fléchissant max sur appuis
$\sigma_b$	Contrainte de compression du béton
$h_0$	Hauteur de la dalle de compression.
$b_0$	Largeur de la nervure
$d$	Hauteur utile
$b$	Largeur efficace
$h$	La hauteur totale des poutrelles
$\sigma_s$	Contrainte de traction de l'acier
$A_{min}$	Section d'armature minimale
$A$	Coefficient d'accélération de zone
$\mu$	Coefficient de frottement acier /béton
$A_a$	Section d'armature en appui
$\beta$	Coefficient de pondération
$A_t$	Section d'armature en travée
$S_t$	Espacement des armatures transversales
$\sigma_{sol}$	La contrainte du sol
$\gamma_{sol}$	Le poids spécifique du sol
$\varphi$	L'angle de frottement interne du sol
$C$	La cohésion
$\sigma_{bc}$	Contraintes de compression
$\nu$	Coefficient de poisson
$\xi_t$	Déformation limite transversale
$\xi_L$	Déformation limite longitudinale
$G$	Le module de glissement
R.L	Rond Lisse
H.A	Haute Adhérence
$f_e$	Limite d'élasticité des aciers.
$\eta$	Module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton.
$h$	Hauteur des marches
$g$	Giron des marches
$c$	Enrobage
$C_p$	Facteur de force horizontale
$W_p$	Poids propre de l'acrotère
$F_p$	Force horizontale pour les éléments secondaires des structures
$\Psi_s$	<i>Coefficient de cisailment</i>
$T$	L'effort tranchant max
$n$	Nombre de armatures longitudinaux tendus

# SOMMAIRE

Remerciement.....	3
Dédicace .....	4
ملخص .....	7
Abstract.....	8
Liste des figures.....	9
Notation .....	13
Introduction générale.....	26

## Chapitre I: Généralité et hypothèse de calcul

I-1-Introduction .....	28
I-2-Présentation de l'ouvrage : .....	28
I-2-1-Caractéristiques géométriques : .....	28
I-2-2-Ossature et système constructif : .....	30
I-2-2-2-Caractéristiques géotechniques du sol : .....	31
I-3-Caractéristiques mécaniques des matériaux : .....	31
I-3-1-Le béton : .....	31
I-3-1-1-Résistance mécanique : .....	33
I-3-1-2-Déformation et contraintes de calcul : .....	35
I-3-1-3-Cisaillement : .....	36
I-3-1-4-Module de Déformations longitudinales du béton : .....	38
I-3-1-5-Module de déformation transversale : .....	38
I-3-2-Les Aciers : .....	39
I-3-2-1-Diagramme déformation - contrainte : .....	39
I-3-2-2-Contraintes limites de traction des armatures : .....	40
I-4-Hypothèse de calcul : .....	41
I-4-1-E.L.U.R : .....	41
I-4-1-1-Hypothèses de calcul : .....	41
I-4-1-2-Règles des trois pivots : .....	41

I-4-2-E.L.S: .....	42
I-4-2-1-Hypothèses de calcul : .....	42
I-4-2-2-Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites : .....	43
I-5-Conclusion.....	43

## Chapitre II: Prédimensionnement des planchers

II-1 Introduction .....	45
II-2 Pré dimensionnement des poutres : .....	45
II-2-1 Poutres principales : .....	45
II-2-2 Poutres secondaires : .....	45
II-3- Prédimensionnement des planchers à corps creux : .....	46
II-3- Descente de charges : .....	46
II-3-1- Plancher terrasse inaccessible.....	46
II-3-2- Planchers étages courants : .....	47
II-4- Surcharge d'exploitation : .....	48
II-5- Prédimensionnement des poteaux .....	48
II-5-1- Choix de poteaux plus sollicité : .....	48
II-5-2 Calcule la surface afférente du poteau plus sollicité .....	49
II-5-3- Pré dimensionnement des poteaux de type 1 : .....	49
II-5-3-1- Calcul de l'effort normal ( $N_U$ ) sollicitant les poteaux : .....	49
II-5-3-2-Détermination de la section transversale du poteau (a x b) : .....	51
II-6- Vérification : .....	52
II-7- Prédimensionnement des voiles : .....	52
II-8- Tableau récapitulatif : .....	53
II-9-Conclusion : .....	53

## Chapitre III : ferrailage des éléments non-structuraux

III-1 Introduction.....	55
III-2- Les escaliers : .....	55
III-2-1- Prédimensionnement de l'escalier : .....	55
III-2-2- Vérification.....	56
III-2-3- Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S : .....	56
III-2-4-La charge d'exploitation : .....	56

III-2-5-Moment fléchissant max : .....	56
III-2-6- Effort tranchant : .....	56
III-2-7-Le ferrailage : .....	56
III-2-8-Vérification.....	57
III-2-8-1-Condition de non fragilité : .....	57
III-2-8-2-Justification vis-à-vis de l'effort tranchant : .....	57
III-2-8-3-Vérifications des contraintes à l'E.L.S : .....	57
III-2-8-4-Vérification de la flèche : .....	58
III-2-9-Etude du noyau central : .....	58
III-2-10-La disposition de ferrailage : .....	59
III-3-L'acrotère .....	60
III-3-1-Calcul des sollicitations : .....	60
III-3-2-Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section : .....	61
III-3-3-Calcul du ferrailage (E.L.U.) : .....	61
a- Vérification de l'existence des armatures comprimée $A'$ : .....	61
b- Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire : .....	62
III-3-4-Vérification : .....	63
a- Vérification des contraintes (E.L.S.) : .....	63
b- Détermination des contraintes dans l'acier tendu $\sigma_{st}$ .....	63
c- Contrainte de cisaillement : .....	64
d- Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme : .....	64
III-3-5-Disposition de ferrailage. ....	65
III-4-Balcon : .....	66
III-4-1-Étude des charges et des sollicitations : .....	66
a- Décence des charges : .....	66
b- Charge surfacique et linéaire : .....	67
III-4-2-Calcul de la charge concentrée : .....	67
III-4-3-Calcul du moment max et de l'effort tranchant max : .....	68
III-4-4-Ferrailage : .....	68
III-4-5-Vérifications : .....	68
a- Condition de non fragilité : .....	68

b-	Contrainte de cisaillement : .....	68
c-	Contraintes d'adhérence : .....	69
d-	La vérification des contraintes à l'E.L.S. : .....	69
e-	Détermination des contraintes dans l'acier tendue $\sigma_{st}$ : .....	70
f-	Vérification de la flèche : .....	70
III-4-5-	Disposition de ferrailage : .....	71
III-4-L'	étude des composants de l'ascenseur .....	72
Calcul du poids des composants de l'ascenseur III-4-1-	.....	73
III-4-2-	Calcul de la charge totale $q_u$ : .....	74
III-4-2-1-	Calcul de la charge de rupture : .....	74
III-4-2-2-	Calcul des poids des câbles : .....	75
III-4-2-3-	Vérification de $C_r$ : .....	75
III-4-2-4-	Calcul de la charge permanente total G : .....	76
III-4-3-	Vérification de la dalle au poinçonnement : .....	76
III-4-4-	Évaluation des moments dus aux charges concentrées : .....	77
b-	Calcul des moments suivant les deux directions : .....	78
c-	Les moments dus aux charges concentrées : .....	79
d-	Moments dus aux charges réparties (poids propre) : .....	80
III-4-5-	Calcul du ferrailage de la dalle : .....	81
a-	En travée: .....	81
b-	Sur appuis : .....	81
c-	Section minimale des armatures : .....	82
d-	Choix des aciers: .....	82
e-	Armatures transversal: .....	83
III-4-6-	Vérification à l'E.L.S : .....	84
a-	Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées : .....	84
b-	Les moments dus aux charges concentrées : .....	85
c-	Moments dus aux charges réparties (poids propre) : .....	85
III-4-7-	Vérification des contraintes dans le béton : .....	86
-	Suivant $l_x$ : .....	86
-	Suivant $l_y$ : .....	87

III-4-8-Disposition du ferrailage :.....	87
a- Arrêt des barres :.....	87
b- Cas des charges uniformes :.....	88
c- Arrêt des barres sur appuis : .....	88
d- Arrêt des barres en travée dans les deux sens :.....	88
e- Armatures finales :.....	88
III-4-9-Voile de la cage d'ascenseur : .....	89
III-5-Conclusion .....	89
Chapitre IV :.....	90

## Chapitre IV : Calcul des planchers

IV-1-Introduction.....	91
IV-2-Prédimensionnement des plancher .....	92
a- Calcul de la largeur de la poutrelle (b) : .....	92
IV-3-Méthode de calcul des poutrelles :.....	93
IV-3-1-La méthode forfaitaire :.....	93
a- Domaine d'application :.....	93
b- Conditions d'application :.....	93
c- Principe de la méthode :.....	93
d- Les efforts tranchants :.....	96
IV-3-2-La méthode de Caquot.....	97
a- Principe de la Méthode de Caquot.....	97
b- Moments sur appuis .....	98
e- Moments sur appui : .....	100
f- Moments en travée.....	101
h- Efforts tranchants .....	102
IV-4-Vérification des conditions de la méthode forfaitaire : .....	103
IV-5-Type de poutrelle : .....	104
IV-6-Calcul des sollicitations :.....	105
IV-7-Plancher étage :.....	105
a- Calcule des moments isostatiques : .....	105
b- Calcul des moments sur appuis :.....	105

c-	Calcul des moments en travées :.....	106
d-	Les efforts tranchants :.....	107
IV-8-	Ferraillage .....	108
a-	En travée .....	108
b-	En appuie.....	108
	Les appuis intermédiaires.....	108
IV-9-	Vérification :.....	109
a-	Condition de non fragilité (section en T <sub>é</sub> ) :.....	109
b-	Vérification à l'E.L.S :.....	110
c-	Contrainte de cisaillement : .....	110
d-	Les armatures transversales A <sub>t</sub> : .....	110
e-	L'espacement : .....	110
f-	La section des armatures transversales :.....	110
g-	Espacement dans la zone nodale : .....	111
h-	Ancrage des armatures aux niveaux des appuis : .....	112
i-	Compression de la bielle d'about : .....	112
j-	Entraînement des armatures :.....	113
l-	Vérification de la flèche :.....	114
IV-10-	Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants : .....	114
IV-11-	La disposition de ferraillage : .....	115
IV-11-	Plancher terrasse .....	116
IV-12-	Ferraillage .....	116
a-	En travée .....	116
b-	En appuie.....	116
IV-12-	Les diagrammes des efforts tranchants et les moments fléchissant .....	117
IV-13-	La disposition de ferraillage : .....	118
IV-14-	Ferraillage de la dalle de compression : .....	119
a-	Section minimale des armatures $\perp$ aux poutrelles :.....	119
b-	Section minimale des armatures // aux poutrelles : .....	119
IV-15-	Tableau récapitulatif de ferraillage : .....	120
IV-16-	Conclusion .....	120

## Chapitre V: L'étude sismique

V-1-Introduction .....	122
V-2-Calcul sismique : .....	122
V-2-1-Objectifs du calcul sismique : .....	122
V-3-Méthodes de calcul sismique : .....	123
a- Analyse statique équivalente (ASE) : .....	123
b- Analyse Modale Spectrale (AMS).....	123
c- Méthode du calcul :.....	123
d- Conditions à vérifier : .....	124
V-3-1-Méthode d'analyse modale spectrale :.....	125
a- Principe de la méthode :.....	125
b- Spectre de réponse de calcul : .....	125
V-4-Calcul de la force sismique totale : .....	125
a- Coefficient d'accélération de zone.....	126
b- Facteur d'amplification dynamique moyenne .....	126
c- Facteur de qualité .....	129
d- Coefficient de comportement globale de la structure .....	130
e- Le poids total de la structure :.....	130
V-5-Vérification des forces sismiques : .....	131
V-6-Vérification de la période fondamentale :.....	131
V-7-Vérification des facteurs de participation massique : .....	133
V-8-Les déplacements latéraux inter- étage : .....	134
V-9-Justification vis-à-vis de l'effet $P\Delta$ :.....	134
V-10-Conclusion.....	135

## Chapitre VI: Ferrailage des portiques

VI-1-Introduction : .....	137
VI-2-Les combinaisons de calcul : .....	137
VI-3-Ferrailage des poutres :.....	137
a- Méthode de calcul :.....	137
b- Sollicitations du 1 <sup>er</sup> genre (BAEL 91) : .....	138
c- Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales : .....	138

VI-4-Ferraillage d'une poutre : .....	139
VI-4-1-Sens longitudinal : « poutre principale (40×30) cm <sup>2</sup> » .....	139
a- Données : .....	139
b- Armatures longitudinales :.....	139
c- Ferraillage sur appuis :.....	139
d- Ferraillage en travée : .....	140
VI-5-Vérification :.....	140
a- Contrainte de cisaillement : .....	140
b- Détermination du diamètre des armatures transversal : .....	140
c- Vérification de la section d'armatures minimale :.....	141
d- Ancrage des armatures aux niveaux des appuis : .....	141
e- Compression de la bielle d'about : .....	141
f- Entraînement des armatures :.....	142
g- Vérification des contraintes à l'ELS :.....	143
h- Calcule de la flèche :.....	144
VI-5-Tableaux récapitulatifs du ferraillage des différents niveaux : .....	144
a- Sens longitudinal : « poutre principale (40x30) cm <sup>2</sup> » .....	144
b- Sens transversal : « poutre secondaire (30x35) cm <sup>2</sup> » .....	145
VI-6-Disposition de ferraillage .....	146
VI-7-Ferraillage des poteaux :.....	147
a- Méthode de calcul :.....	147
VI-8-Exemple de calcul : .....	148
a- Les sollicitations défavorables :.....	148
b- Calcul d'un poteau : .....	149
c- Méthode de calcul :.....	149
VI-8-Vérification.....	150
a- Vérifications de la contrainte de cisaillement :.....	150
b- Calcul des armatures transversales : .....	150
c- Diamètre des armatures transversales :.....	150
d- Vérification de la section minimale d'armatures transversales :.....	151
e- Détermination de la zone nodale : .....	152
VI-9-La disposition de ferraillage :.....	152

VI-10-Conclusion.....	152
<b>Chapitre VII : Ferrailage des voiles</b>	
VII-1-Introduction :.....	154
VII-2-Le système de contreventement :.....	154
VII-2-1-Conception :.....	154
VII-3-Calcul :.....	155
VII-3-1-Le principe de calcul :.....	155
VII-3-2-La méthode de calcul :.....	155
VII-3-3-Armatures verticales :.....	156
VII-3-4-Armatures horizontales :.....	156
VII-3-5-Armatures transversales :.....	156
VII-3-6-Armatures de coutures :.....	157
VII-4- Ferrailage des voiles :.....	157
VII-4-1-Détermination des contraintes :.....	158
VII-4-2-Position des axes neutre :.....	158
VII-4-3-Détermination de la force de traction :.....	158
VII-4-4-Détermination de la section :.....	158
VII-4-5-Les armatures de couture :.....	158
VII-4-6-La section d'armature verticale totale :.....	159
VII-4-7-Espacement exigé par R.P.A 99/v2003 :.....	159
VII-4-8-Répartition du ferrailage adopté :.....	159
VII-4-9-Section minimale d'armatures :.....	159
VII-4-10-Détermination des armatures horizontales :.....	159
VII-5-Vérification de la contrainte de cisaillement $\tau_b$ :.....	160
VII-6-Disposition des armatures :.....	160
VII-6-1-Armatures verticales :.....	160
VII-6-2-Armatures horizontales :.....	161
VII-6-3-Armatures transversales :.....	161
VII-7-La disposition de ferrailage :.....	161
VII-8-La disposition des voiles :.....	162
VII-9-Conclusion.....	162

Chapitre VIII : .....	163
<b>Chapitre VII: Etude de l'infrastructure</b>	
VIII-1-Introduction : .....	164
VIII-2-Pré dimensionnement du radier : .....	164
VIII-2-1-Condition forfaitaire : .....	164
VIII-2-2-Condition de cisaillement : .....	164
VIII-2-3-Choix final de l'épaisseur du radier : .....	165
VIII-2-4-Calcul du débordement : .....	165
VIII-3-Détermination de la hauteur de la poutre de libage : .....	165
VII-3-1-Vérification des contraintes du sol sous la charge verticale : .....	165
VIII-3-2-La longueur élastique : .....	165
VIII-4-Évaluation des charges pour le calcul du radier : .....	166
VIII-5-Ferraillage du radier : .....	166
VIII-5-1-Méthode de calcul : .....	166
VII-5-2-Évaluation des charges : .....	167
VIII-6-Calcul du ferraillage : .....	167
VIII-6-1-Détermination des efforts : .....	167
VIII-6-2-Calcul des armatures : .....	167
VIII-6-2-1-Suivant $Lx$ : .....	167
VII-6-2-2-Suivant $Ly$ : .....	168
VIII-7-Vérification .....	168
VIII-7-1-Condition de non fragilité : .....	168
VIII-7-2-Vérification de l'espacement : .....	169
VIII-8-Ferraillage des poutres de libages : .....	169
VIII-8-1-Calcul de $Q'$ : .....	169
VII-8-1-1-En travée .....	169
VIII-8-1-2-Sur appui : .....	170
VIII-8-2-Sens transversale : .....	170
VIII-8-2-1-Calcul de $Q'$ : .....	170
VIII-8-2-2-En travée .....	170
VIII-8-2-3-Sur appui : .....	171

VIII-9-Les armatures de peau : .....	171
VIII-9-1-Contrainte de cisaillement : .....	171
VIII-9-2-Diamètre : .....	171
VIII-9-3-Espacement : .....	172
VIII-10-Disposition de ferrailage.....	172
Conclusion générale .....	174
Bibliographie .....	175
Annexe.....	176

# INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le domaine du génie civil est extrêmement spécialisé et très étoffé. Il se divise principalement en quatre domaines : la structure, voies et ou ouvrage d'art, l'hydraulique, la géotechnique. Deux grandes différences se dégagent dans le domaine du génie civil : le bâtiment et voies et ou ouvrage d'art. Stratégiquement important, le secteur des structures est devenu le plus exigeant compte tenu de la population mondiale croissante.

Dans cette étude, nous allons analyser les caractéristiques d'un bâtiment de SEPT niveaux, appelé bâtiment R+7. L'architecture d'un bâtiment R+7 est celle d'un rez-de-chaussée (R) et de sept étages supérieurs. Ce genre de construction est fréquemment employé en milieu urbain afin de tirer le meilleur parti de l'espace disponible.

Notre Projet fin d'étude contient sept chapitres en deux passages, un passage théorique dans lequel nous abordons les informations théoriques et les données sur le bâtiment en général en termes de qualité et quantité du l'acier utilisé ainsi que les sols et les contraintes admissibles. Un passage pratique où nous nous lançons dans l'étude réelle du bâtiment et veillons à ce qu'elle réponde aux normes légales.

Les chapitres sont :

Chapitre I : Généralité et hypothèse de calcul.

Chapitre II : Prédimensionnement des planchers.

Chapitre III : Prédimensionnement des éléments non-structuraux.

Chapitre IV : Ferrailage des Planchers.

Chapitre V : L'étude sismique.

Chapitre VI : Ferrailage des portiques.

Chapitre VII : Ferrailage des voiles.

Chapitre VIII : L'étude de l'infrastructure

# **Chapitre I :**

# **Généralité et hypothèse de**

# **Calcul**

**I-1-Introduction**

Le projet de fin d'étude actuel concerne l'analyse technique d'un bâtiment R+7. Un système mixte (murs voiles et portiques) s'oppose à la structure de ce bâtiment.

Les éléments structuraux du bâtiment sont mesurés et renforcés pour faire face aux différentes sollicitations (statiques et dynamiques) qui leur sont imposées, tout en prenant en considération leur aspect économique. Le présent mémoire est organisé de la manière suivante :

1. Une Analyse des charges et du prédimensionnement des éléments horizontaux (planchers et poutres) ainsi que des éléments verticaux (poteaux et murs voiles).
2. Calcul des divers éléments non structuraux tels que l'acrotère, les balcons, les escaliers et la dalle qui supporte l'ascenseur.
3. Analyse de la résistance et de la rigidité aux séismes.
4. Calcul des éléments structuraux.
5. Étude des différents éléments qui composent l'infrastructure.

**I-2-Présentation de l'ouvrage :**

Cette étude se concentre sur le calcul de la résistance des éléments d'une tour de sept (07) niveaux en béton armé à usage habitation située à Tiaret, située en zone de faible sismicité Zone I) conformément au règlement parasismique algérien (RPA 99 modifié 2003). Notre édifice est de plan régulier, il comprend :

- ✓ Un Rez-de-chaussée et sept (07) à usage totalement d'habitation.

**I-2-1-Caractéristiques géométriques :**

Dimension en plan (m)	Longueur totale de bâtiment	25,90
	Largeur totale du bâtiment	18,35
Dimension en élévation (m)	Hauteur du RDC	3,06
	Hauteur des étages courants	3,06
	Acrotère	0,70
	Hauteur totale du bâtiment	24,48
	Hauteur totale du bâtiment + acrotère	25,18

**Tableau I-1- Caractéristiques géométriques**

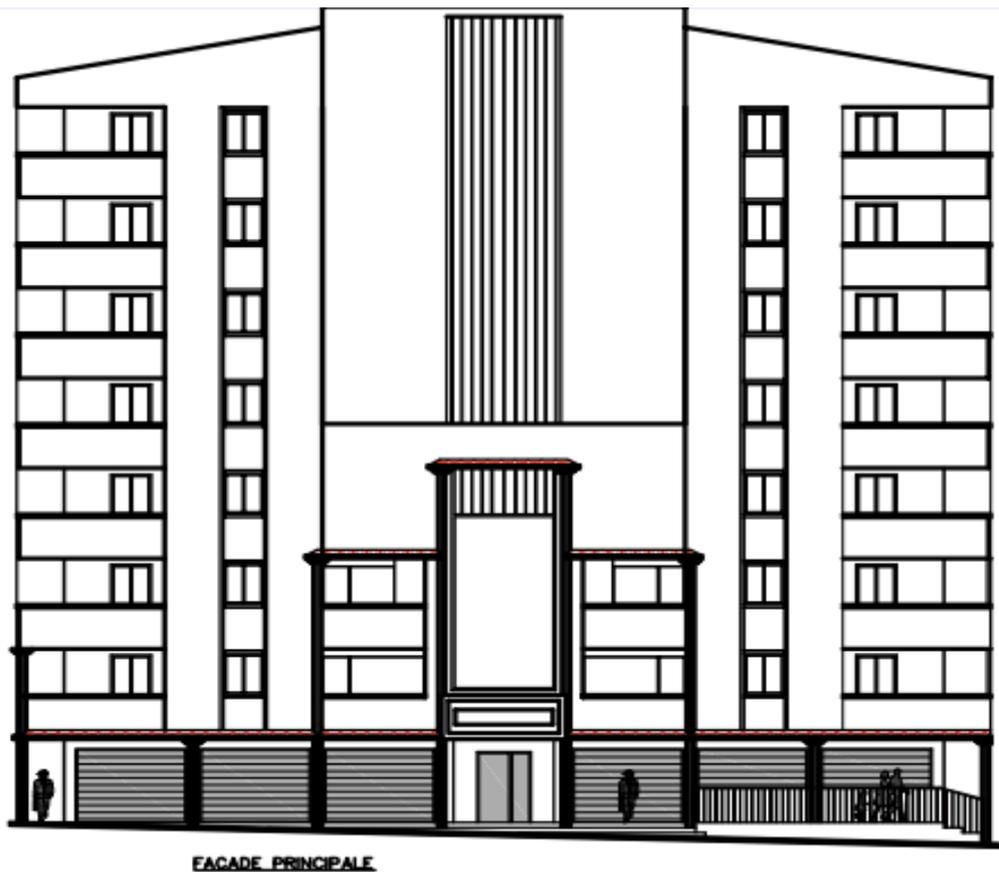


Figure-I-1-façade principale de bâtiment

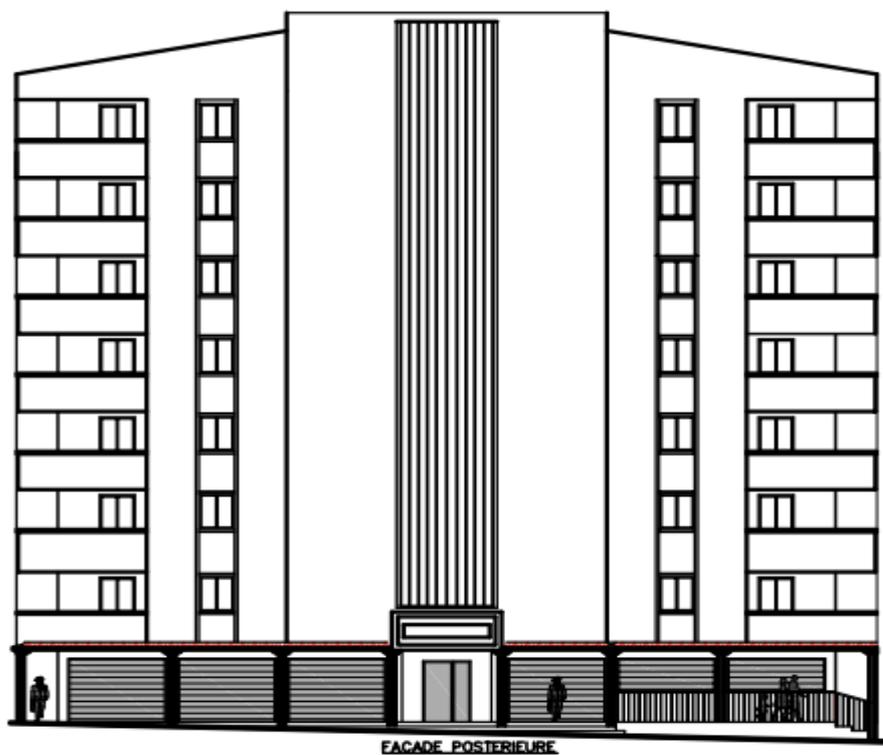


Figure I-2-Façade Postérieur de bâtiment



Figure I-3-Façade Latérale Gauche de bâtiment

### I-2-2-Ossature et système constructif :

Compte tenu de l'ossature et du système constructif :

- 1) **Ossature** : La structure est stabilisée grâce à un système structurel mixte en béton armé, comprenant des portiques et des murs voile.
- 2) **Planchers** : les planchers adoptés sont des planchers à corps creux et dalle pleine.
- 3) **Escalier** : un escalier hélicoïdal avec un noyau central.
- 4) **Maçonnerie** : Les parois extérieures sont constituées d'une double cloison de briques de 15 cm et de 10 cm d'épaisseur séparées par une lame d'air de 5 cm, tandis que les parois de séparation sont constituées d'une simple cloison de 10 cm d'épaisseur.
- 5) **Cage d'ascenseur** : L'ascenseur est une machine élévatrice qui permet de se déplacer verticalement et d'accéder aux différents niveaux du bâtiment. Il est principalement composé de la cabine et de sa machinerie, qui sont regroupées dans un noyau ouvert appelé cage d'ascenseur.

- 6) **Revêtement** : Les plafonds sont enduits en plâtre, les locaux humides (WC, S.D.B. et cuisine) sont enduits en ciment, les murs extérieurs et intérieurs sont enduits en ciment, les planchers sont recouverts de carrelage et le plancher terrasse est équipé d'une étanchéité multicouche (pour l'imperméabilité et l'isolation thermique).
- 7) **Isolation** : L'isolation acoustique est garantie par la pesanteur du sol et par le manque d'air entre les deux parois externes.
- 8) **L'isolation thermique** : Les couches d'isolant (polystyrène) pour les planchers de terrasse et le vide d'air entre les deux cloisons extérieures assurent cette protection.

**I-2-2-2-Caractéristiques géotechniques du sol :**

Selon le rapport géotechnique, le sol d'assise présente les propriétés suivantes :

La contrainte du sol est :  $\sigma_{sol} = 2\text{bar}$  pour un ancrage  $D = 2,00\text{ m}$ .

Le poids spécifique du sol :  $\gamma_{sol} = 1,7\text{t/m}^3$ .

L'angle de frottement interne du sol :  $\varphi = 35^\circ$

La cohésion ( $C = 0$ ) sol pulvérulent.

**I-3-Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Selon les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé B.A.E.L 91/1999 CBA (code du béton algérien), ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003, le choix du béton et de l'acier utilisés aura lieu.

**I-3-1-Le béton :**

Le béton de ciment, également connu sous le nom de béton, est une combinaison de ciment, de granulats, d'eau de gâchage. En injectant de l'acier dans du béton disposé de manière à résister aux forces de traction, on obtient du béton armé.

La composition d'un mètre cube ( $1\text{ m}^3$ ) de béton ordinaire est de :

- ✓ Béton dosé à  $350\text{ Kg/m}^3$  en Ciment CPJ 42,5 ;  
350  $\text{kg/m}^3$  pour le béton des éléments structuraux.  
150  $\text{kg/m}^3$  pour le béton de propreté.
- ✓ 400 l de sable ( $d_g \leq 5\text{ mm}$ ) ;
- ✓ 800 l de gravillon ( $d_g \leq 25\text{ mm}$ ) ;
- ✓ 175 l d'eau de gâchage.

Il est possible de préparer le béton de manière mécanique en utilisant une bétonnière ou une centrale à béton. La construction d'un élément d'ouvrage en béton armé implique quatre étapes :

- 1) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- 2) La mise en place des armatures dans le coffrage.
- 3) Le coulage du béton dans le coffrage.
- 4) Décoffrage ou démoulage après un durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

**Résistance à la compression élevée :** Le béton est très résistant à la compression, ce qui signifie qu'il peut supporter de lourdes charges sans se déformer. L'acier, quant à lui, est très résistant à la traction, ce qui signifie qu'il peut résister à l'étirement. En combinant les deux matériaux, le béton armé devient résistant à la fois à la compression et à la traction, ce qui lui permet de supporter des charges plus importantes et de durer plus longtemps.

**Résistance au feu :** Le béton armé offre une bonne résistance au feu, ce qui signifie qu'il peut retarder la propagation des flammes et protéger la structure en cas d'incendie.

**Résistance aux intempéries :** Le béton armé est résistant aux intempéries, ce qui signifie qu'il peut résister aux effets du soleil, de la pluie, de la neige et du gel.

**Durabilité :** Le béton armé est un matériau durable qui peut durer des centaines d'années avec un entretien minimal.

**Facilité de mise en œuvre :** Le béton armé est relativement facile à mettre en œuvre, ce qui peut contribuer à réduire les coûts de construction.

**Polyvalence :** Le béton armé peut être utilisé pour créer une grande variété de formes et de structures, ce qui en fait un matériau polyvalent adapté à un large éventail d'applications.

**Rentabilité :** Le béton armé est un matériau relativement peu coûteux, ce qui en fait un choix économique pour la construction.

**Résistance aux produits chimiques :** Le béton armé est résistant aux produits chimiques, ce qui le rend adapté aux applications où il peut être exposé à des produits chimiques agressifs.

**Isolation acoustique :** Le béton armé offre une bonne isolation acoustique, ce qui peut contribuer à réduire les niveaux de bruit dans les bâtiments.

**Protection contre les rayonnements :** Le béton armé peut protéger contre les rayonnements, ce qui le rend utile pour les applications où la protection contre les rayonnements est nécessaire, comme les centrales nucléaires.

**Économie :** La transmission des efforts de compression par le béton est plus économique que l'acier, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister aux efforts de traction.

En revanche, le béton armé présente des risques de fissurations, et le retrait et le fluage sont souvent des désavantages dont il est difficile de faire face.

Son poids volumique est :  $\begin{cases} \text{Béton armé } \gamma_b = 25\text{KN}/\text{m}^3 \\ \text{Béton non armé } \gamma_b = 22\text{KN}/\text{m}^3 \end{cases}$

**I-3-1-1-Résistance mécanique :**

La résistance mécanique du béton est sa capacité à résister aux efforts appliqués, tels que la compression, la traction, le cisaillement et la flexion. Cette résistance est essentielle pour garantir la sécurité et la durabilité des structures en béton armé.

**a- Résistance caractéristique à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40\text{MPa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} \\ f_{c28} \geq 40\text{MPa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \times f_{c28} \end{cases}$$

Pour 28 jours < j < 60 jours, on prend :  $f_{cj} = f_{c28}$

Pour j ≥ 60 jours, on prend  $f_{cj} = 1,1f_{c28}$

(À condition que le béton ne soit pas traité thermiquement)

Pour notre étude, on prend :  $f_{c28} = 25\text{MPa}$ .

$f_{cj}(\text{MPa})$	16	20	22	25	30	35	40
7 jours	1,06	13,2	14,6	16,5	19,9	23,2	26,5
14 jours	13,7	17,9	18,8	21,4	25,6	29,9	34,2
90 jours	17,6	22	24,2	27,5	33	38,5	44

**Tableau I-2- Résistance  $f_{cj}$  du béton à 7, 14 et 90 jours**

### **b- Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \Rightarrow \text{pour } f_{c28} = 25\text{MPa}; f_{t28} = 2,1\text{MPa}$$

### **c- Définition des états limites :**

Il est essentiel de concevoir et de calculer un ouvrage de manière à garantir des sécurités adéquates contre sa ruine ou l'un de ses éléments tout au long de sa durée d'exploitation.

Un comportement en service qui pourrait avoir un impact considérable sur sa durabilité, son apparence ou encore le confort des utilisateurs.

Les états limites sont classés en deux catégories :

#### **c-1-État limite ultime :**

Lorsque l'ouvrage est sollicité de cette manière, il est à la limite de la ruine, il doit supporter les charges, mais il subit des déformations irréversibles et en ressort endommagé. Dans cette situation, il n'est pas nécessaire de se limiter au comportement élastique des matériaux. On utilise donc des "modèles de plasticité non linéaires" qui prennent en compte le comportement réel des matériaux. Les « modèles de calcul de stabilité de forme » sont également utilisés pour le flambement et le voilement des éléments comprimés (poteau, béton, voile ou coque) et le déversement des éléments fléchis élancés.

#### **c-2-État limite de service :**

C'est le mode de sollicitation quotidien, il est important que l'ouvrage ne subisse pas de déformation irréversible. Les matériaux sont utilisés pour leur capacité d'élasticité. Naturellement, les calculs à l'ELS sont effectués en utilisant le "modèle élastique linéaire".

Les éléments ne sont généralement pas calculés en résistance à l'ELS5 pour les ouvrages courants de construction, mais plutôt pour des environnements agressifs ou lorsque les conditions de fissuration ou de déformation sont néfastes pour la durabilité de l'ouvrage dimensionné. La déformation de la structure à l'ELS doit néanmoins être vérifiée pour garantir que les limites admissibles ne sont pas dépassées.

**I-3-1-2-Déformation et contraintes de calcul :**

La déformation d'un matériau est le changement de sa forme ou de ses dimensions sous l'effet d'une force appliquée.

**a- État limite de résistance :**

Dans les calculs concernant l'état limite ultime de résistance, le béton est utilisé avec un diagramme traditionnel appelé "Parabole - rectangle", tandis que dans certains cas, pour simplifier les calculs, on utilise un diagramme rectangulaire.

**a-1-Diagramme parabole – rectangle de compression du béton :**

Pour les calculs relatifs à l'ELU on utilisera pour le béton un diagramme conventionnel dit : parabole rectangle.

Il comporte un arc de parabole du second degré d'axe parallèle à l'axe des contraintes de compression  $\sigma_{bc}$  suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations  $\varepsilon_{bc}$  et tangente à la parabole en son sommet. Ce segment s'étend entre les valeurs 2‰) et 3,5/‰ de la déformation.

Un diagramme déformations – contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas. La contrainte du béton comprimé :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17MPa \Rightarrow \text{Pour le cas générale} \\ \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 14,48MPa \Rightarrow \text{Pour le cas accidentelle} \end{array} \right.$$

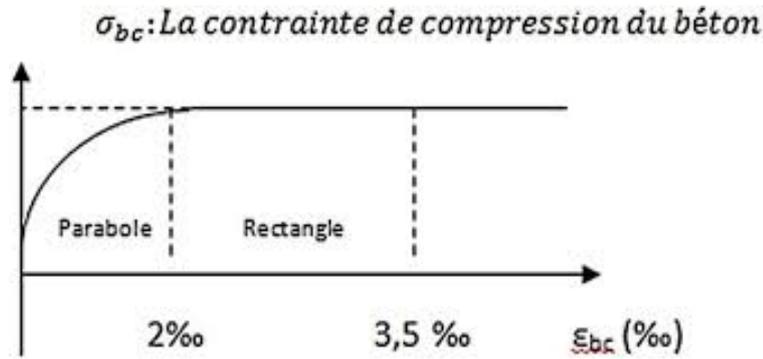
Avec :

$\varepsilon_{bc}$ : Déformation du béton en compression ;

$\sigma_{bc}$ : Contrainte de calcul pour  $2‰ < \varepsilon_{bc} < 3,5/‰$

$f_{cj}$ : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours ;

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité avec :  $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \text{Cas générale} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \text{Cas accidentelle} \end{array} \right.$



**Figure I-4- Diagramme de contrainte-déformation parabolé – rectangle du béton**

Le coefficient de diminution de 0,85 prend en considération les effets néfastes de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage sur les résistances caractéristiques obtenues lors d'essais sur des éprouvettes.

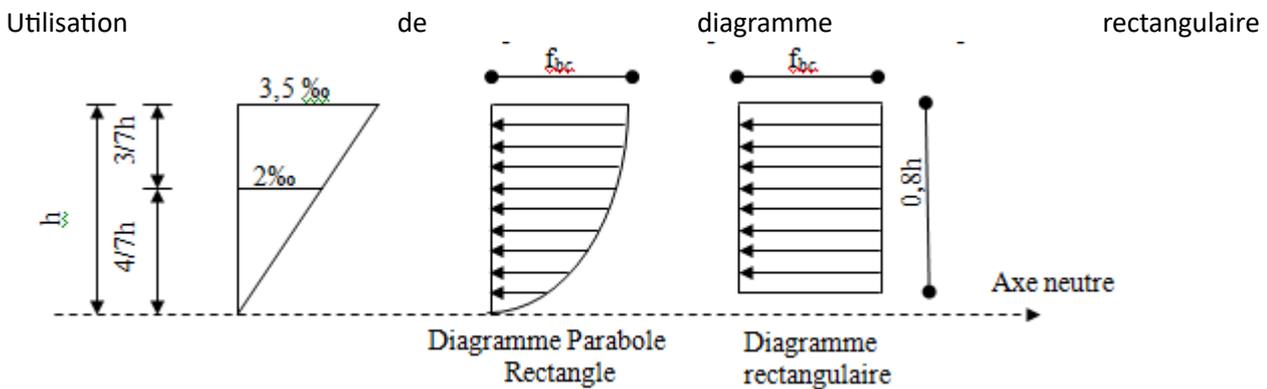
**b- État limite de service :**

La contrainte limite de service en compression est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MPa$$

**b-1-Diagramme rectangulaire :**

Utilisé dans le cas où la section considérée est partiellement comprimée ou en flexion simple.



**Figure I-5- Utilisation de diagramme rectangulaire**

**I-3-1-3-Cisaillement :**

Le cisaillement est un mode de sollicitation des matériaux qui se caractérise par un glissement relatif entre deux parties d'un matériau. Ce glissement est causé par des forces appliquées parallèlement aux surfaces de contact entre les deux parties.

**a- Contrainte admissible de cisaillement :**

Notée généralement  $\tau_{adm}$  est une valeur maximale de la contrainte de cisaillement à laquelle un matériau peut être soumis sans subir de déformation permanente ou de rupture. Elle dépend de plusieurs facteurs, dont :

**Le type de matériau :** Chaque matériau a sa propre résistance au cisaillement. Par exemple, l'acier est beaucoup plus résistant au cisaillement que le bois.

**L'état du matériau :** Un matériau traité thermiquement ou allié aura généralement une résistance au cisaillement plus élevée qu'un matériau non traité.

**La température :** La résistance au cisaillement de la plupart des matériaux diminue avec l'augmentation de la température.

**Le temps de sollicitation :** La résistance au cisaillement d'un matériau peut diminuer avec le temps sous une charge constante.

La contrainte admissible de cisaillement est définie par les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{adm} = \min \left( \frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right); \text{ pour une fissuration peu préjudiciable} \\ \tau_{adm} = \min \left( \frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \text{ pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable} \end{array} \right.$$

**b- La contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement (notée généralement  $\tau_u$ ) est la valeur maximale de la contrainte de cisaillement que peut supporter un matériau avant de se rompre. Elle représente la résistance maximale au cisaillement du matériau.

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

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} b_0: \text{largeur de pièce} \\ d: \text{hauteur utile} \end{array} \right.$

Soit dans notre cas :

$$\tau_{adm} = \min \left( \frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,34 \text{ MPa}; \text{ pour une fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_{adm} = \min \left( \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

**I-3-1-4-Module de Déformations longitudinales du béton :**

Le module de déformations longitudinales du béton, aussi appelé module d'Young du béton ou module d'élasticité du béton, est une grandeur physique qui caractérise le comportement élastique du béton sous sollicitations longitudinales (traction ou compression). Il représente la relation entre la contrainte de traction ou de compression appliquée au béton et la déformation longitudinale qui en résulte.

**a- Module de déformation instantanée :**

Le module de déformation instantanée, aussi appelé module d'Young instantané ou module d'élasticité instantané, est une grandeur physique qui caractérise le comportement élastique d'un matériau soumis à une contrainte appliquée rapidement. Il représente la relation entre la contrainte appliquée et la déformation qui en résulte immédiatement

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{MPa}$$

**b- Module de déformation différée :**

Le module de déformation différée, aussi appelé module de fluage ou module de déformation lente, est une grandeur physique qui caractérise le comportement viscoélastique d'un matériau soumis à une contrainte appliquée sur une longue période. Il représente la relation entre la contrainte appliquée et la déformation visqueuse qui en résulte progressivement avec le temps.

$$E_{ij} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{MPa}$$

**I-3-1-5-Module de déformation transversale :****Coefficient de poisson :**

Le coefficient de Poisson, noté généralement  $\nu$  (nu grec), est une grandeur adimensionnelle qui caractérise le comportement élastique d'un matériau soumis à une contrainte uniaxiale. Il représente le rapport entre la déformation transversale (rétrécissement ou élargissement) et la déformation longitudinale (allongement ou raccourcissement) du matériau.

La valeur de ce module de déformation transversale est donnée par l'expression suivante :

$$\nu = \frac{\Delta d/d_0}{\Delta L/L} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Avec :

$\xi_t$  : Déformation limite transversale.

$\xi_L$  : Déformation limite longitudinale.

$\nu = 0$  : dans le cas des ELU (section fissurée).

$\nu = 0,2$  : dans le cas des ELS (section non fissurée).

La relation qui lie le coefficient de poisson et le module de glissement G est :

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

$$\text{Soit : } \begin{cases} G_{ELU} = 16082,1 \\ G_{ELS} = 13401,75 \end{cases}$$

### **I-3-2-Les Aciers :**

Les aciers employés dans le béton armé sont classés en fonction de leur couleur et de leur état de surface (ronds lisses ou barres à haute adhérence) :

- ✓ Assemblages de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence forment des treillis soudés.
- ✓ Fils avec une adhérence élevée obtenue grâce à un processus de laminage à chaud, suivi d'un écrouissage par tréfilage et/ou froid.
- ✓ Barres à adhérence élevée fabriquées en laminant à chaud un acier naturellement solide.
- ✓ Ronds lisses bruts obtenue par laminage.

Les barres employées se distinguent par leur taille nominale ( $\emptyset$ ). Si le fournisseur n'est pas d'accord préalable, la longueur des barres développées ne dépassera pas 12m (longueur commerciale habituelle).

Le poids volumique de l'acier est de : 78,5 KN/m<sup>3</sup> et son module d'élasticité longitudinal est de : 200000 MPa.

#### **I-3-2-1-Diagramme déformation - contrainte :**

Dans le cadre de cette recherche, des aciers longitudinaux (feE400) et des aciers transversaux (feE235) sont employés. Lors des calculs concernant les états limites, un coefficient de sécurité  $\gamma_s$  est ajouté, avec les valeurs suivantes :

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

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 ; \text{Cas générale, on a: } \sigma_s = 348\text{MPa} \\ \gamma_s = 1,00 ; \text{Cas des combinaisons accidentelles, on a: } \sigma_s = 400\text{MPa} \end{cases}$$

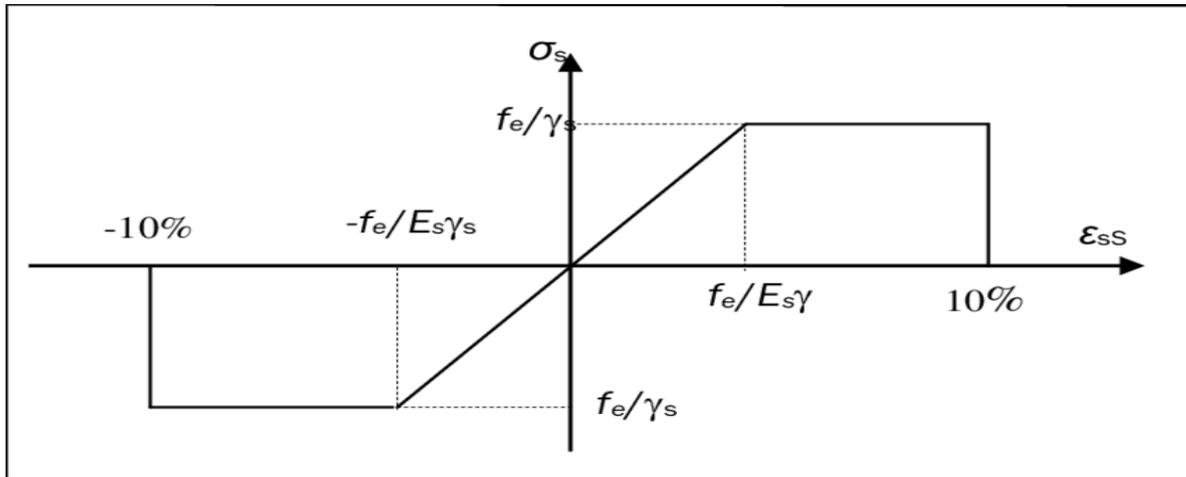


Figure I-6- Diagramme de déformation – contraintes de l'Acier.

**I-3-2-2-Contraintes limites de traction des armatures :**

Les contraintes limites de traction des armatures en béton armé définissent les valeurs maximales admissibles pour la contrainte de traction dans les armatures d'une structure en béton armé. Ces contraintes sont établies par les codes de construction en vigueur et visent à garantir la sécurité et la durabilité de la structure.

La contrainte limite de traction est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{st} \leq f_e ; (\text{Pas de limitation}) \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \text{MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = 201,63\text{MPa} \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{1}{2} \times f_e; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \text{MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{1}{2} \times 400; 90 \times \sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = 165\text{MPa} \Rightarrow \text{Fissuration très préjudiciable} \end{cases}$$

$\eta$ : Coefficient de fissuration ;

$$\begin{cases} \eta = 1 \Rightarrow \text{Pour rond lisse} \\ \eta = 1,6 \Rightarrow \text{Pour haute adhérence avec } \Phi \geq 6\text{mm} \\ \eta = 1,3 \Rightarrow \text{Pour haute adhérence avec } \Phi \leq 6\text{mm} \end{cases}$$

$f_{tj}$ : Résistance caractéristique à la traction du béton.

$f_e$ : Limite d'élasticité des aciers.

**I-4-Hypothèse de calcul :**

Selon les règles B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :

- ✓ États limites ultimes de résistance E.L.U.R
- ✓ États limites de service E.L.S

**I-4-1-E.L.U.R :**

Il s'agit de trouver un équilibre entre les demandes d'actions accrues et les demandes de résistance calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture réduites, conformément aux règlements parasismiques algériens R.P.A 99 (version 2003).

Il est également important de s'assurer que l'E.L.U.R n'est pas atteint en soulignant que les actions sismiques sont des actions délibérées.

**I-4-1-1-Hypothèses de calcul :**

1. Les parties lisses avant la déformation demeurent lisses après la déformation.
2. Aucun mouvement relatif n'est observé entre les armatures et le béton.
3. On néglige la résistance du béton à la traction.
4. Le raccourcissement du béton est limité à :  
$$\begin{cases} \varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰} \Rightarrow \textit{flexion composé} \\ \varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \Rightarrow \textit{compression simple} \end{cases}$$
5. L'allongement de l'acier est limité à :  $\varepsilon_{bc} = 10\text{‰}$  ;
6. Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour : Le béton en compression et l'acier en traction et en compression.

**I-4-1-2-Règles des trois pivots :**

1. Selon les exigences habituelles, il est possible que la section en béton armé se brise :
2. En comprimant le béton comprimé.
3. Lorsque la résistance de l'armature tendue est épuisée.
4. Le diagramme des déformations peut prendre des positions limites en se basant sur les déformations limites du béton et de l'acier.
5. La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivot.

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
1	1	Allongement unitaire de l'acier 10‰
2	2	Raccourcissement unitaire du béton 3,5‰
3	3	Raccourcissement unitaire du béton 2‰

Tableau I-3- Les déformations limites du pivot

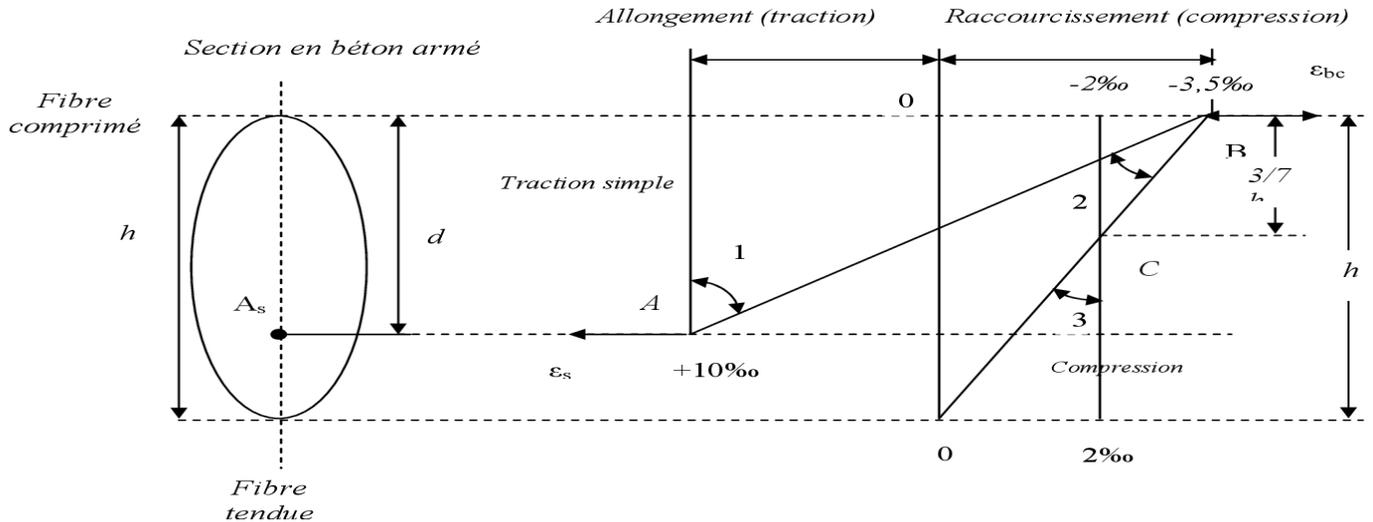


Figure I-7- Diagramme des déformations limitées de la section (Règles des trois pivots)

I-4-2-E.L.S:

Il s'agit de trouver un équilibre entre les exigences d'actions réelles (non augmentées) et les exigences résistantes calculées qui dépassent les limites.

I-4-2-1-Hypothèses de calcul :

1. Les parties droites demeurent lisses.
2. Le béton tendu est négligé car il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
3. Les limitations sont en proportion des déformations.

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \\ \varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \end{cases}$$

Pour convention  $\eta$  correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton.

$$\eta = \frac{E_s}{E_b}$$

**I-4-2-2-Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :****a- Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1,35G + 1,5Q$$

**b- Etat limite de service :**

$$G + Q$$

Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right\} \begin{array}{l} G: \text{Charge permanente} \\ Q: \text{Charge d'exploitation} \\ E: \text{Effort sismique} \end{array}$$

**a. Charge permanente :**

La charge permanente comprend non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi les poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que : plafond, sol, enduits et revêtements quelconques ainsi que ceux des éléments de la construction soutenus ou supportés par les éléments porteurs tels que : cloisons fixes, conduits de fumée, gaines de ventilation.

**b. Charge d'exploitation :**

Les charges d'exploitation, aussi appelées surcharges, correspondent aux forces et aux poids auxquels une structure est soumise pendant son utilisation normale. Elles s'opposent aux charges permanentes, qui représentent le poids propre de la structure et des éléments non porteurs qu'elle supporte.

**c. Effort sismique :**

Les efforts sismiques représentent les forces et les mouvements induits par un séisme sur une structure. Ils sont générés par la propagation d'ondes sismiques dans le sol suite à la rupture soudaine d'une faille géologique.

**I-5-Conclusion**

Dans ce chapitre initial, nous avons abordé la présentation de l'ouvrage à étudier dans notre projet de fin d'études, ainsi que tous les éléments nécessaires pour les calculs qui suivent. Nous avons examiné les caractéristiques géométriques du bâtiment, du sol, mécaniques et des matériaux utilisés dans sa conception.

# **Chapitre II :**

## **Prédimensionnement des planchers**

**II-1 Introduction**

Le prédimensionnement des éléments structuraux est une étape cruciale dans la conception d'une structure en génie civil. Il consiste à définir les dimensions préliminaires des différents éléments porteurs, tels que les poutres, les poteaux, les dalles et les voiles, afin de garantir la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

**II-2 Pré dimensionnement des poutres :**

Une poutre est un élément structural horizontal qui sert principalement à supporter des charges appliquées transversalement à son axe. Ces charges peuvent être du poids propre de la structure, des éléments reposant sur la poutre (planchers, murs, etc.), ou des charges externes (neige, vent, etc.).

On distingue deux types de poutres : Poutres principales et poutres secondaires :

**II-2-1 Poutres principales :**

Dans le sens longitudinal la plus grande portée dans le sens longitudinal :  $L_{max} = 465cm$

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3h \leq b \leq 0,7h \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 31 \leq h \leq 46,5 \\ 10,5 \leq b \leq 24,5 \end{cases}$$

On prend :  $\begin{cases} h = 40cm \\ b = 30 cm \end{cases}$

\* D'après le RPA / version 2003 page 69, les dimensions doivent vérifier les conditions suivantes :

$h = 40cm \geq 30cm$

$b = 30cm \geq 20cm$

$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 \geq 0,4$

Toutes les conditions sont vérifiées

**II-2-2 Poutres secondaires :**

Dans le sens transversal la plus grande portée dans le sens transversal :  $L_{max} = 370 cm$

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3h \leq b \leq 0,7h \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 24,66 \leq h \leq 37 \\ 10,5 \leq b \leq 24,5 \end{cases}$$

On prend :  $\begin{cases} h = 35cm \\ b = 35 cm \end{cases}$

\* D'après le RPA/ version 2003 page 69, les dimensions doivent vérifier les conditions suivantes :

$$h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm}$$

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,16 \geq 0,4$$

Toutes les conditions sont vérifiées.

### **II-3- Prédimensionnement des planchers à corps creux :**

Les poutres sont disposées parallèlement aux poutres secondaires et perpendiculairement à la poutre principale. Ils sont disposés dans le sens de petites portées pour limiter la flèche. On applique la condition de rigidité :

$$h \geq \frac{L_{PS} - b_{PP}}{22,5}$$

$$h \geq \frac{370-35}{22,5} = 19,33\text{cm}$$

On adopte un plancher de type (16 + 4) cm :  $\left\{ \begin{array}{l} 16\text{ cm corps creux} \\ 4\text{ cm dalle de compression} \end{array} \right.$

### **II-3- Descente de charges :**

La descente des charges, également appelée analyse statique des structures, est une étape fondamentale dans le processus de conception d'une structure en génie civil. Elle consiste à déterminer le cheminement des charges depuis leur point d'application jusqu'aux fondations de la structure, en passant par les différents éléments porteurs.

#### **II-3-1- Plancher terrasse inaccessible**

Un plancher terrasse inaccessible, également appelé toiture terrasse inaccessible, est un type de toiture plate qui n'est pas conçue pour être accessible à des fins d'utilisation ou d'entretien régulier. Sa fonction principale est d'assurer l'étanchéité et la protection du bâtiment contre les intempéries, tout en servant de support à des éléments techniques tels que les panneaux solaires, les conduits de ventilation ou les équipements de climatisation.

Matériau	Epaisseur (cm)	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon	5	1
Étanchéité multicouche	4	0,15
Forme en pente	10	2,2
Isolation thermique	-	0,16
Plancher 16+4		2,8
Enduit en ciment	2	0,36
$G_{\text{terrasse}}=6.67 \text{ KN/m}^2$		

**Tableau II-1- la descente charges de plancher terrasse**

**Tableau II-1-**

**II-3-2- Planchers étages courants :**

Un plancher étage courant, également appelé dalle plancher ou plancher dalle, est un élément structural horizontal qui constitue le sol des étages d'un bâtiment. Sa fonction principale est de supporter les charges permanentes (poids propre du plancher, des cloisons, des occupants) et les charges d'exploitation (meublier, équipements, personnes en mouvement).

Matériau	Epaisseur (cm)	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Cloison	-	1
Revêtement en grés cérame y compris mortier de pose	-	0,60
Lit de sable	2	0,36
Plancher 16+4	-	2,8
Enduit en plâtre	2	0,36
$G_{\text{étage}}= 5.12 \text{ KN/m}^2$		

**Tableau II-2- La descente des charges de plancher étage courant**

**II-4- Surcharge d'exploitation :**

Surcharge d'exploitation du plancher étage courant :  $Q=1.5\text{KN/m}^2$ .

Surcharge d'exploitation du plancher terrasse inaccessible :  $Q= 1\text{KN/m}^2$ .

**II-5- Prédimensionnement des poteaux**

En génie civil, un poteau est un élément de structure vertical et ponctuel qui sert à supporter les charges d'une construction. Il est généralement en métal, en bois ou en béton armé.

Le calcul des dimensions des poteaux passe par les étapes suivantes :

1. Le choix du poteau le plus sollicité de la structure,
2. Délimiter la surface afférente ou surface d'influence (la surface du plancher supportée par le poteau choisi),
3. Effectuer la descente de charges sur cette surface,
4. Détermination de la section transversale du poteau (a x b).

**II-5-1- Choix de poteaux plus sollicité :**

Identifier le poteau le plus sollicité dans une structure est crucial pour garantir sa stabilité et sa sécurité. En effet, ce poteau supporte les charges les plus importantes et doit donc être dimensionné en conséquence.

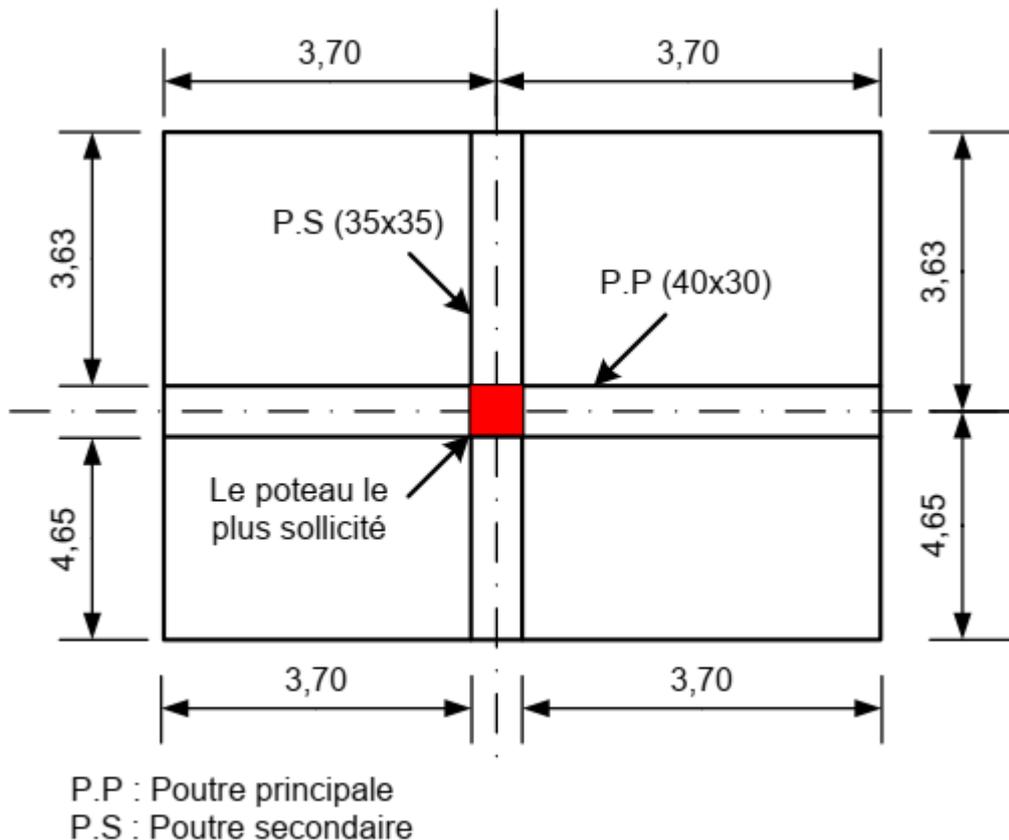


Figure II-1- la disposition du poteau le plus sollicité

**II-5-2 Calcule la surface afférente du poteau plus sollicité**

$$S = (1,85 \times 1,815) + (1,85 \times 1,815) + (1,85 \times 2,325) + (1,85 \times 2,325)$$

$$S = 15,32 \text{ m}^2$$

On a indiqué 5 types de coffrage des poteaux :

- Type 01 : R.D.C et 1<sup>er</sup> étage
- Type 02 : 2<sup>ème</sup> au 7<sup>ème</sup> étage

**II-5-3- Pré dimensionnement des poteaux de type 1 :**

Le prédimensionnement des poteaux en béton armé est une étape cruciale dans la conception des structures. Il s'agit d'une procédure initiale visant à déterminer les dimensions préliminaires des poteaux, en tenant compte des charges qu'ils doivent supporter et des contraintes admissibles des matériaux.

**II-5-3-1- Calcul de l'effort normal (N<sub>u</sub>) sollicitant les poteaux :**

L'effort normal (N<sub>u</sub>) est une force axiale qui agit le long de l'axe longitudinal d'un poteau en compression ou en traction. Il représente la force principale à laquelle les poteaux doivent résister dans les structures en béton armé. Le calcul précis de N<sub>u</sub> est crucial pour garantir la sécurité et la stabilité des poteaux.

**II-5-3-1-1- Les efforts de compression dus aux charges permanentes N<sub>G</sub> :**

Les efforts de compression dus aux charges permanentes (N<sub>G</sub>) sont des forces qui poussent ou écrasent les éléments structuraux, les comprimant dans leur axe longitudinal. Ces efforts résultent principalement poids des planchers terrasse et courant, les poutres principales et secondaires, le poids propre du poteau.

**1) Le poids des planchers terrasse et courants :**

$$P_{Plancher} = (G_T + 8 \times G_{étage}) \times S$$

$$P_{Plancher} = (6,67 + 8 \times 5,12) \times 15,32$$

$$P_{Plancher} = 729,69 \text{ KN}$$

**2) Le poids des poutres principales :**

$$P_{PP} = \gamma \times b \times h \times L_{PP} \times n$$

$$P_{PP} = 25 \times 0,4 \times 0,3 \times 4 \times 8$$

$$P_{PP} = 96 \text{ KN}$$

**3) Le poids des poutres secondaires :**

$$P_{PS} = \gamma_{BA} \times b \times h \times L_{PS} \times n$$

$$P_{PS} = 25 \times 0,30 \times 0,35 \times 3,7 \times 8$$

$$P_{PS} = 77,70 \text{ KN}$$

**4) Le poids de poteau :**

$$G_{poteau} = \gamma_{BA} \times b \times h \times l$$

$$G_{poteau} = 25 \times 0,5 \times 0,5 \times 3,06 = 19,12 \text{ KN}$$

$n$ : Le nombre d'étage

On majore les efforts de 10% :

$$N_G = 1,1(P_{Plancher} + P_{PP} + P_{PS} + G_{poteau})$$

$$N_G = 1,1 \times (725,94 + 96 + 77,7 + 19,12)$$

$$N_G = 1010,64 \text{ KN}$$

**II-5-3-1-2- Effort normal dû aux charges d'exploitation :**

On utilise la méthode dégression des charges :

La dégression des charges d'exploitations concerne les bâtiments avec un nombre de niveaux ( $n \geq 5$ ) où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes comme les bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement et les bâtiments de bureaux.

Les charges d'exploitations sont affectées de coefficients de pondération sauf pour le toit ou terrasse et le niveau en dessous et servent essentiellement au calcul d'une descente de charges.

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
T	$Q_T = Q_0 = 1$	1
7	$Q_7 = Q_0 + Q_1$	2.5
6	$Q_6 = Q_0 + 0.95 \times (Q_1 + Q_2)$	3.85
5	$Q_5 = Q_0 + 0.90 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05
4	$Q_4 = Q_0 + 0.85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.1
3	$Q_3 = Q_0 + 0.8 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7
2	$Q_2 = Q_0 + 0.75 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7.75
1	$Q_1 = Q_0 + 0.71 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	8.45
RDC	$Q_{RDC} = Q_0 + 0.69 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_{RDC})$	9.28

**Tableau II-3- la dégression des charges d'exploitation par niveau**

On majore les efforts de 10% :

$$N_Q = 1,1 \times (Q \times S)$$

$$N_Q = 9,28 \times 15,32$$

$$N_Q = 156,38 \text{ KN}$$

**L'effort normal  $N_U$  :**

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

$$N_u = 1,35 \times 1024,88 + 1,5 \times 156,38$$

$$N_u = 1598,93 \text{ KN}$$

**II-5-3-2-Détermination de la section transversale du poteau (a x b) :**

La détermination de la section transversale optimale (a x b) d'un poteau en béton armé dépend de plusieurs facteurs clés :

**II-5-3-2-1- Détermination de "a" :**

La longueur de flambement  $L_f$  est évaluée en fonction de la longueur libre  $L_0$  des pièces et de leurs liaisons effectives.

La longueur libre  $L_0$  d'un poteau appartenant à un bâtiment à étages multiples est comptée entre faces supérieures de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du premier plancher.

$$L_f = L_0 \times 0.7$$

On appelle élancement  $\lambda$ , le rapport :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_0 \times 0.7}{i}$$

Où  $i$  est le rayon de giration :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$I = \frac{b \times a^3}{12} \text{ Et } B = a \times b$$

$I$  : moment d'inertie de la section

$B$  : aire de la section de béton

On doit dimensionner les poteaux en négligeant le flambement c'est-à-dire :

$$\lambda \leq 50$$

$$\text{Donc : } \frac{L_0 \times 0.7}{i} \leq 50$$

$$\text{Et : } \frac{L_0 \times 0.7}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{L_0 \times 0.7}{\sqrt{\frac{\frac{b \times a^3}{12}}{a \times b}}} \leq 50$$

$$\text{Alors : } \frac{L_0 \times 0.7 \times \sqrt{12}}{a} \leq 50$$

$$a \geq \frac{0.7 \times l_0}{50 \times 0.29} = 15.59 \text{ cm}$$

On prend :  $a=45 \text{ cm}$

**II-5-3-2-2- Détermination de "b":**

$$\lambda = \frac{L_0 \times 0,7 \times \sqrt{12}}{a}$$

$$\lambda = 16,49 \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$$

$$\alpha = 0,81$$

Pour une section rectangulaire (a x b), une aire réduite vaut :

$$B_r = (a - 2 \text{ cm}) (b - 2 \text{ cm})$$

Selon le RPA 99/version 2003

$$A_s = 0,7\% B_r \dots \dots \dots (zone I)$$

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \theta \times \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$1598,93 \times 10^3 \geq 0,81 \times \left[ \frac{43 \times (b - 2) \times 25 \times 10^2}{0,9 \times 1,5} + \frac{0,7\% \times 43 \times (b - 2) \times 400 \times 10^2}{1,15} \right]$$

$$1618,16 \times 10^3 \geq 0,83 \times [79629,63 \times (b - 2) + (10469,56 \times (b - 2))]$$

Donc  $b \geq 21,90 \text{ cm}$

On prend :  $b = 40 \text{ cm}$

**II-6- Vérification :**

D'après les conditions de RPA 99 version 2003 page 65, les dimensions doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \text{Min}(a, b) \geq 30 \\ \text{Min}(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{Min}(a, b) = 40 \geq 30 \\ \text{Min}(a, b) = 40 \geq \frac{h_e}{20} = 15,3 \\ \frac{1}{4} < 1,125 < 4 \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées.

**II-7- Prédimensionnement des voiles :**

En génie civil, un voile est une paroi mince généralement en béton armé qui sert à délimiter les espaces et à supporter les charges dans une construction.

Le R.P.A. 99/2003 considère comme voile de contreventement les voiles

satisfaisants les conditions suivantes :

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} = 13,90 \text{ cm}$$

e : Épaisseur du voile

h<sub>e</sub>: Hauteur d'étage

On adopte des voiles d'épaisseur  $e = 20 \text{ cm}$ .

**II-8- Tableau récapitulatif :**

Le Tableau suivant résume les sections des poutres (principales et secondaires), poteaux ainsi que l'épaisseur des voiles calculés pour les différents niveaux de la construction :

Niveau	Section de poteau (cm <sup>2</sup> )	Section des P.P (cm <sup>2</sup> )	Section des P.S (cm <sup>2</sup> )	Épaisseur des voiles (cm)
Type 01	45×40	40×30	35×35	20
Type 02	30 × 45	40×30	35×35	20

**Tableau II-4- récapitulatif des sections des éléments structuraux.**

**II-9-Conclusion :**

Le prédimensionnement est une étape essentielle dans la conception des structures en béton armé. En suivant les principes et les recommandations décrits dans cette conclusion, les ingénieurs en structure peuvent réaliser un prédimensionnement précis et fiable, contribuant ainsi à la sécurité, à la durabilité et à la performance des ouvrages.

**Chapitre III :**  
**Ferrailage des éléments non  
structuraux**

**III-1 Introduction**

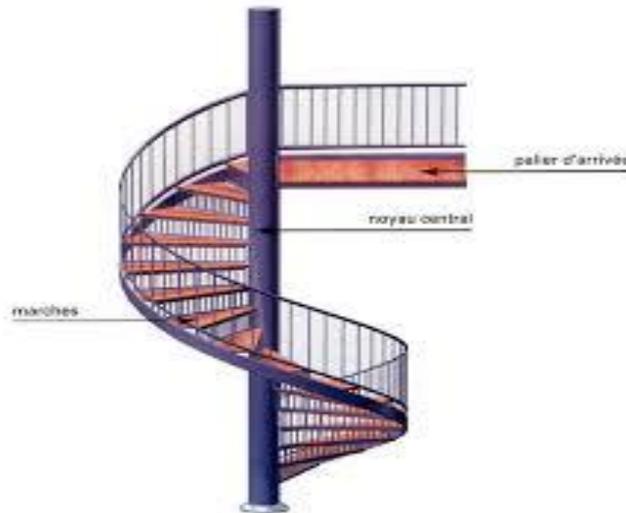
Les éléments non structuraux (ENS) sont des composants d'un bâtiment qui ne contribuent pas à sa stabilité structurelle. Cependant, ils peuvent jouer un rôle important dans la performance globale du bâtiment, notamment en termes de sécurité, de confort et d'esthétique.

**III-2- Les escaliers :**

Un escalier est une construction constituée d'une suite régulière de marches, ou degrés, permettant de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant. Le terme a une origine étymologique latine, scala signifiant échelle. Le métier correspondant est celui d'escaliéteur.

Le type d'escalier qui est atteintre étudier : escalier hélicoïdale avec un noyaux centrale.

Un escalier hélicoïdal, aussi appelé escalier en colimaçon ou à vis, est un type d'escalier dont les marches s'enroulent autour d'un axe central, formant une spirale.



**Figure III-1- Schéma d'un escalier hélicoïdal**

**III-2-1- Prédimensionnement de l'escalier :**

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{370}{11} = 33,63cm$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{12} = 12,75cm$$

On prend :  $\begin{cases} h = 17cm \\ g = 30cm \end{cases}$

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = 0,56$$

$$\alpha = \tan^{-1} 0,56 = 29,25^\circ$$

**III-2-2- Vérification**

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \Rightarrow 59 \leq 2 \times 17 + 30 \leq 66 \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66$$

Condition Vérifiée

Calcule la section ( $h_{eq} \times g$ )

$$h_{eq} = \frac{h}{2} + \frac{e_{paillasse}}{\cos \alpha} = \frac{17}{2} + \frac{5}{\cos 29,25} = 14,23cm$$

**III-2-3- Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :**

Désignation	Epaisseur (cm)	G(KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement horizontal	2	0,6
Revêtement vertical	R.H × $\frac{17}{30}$	0,34
Lit de sable	2	0,36
Enduit en ciment	2/cos29,25	0,41
Poids propre des marches	$h_{eq} \times \gamma_{BA} \times g$	1,07
Poids propre de la marche :	$h_{eq} \times \gamma_{BA} \times g_{min}$	0,18
$G_{marches} = 2,6KN/m^2$		

**Tableau III-1- la descente des charges de paillasse d'un escalier hélicoïdale**

**III-2-4-La charge d'exploitation :**

Pour l'escalier console d'un bâtiment courant, on considère que la charge d'exploitation est égale au poids de deux personnes par marche soit 150 kgf = 1,5 KN /marche.

Le calcul se fait en flexion simple :

- E.L.U:  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 2,6 + 1,5 \times 1,5 = 5,76KN/marche$
- E.L.S:  $q_s = G + Q = 4,1 KN/marche$

**III-2-5-Moment fléchissant max :**

- E.L.U :

$$M_{encastrement} = -\frac{q_u \times l^2}{8} = -\frac{5,76 \times 1,2^2}{8} = -1,04KN.m$$

- E.L.S :

$$M_{encastrement} = -\frac{q_s \times l^2}{8} = -\frac{4,1 \times 1,2^2}{8} = -0,74KN.m$$

**III-2-6- Effort tranchant :**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{5,76 \times 1,2}{2} = 3,46KN$$

**III-2-7-Le ferraillage :**

$$M_{enc} = 1,04KN.m \quad h = 14,23cm \quad d = 0,9h = 12,81cm \quad b = 5cm$$

$$\mu_\mu = \frac{M_{enc}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,04 \times 10^3}{5 \times 12,81^2 \times 14,17} = 0,089 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

On a  $\beta = 0,9535$

$$A_s = \frac{M_{enc}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,04 \times 10^3}{0,9535 \times 12,81 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2 / \text{marche}$$

On adopte 3T10 avec  $A_{adm} = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{marche}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 0,59 \text{ cm}^2$$

On adopte 3φ8 avec  $A_{adm} = 2,01 \text{ cm}^2$

### III-2-8-Vérification

#### III-2-8-1-Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 5 \times 12,81 \times 2,1}{400}$$

$$A_{min} = 0,077 \text{ cm}^2 < A_s = 2,36 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

#### III-2-8-2-Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T \times 10}{b \times d} = \frac{3,46 \times 10^3}{50 \times 128,1} = 0,54 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

#### III-2-8-3-Vérifications des contraintes à l'E.L.S :

##### III-2-8-3-1-Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 2,5 y^2 + 35,4 y - 453,47 = 0$$

$$y = 8,13 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

##### III-2-8-3-2-Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{5 \times 8,13^3}{3} + (15 \times 2,36) \times (12,81 - 8,13)^2$$

$$I = 1670,95 \text{ cm}^4$$

##### III-2-8-3-3-Détermination de contrainte dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$ :

$$\sigma_b = \frac{M_{tser}}{I} \times y = \frac{0,74 \times 10^3}{1670,95} \times 8,13$$

$$\sigma_b = 3,60 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 3,60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

**III-2-8-4-Vérification de la flèche :**

On doit vérifier 2 conditions :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow 0,14 \geq 0,033$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{5 \times 12,81} \geq \frac{2}{400} \Rightarrow 0,037 \geq 0,005$$

Toutes les conditions sont vérifiées.

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

**III-2-9-Etude du noyau central :**

NICOLSKY a expliqué le calcul en indiquant que le moment de flexion dans le noyau est sinusoïdal tout au long de sa hauteur.

$$M = \frac{q \times a^3}{3} \left( 1 - \cos \pi \frac{x}{2} \right) \text{ Avec un maximum pour } x = (2n + 1)h.$$

$$M_{max} = \frac{2}{3} \times q \times a^3$$

Avec :

q : étant la charge par m<sup>2</sup> de projection horizontal, poids et surcharge.

a : la longueur de la marche ; a=120cm

d : le diamètre du noyau central ; d=70cm

$$G = 0,7 \times 5,06 = 3,54KN/m^2$$

$$Q = 0,7 \times 1,5 = 1,05KN/m^2$$

$$q = 1,35.G + 1,5Q = 1,35 \times 3,54 + 1,5 \times 1,05 = 6,35KN/m$$

$$M_{max} = \frac{2}{3} \times 6,35 \times 1,2^3 = 7,31KN.m$$

$$\mu_\mu = \frac{M_{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,31 \times 10^3}{40 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,008 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

On a  $\beta = 0,998$

$$A_s = \frac{M_{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,31 \times 10^3}{0,998 \times 40,5 \times 348} = 0,53cm^2$$

On adopte 5T12 avec  $A_{adm} = 5,65cm^2$

III-2-10-La disposition de ferrailage :

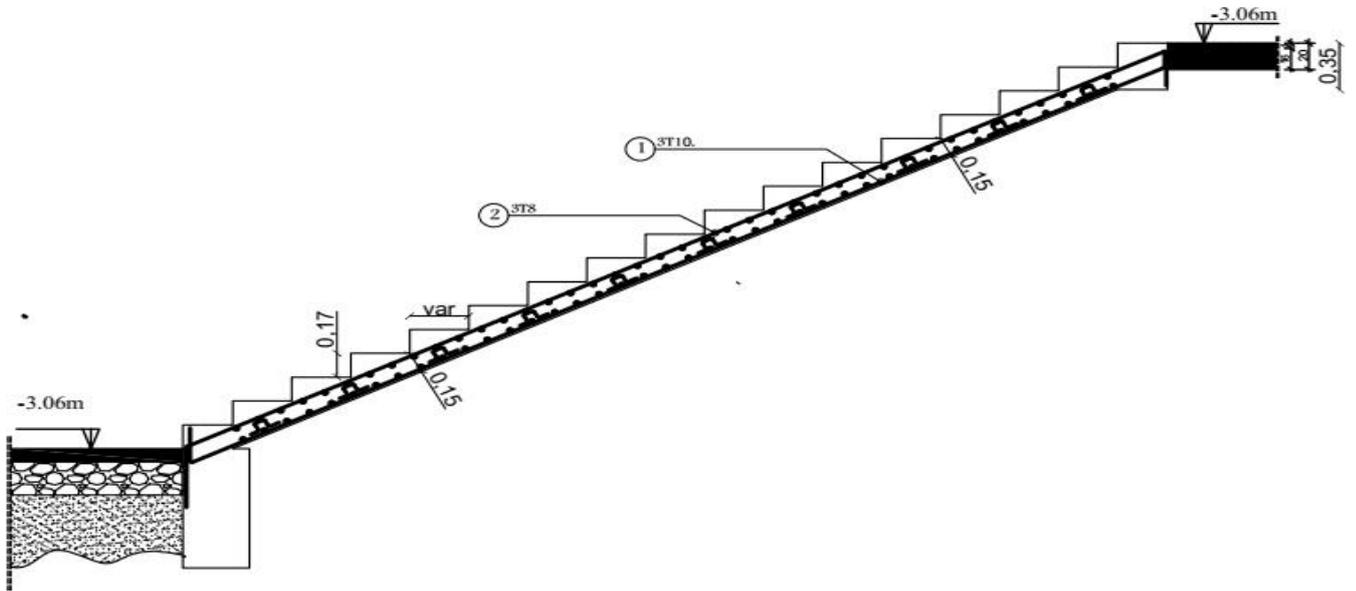


Figure III-2- la disposition de ferrailage de paillasse d'un escalier hélicoïdale

## III-3-L'acrotère

L'acrotère est un élément incorporé dans le sol de la terrasse, il est soumis à un effort normal en raison de son poids propre et à un moment en raison d'une force statique équivalente. Le calcul sera effectué pour une bonde d'un mètre et une épaisseur de 10 cm.

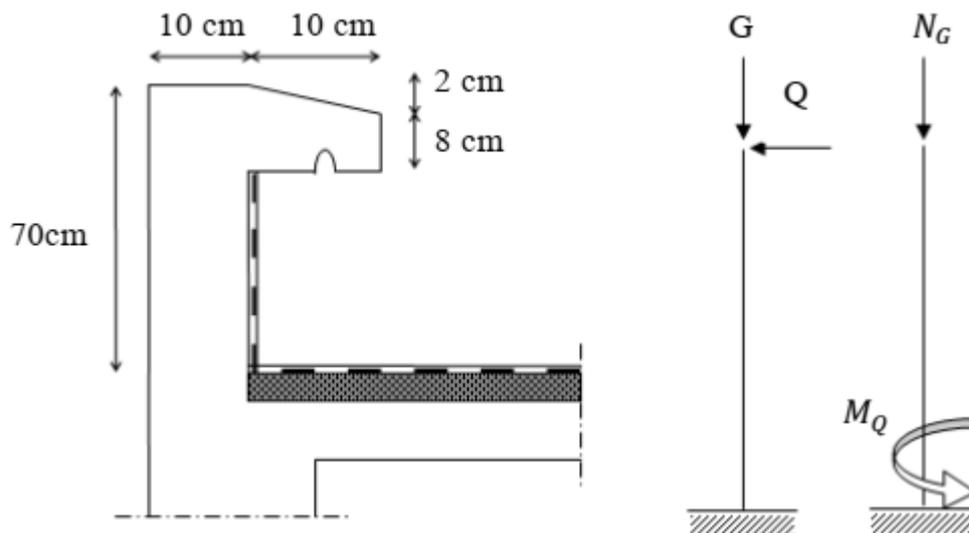


Figure III-3- Schéma d'un acrotère

## III-3-1-Calcul des sollicitations :

## a- Poids propre :

$$S = (0,7 \times 0,1) + (0,08 \times 0,1) + \left( \frac{0,02 + 0,1}{2} \right) = 0,0718 \text{ m}^2$$

$$G = \gamma_s \times S = 0,0718 \times 25 = 1,795 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

## b- Effort normal :

$$N_u = 1,35 \cdot G = 2,42 \text{ KN/ml}$$

$$N_{ser} = N_G = 1,795 \text{ KN/ml}$$

## c- Moment de flexion :

$$M_u = 1,5 \cdot Q \cdot H = 1,05 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \cdot h = 0,70 \text{ KN.m}$$

**d- Effort tranchant :**

$$V_u = 1,5.V = 1,5KN$$

$$V_{ser} = N_Q = 1KN$$

**e- Enrobage :**

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend  $c = c' = 2,5cm$

**f- Excentricité :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2,42} = 0,43m = 43cm$$

$$\frac{ep}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,05m < e = 0,43m$$

Condition vérifiée.

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

**III-3-2-Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :**

$$M_u = N_U \left( e + \frac{h}{2} - c \right) = 2,42 \left( 0,43 + \frac{0,1}{2} - 0,025 \right) = 1,10KN.m$$

$$(d - c')N_U - M_U \leq (0,337h - 0,81c')f_{bc}.b.h$$

$$(d - c')N_U - M_U = (0,09 - 0,025) \times 2,42 - 1,1 = -0,94KN.m$$

$$(0,337h - 0,81c')f_{bc}.b.h$$

$$= (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,025) \times 14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1 = 19,05KN.m$$

$= -0,94 < 19,05KN.m$  Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire.  $(b \times h) = (10 \times 100) \text{ cm}^2$ .

**III-3-3-Calcul du ferrailage (E.L.U.) :**

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{1,10 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,0095$$

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

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E.\gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 0,00173$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,73} = 0,669$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_l \cdot (1 - 0,4\alpha_l) = 0,8 \times 0,617 \times (1 - 0,4 \times 0,617) = 0,392$$

$$\mu_l = 0,372 > \mu = 0,0095 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0095 \Rightarrow \beta = 0,9955$$

On calcul :

$A_{fs}$  : Section d'armatures en flexion simple.

$A_{fc}$  : Section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,10 \times 10^3}{0,9955 \times 9 \times 348} = 0,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{fs} = A_{fc} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,35 - \frac{2,42 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**b- Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :**

**b-1- Les armatures principales :**

$$N_{ser} = N_G = 1,795 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \cdot h = 0,70 \text{ KN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,70}{1,795} = 0,39 \text{ m} = 39 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h_t = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = \frac{d \cdot b \cdot f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45 \cdot d}{e_{ser} - 0,185 \cdot d} \times 0,23$$

$$A_{smin} = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{39 - 4,05}{39 - 1,665} \times 0,23 = 1,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopter  $4\phi 8$  p.m ;  $A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**b-2- Les armature de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopter  $4\phi 8$  p.m ;  $A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

III-3-4-Vérification :

a- Vérification des contraintes (E.L.S.) :

$$M_{ser} = N_{ser} \left( e + \frac{h}{2} - c \right) = 1,795 \left( 0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,025 \right) = 0,74 \text{KN.m}$$

a-1-Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 30,15y - 271,35 = 0$$

$$y = 2,05 \text{cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

a-2-Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 2,05^3}{3} + (15 \times 2,01) \times (9 - 2,05)^2$$

$$I = 1743,49 \text{cm}^4$$

a-3-Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{0,74 \times 10^3}{1743,49} \times 2,05$$

$$\sigma_b = 0,87 \text{MPa}$$

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

$$\sigma_b = 0,87 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

Condition vérifiée

b- Détermination des contraintes dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right); \text{ Fissuration préjudiciable}$$

Avec :  $\eta$  : coefficient de fissuration pour HA  $\Phi \geq 6 \text{mm}$  ;  $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(333,33; 201,63) = 201,63 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) = 15 \times \frac{0,74 \times 10^3}{1743,49} \times (9 - 2,05) = 41,85 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 41,85 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{MPa}$$

Condition Vérifiée

**c- Contrainte de cisaillement :**

$$T_u = 1,5 \cdot Q = 1,5KN$$

$$\tau_u = \frac{T_u \times 10^3}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,016MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28}; 5MPa) = 3,25 MPa$$

$$\tau_u = 0,016 MPa < \bar{\tau}_u = 3,25MPa$$

Condition Vérifiée

**d- Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :**

D'après le R.P.A. 99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

Avec :

A: Coefficient d'accélération de zone  $A = 0,10$

$C_p$ : Facteur de force horizontale  $C_p = 0,8$

$W_p$ : Poids propre de l'acrotère  $W_p = 1,795KN$

$F_p$ : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,10 \times 1,795 = 0,57KN < 1,5 \cdot Q = 1,5KN$$

Condition vérifiée

III-3-5-Disposition de ferrailage.

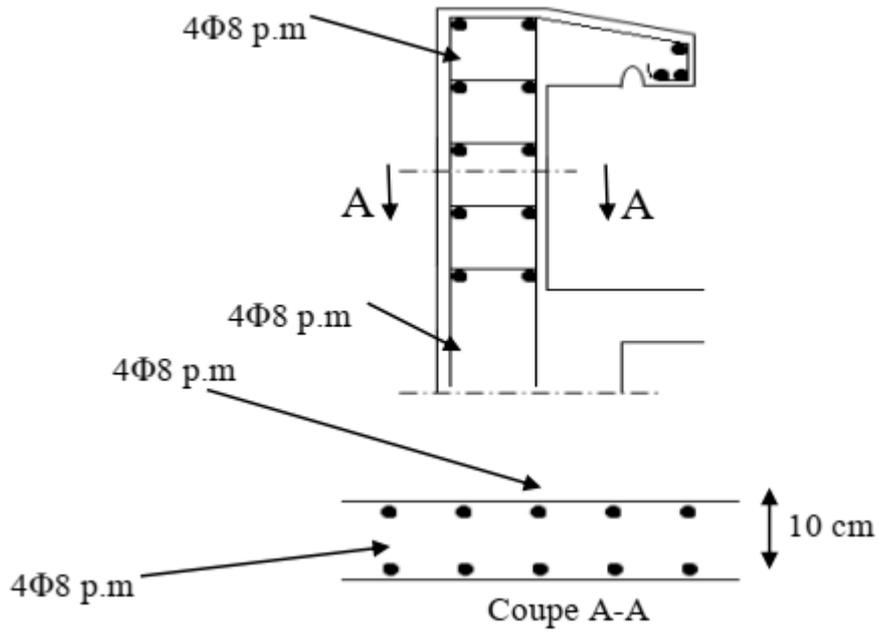


Figure III-4- la disposition de ferrailage de l'acrotère

**III-4-Balcon :**

Le balcon se compose d'une dalle simple qui suit la dalle du plancher de l'étage.

Les balcons seront analysés en tant que consoles, qui sont soumises aux diverses charges (G, Q, P).

On a :

$L_x = 1,34m$  : La longueur suivant l'encastrement aux deux consoles.

$L_y = 3,70m$  : La longueur suivant l'encastrement à la poutre.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,34}{3,70} = 0,36 < 0,4$$

La dalle travaille dans un seul sens (suivant  $L_x$ )

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.

L'épaisseur de la dalle pleine dépend de la :

- Résistance à la flexion
- Isolation acoustique  $e \geq 12cm$
- Sécurité en matière d'incendie :  $e \geq 11cm$  pour 2 heures de coup feu.

On adopte :  $e = 15cm$

**III-4-1-Étude des charges et des sollicitations :**

**a- Décote des charges :**

Matériau	Epaisseur (cm)	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Cloison	-	1
Revêtement en grés cérame y compris mortier de pose	-	0.60
Lit de sable	2	0.36
Plancher dalle pleine	15	3,75
Enduit en plâtre	2	0.36
G= 6,07 KN/m <sup>2</sup>		
Q= 3,5 KN/m <sup>2</sup>		

**Tableau III-2- la descente des charges d'un balcon**

**b- Charge surfacique et linéaire :****b-1-Charge surfacique :**

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 6,07) + (1,5 \times 3,5) = 13,44 \text{KN/m}^2$$

$$Q_{ser} = G + Q = 6,07 + 3,5 = 9,57 \text{KN/m}^2$$

**b-2-Charge linéaire :**

$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1m = 13,44 \text{KN/ml}$$

$$Q_{ser} = (G + Q) \times 1m = 9,57 \text{KN/ml}$$

**III-4-2-Calcul de la charge concentrée :**

Le balcon supporte la charge d'un mur en brique perforé de 1,34 m de hauteur et de 10cm d'épaisseur. Sa longueur est de 1,00 m.

**a- Poids propre du mur :**

On a:  $H_{mur} = h_{étage} - h_{PP}$

$$H_{mur} = 2,66m$$

$$G_{mur} = 1,3 + 0,9 + 3 \times 0,18 = 2,74 \text{KN/m}^2$$

$$P_{mur} = G_{mur} \times H_{mur} \times 1m$$

$$P_{mur} = 7,29 \text{KN}$$

Avec une réduction de 20% de la charge du au ouvertures on aura :

$$P_{mur} = 7,29 \times 0,8 = 5,83 \text{KN}$$

$$P_{u_{mur}} = 1,35P_{mur} = 1,35 \times 5,83 = 7,87 \text{KN}$$

**b- Charges totales :**

$$P_{u_{mur}} = 7,87 \text{KN}$$

$$P_{ser_{mur}} = 5,83 \text{KN}$$

III-4-3-Calcul du moment max et de l'effort tranchant max :

$$M_{max} = \frac{Q_u \times l_x^2}{8} + \frac{P_u \times l_x}{4} = \frac{13,44 \times 1,34^2}{8} + \frac{7,87 \times 1,34}{4}$$

$$M_{max} = 5,63 \text{ KN.m}$$

$$T_{max} = Q_u \times l_x + P_u = 25,88 \text{ KN}$$

III-4-4-Ferraillage :

$$d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{5,63 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,022 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,027$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,988$$

$$A_{cal} = \frac{M_{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,63 \times 10^3}{0,954 \times 13,5 \times 348} = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 4T10 avec  $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$  et  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 0,785 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4T8 et  $S_t = 20 \text{ cm}$

III-4-5-Vérifications :

a- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1}{400}$$

$$A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{cal} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition vérifiée

b- Contrainte de cisaillement :

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{25,88 \times 1,34}{2}$$

$$T_u = 17,34 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \times 10^3}{b \times d} = \frac{17,34 \times 10^3}{100 \times 135} = 1,28 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**c- Contraintes d'adhérence :**

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9 \times \mu \times n} \leq \overline{\tau}_{ser} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$\Psi_s$  : Coefficient de cisaillement ;  $\Psi_s = 1,5$  pour H.A

T: L'effort tranchant max ;  $T = 25,88 \text{ KN}$

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ;  $n = 4$

$\mu$ : Périmètre d'armatures tendue ;  $\mu = \pi \times \Phi = 1 \times 3,14 = 3,14 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{25,88 \times 10^3}{13,5 \times 3,14 \times 4 \times 10^2} = 1,53 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{ser} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 1,53 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

**d- La vérification des contraintes à l'E.L.S. :**

$$M_{ser} = \frac{Q_{ser} \times l_x^2}{2} + P_{ser} \times l_x = \frac{9,57 \times 1,34^2}{2} + 5,83 \times 1,34$$

$$M_{ser} = 4,10 \text{ KN.m}$$

**d-1-Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0$$

$$y = 3,13 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

**d-2-Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14) \times (13,5 - 3,13)^2$$

$$I = 6087,13 \text{ cm}^4$$

**d-3-Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{4,10 \times 10^3}{6087,13} \times 3,13$$

$$\sigma_b = 2,11 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 2,11 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

**e- Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :**

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

Avec :  $\eta$  : coefficient de fissuration pour HA  $\Phi \geq 6mm$  ;  $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(333,33; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) = 15 \times \frac{4,10 \times 10^3}{6087,13} \times (13,5 - 3,13) = 104,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 104,77 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

Condition Vérifiée

**f- Vérification de la flèche :**

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à :  $F = F_1 + F_2$

Avec :

$$\begin{cases} F_1 = \frac{Ql^4}{8EI} ; \text{ Flèche due à la charge répartie} \\ F_2 = \frac{Pl^3}{3EI} ; \text{ Flèche due à la charge concentrée} \end{cases}$$

**f-1-Détermination du centre de gravité :**

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left( (b \times h) \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_{cal} \times d)}{b \times h}$$

$$Y_G = \frac{\left( (100 \times 15) \frac{15}{2} \right) + (15 \times 3,14 \times 13,5)}{(100 \times 15) + (15 \times 3,14)}$$

$$Y_G = 7,68 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,68 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,32 \text{ cm}$$

**f-2-Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + \frac{b \times Y_2^3}{3} + \eta A_s (d - Y_1)^2$$

$$I = \frac{100 + 7,68^3}{3} + \frac{100 + 7,32^3}{3} + (15 \times 3,14) \times (13,5 - 7,68)^2$$

$$I = 29768,99 \text{ cm}^4$$

f-3-Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[ \frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,34 \times 10^2}{32164,19 \times 29768,99 \times 10^{-5}} \left[ \frac{13,44 \times 1,34}{8} + \frac{5,83}{3} \right]$$

$$F = 0,0587 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{134}{250} = 0,536 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,0587 \text{ cm} \leq F_{adm} = 0,536 \text{ cm}$$

Condition Vérifiée.

III-4-5-Disposition de ferrailage :

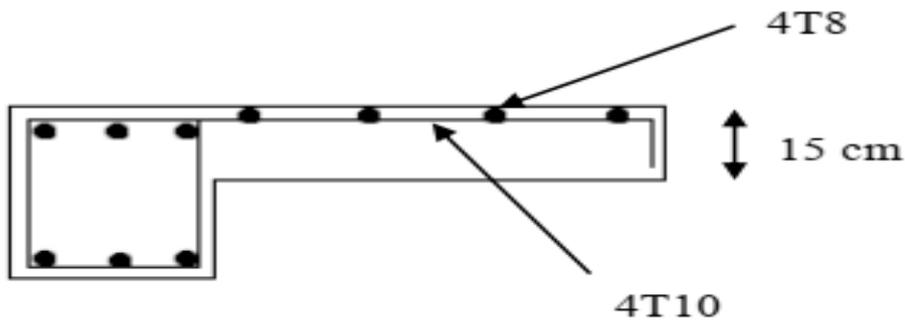


Figure III-8- la disposition de ferrailage de balcon

### III-4-L'étude des composants de l'ascenseur

Un ascenseur, aussi appelé monte-personnes ou élévateur, est un dispositif de transport vertical conçu pour transporter des personnes et des biens entre différents niveaux d'un bâtiment. Il se compose d'une cabine qui se déplace verticalement le long de guides métalliques, entraînée par un système de contrepoids et de câbles.

Les principaux composants d'un ascenseur sont :

**Cabine** : C'est la partie de l'ascenseur dans laquelle les passagers voyagent.

**Contrepoids** : Un poids qui équilibre la cabine et permet de réduire la consommation d'énergie.

**Câbles** : Ils relient la cabine au contrepoids et à la machine de traction.

**Machine de traction** : Elle fournit la puissance nécessaire pour soulever la cabine.

**Gaine** : C'est le conduit dans lequel se déplace la cabine.

**Portes** : Elles ferment et ouvrent l'accès à la cabine.

**Système de commande** : Il contrôle le mouvement de la cabine et assure la sécurité des passagers.

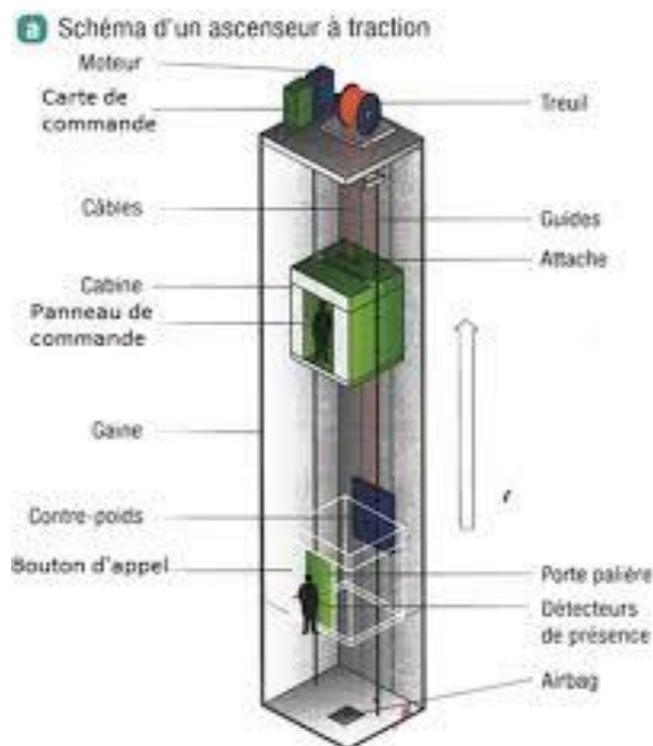


Figure III-5- schéma d'un ascenseur

**III-4-1- Calcul du poids des composants de l'ascenseur**

L'ascenseur mécanique est constitué de :

- ✓ Treuil de levage et sa poulie ;
- ✓ Cabine ou bien une benne ;
- ✓ Un contre poids.

Les extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie sont la cabine et le contre poids, ce qui signifie :

$P_m$ : Le poids mort de la cabine, étrier, accessoire, câbles.

$Q$ : La charge en cabine.

$P_p$ : Le poids de contrepoids tel que :  $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 600kg pour 8 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,60 m<sup>2</sup>. Ses dimensions selon (NFP82-22).

Largeur de Cabine : 1,40m

Longueur de Cabine : 1,58m

Hauteur : 2,00 m

La largeur de passage libre : 0,80m

La hauteur de la course : 25 m

La surface latérale :  $S = ((2 \times 1,58) + 1,40) \times 2 = 9,12m^2$

On prend :  $h_0 = 15cm$  comme épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur.

Poids de la cabine : $S = 9,12m^2$	$M_1 = 10,35 \times 9,5 \times 1,30 = 127,82kg$
Poids du plancher : $S = 2 \times 2 = 4m^2$	$M_2 = M_0 \times S = 110 \times 4 = 440kg$
Poids du toit :	$M_3 = M_{01} \times S = 20 \times 4 = 80kg$
Poids de l'arcade :	$M_4 = 60 + (80 \times 2) = 220kg$
Poids de parachute :	$M_5 = 40kg$
Poids des accessoires :	$M_6 = 80kg$
Poids des poulies de mouflage :	$M_7 = 2 \times 30 = 60kg$
Poids de la porte de la cabine : $S = 0,2 \times 0,9 = 1,8m^2$	$M_8 = 80 + (1,8 \times 25) = 125kg$

**Figure III-3- Poids des composants de l'ascenseur**

Poids mort total :  $P_m = \sum_{i=1}^8 M_i = 1172,82kg$

Contre poids :  $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1172,82 + \frac{600}{2} = 1472,82kg$

**III-4-2-Calcul de la charge totale  $q_u$  :**

**III-4-2-1- Calcul de la charge de rupture :**

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité  $C_S$  est de 12 et le rapport  $D/d$  (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble), est au minimum égale à 40, quel que soit le nombre des tirons.

$$\frac{D}{d} = 45 \text{ et } D = 550mm \Rightarrow d = 12,22mm$$

On a :  $C_r = C_S \times M$

$C_S$ : Coefficient de sécurité du câble et  $C_S = 12$ .

$C_r$ : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

$M$ : Charge statique nominale portée par la nappe.

Et  $M = Q + P_m + M_g$

$M_g$ : Poids du câble.

On néglige  $M_g$  devant  $(Q + P_m)$  puisque  $M_g \ll Q + P_m \Rightarrow M = Q + P_m$

Donc :  $C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (600 + 1172,82) = 28473,84kg$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage qui est égale à 0,85.

$$C_r = \frac{28473,84}{0,85} = 33498,63kg$$

La charge de rupture pour « n » câble est :  $C_r = C_{r(cable)} \times m \times n$

Avec :

$m$  : Type de mouflage (2brins, 3brins, ...).

$n$  : Nombres des câbles.

Pour un câble de  $d=12,22m$  et  $m=2$  on a :  $C_{r(cable)} = 8152kg$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(cable)} \times m} = \frac{33498,63}{8152 \times 2} = 2,05$$

On prend :  $n = 4$  câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

### III-4-2-2-Calcul des poids des câbles :

$$M_g = m \times n \times L$$

$m$ : La masse linéaire du câble,  $m = 0,515kg/m$ .

$n$ : Nombre des câbles,  $n = 4$ .

$L$ : Longueur du câble,  $L = 25m$

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 4 \times 25 = 51,5kg$$

$$M = Q + P_m + M_g = 600 + 1172,82 + 51,5 = 1824,32kg$$

### III-4-2-3- Vérification de $C_r$ :

$$C_r = C_{r(cable)} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 4 \times 0,85 \times 55433,6kg$$

$$C_r = C_s \times M \Rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{55433,6}{1824,32} = 30,38 > 12$$

**III-4-2-4-Calcul de la charge permanente total G :**

$$\text{On a : } P_{treuille} = 1200kg$$

$$G = P_m + P_p + P_{treuille} + M_g = 1172,82 + 1472,82 + 1200 + 51,5 \\ = 3897,15kg$$

$$Q = 600kg$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6161,14kg$$

**III-4-3-Vérification de la dalle au poinçonnement :**

Le poinçonnement désigne un phénomène de déformation et de rupture localisée d'un élément structural, généralement une dalle ou un plancher, sous l'effet d'une charge concentrée ou d'une force appliquée sur une petite surface.

Lorsque l'un des appuis du moteur appuie sur quatre côtés, il est possible que la dalle de l'ascenseur se poinçonne en raison de la force concentrée appliquée. Ainsi, chaque appui reçoit le quart de la charge  $q_u = 6161,14kg$ .

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6161,14}{4} = 1540,29kg$$

Selon le B.A.E.L 91/99 (A.5.2, 42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit :

$$q_0 \leq 0,045 \times \mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$q_0$ : La charge de calcul à l'E.L.U .

$h_0$ : Epaisseur totale de la dalle,  $h_0 = 15cm$ .

$\mu_c$ : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée  $q_0$  est appliquée sur un carré de  $(10 \times 10) cm^2$ .

$$\mu_c = 2(U + V)$$

$$U = a + h_0 = 10 + 15 = 25cm$$

$$V = a + h_0 = 10 + 15 = 25cm$$

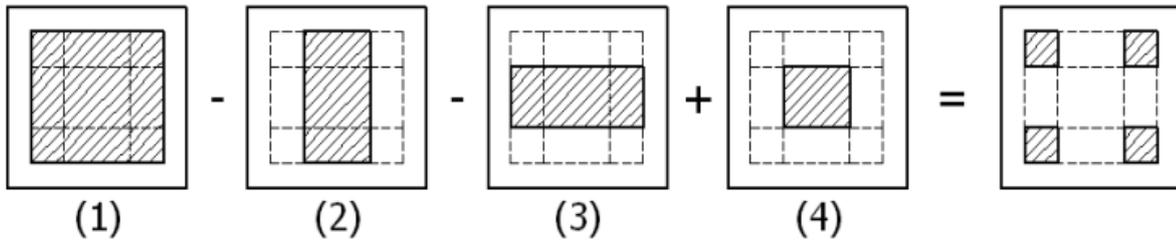
$$\mu_c = 2(25 + 5) = 100cm$$

**Chapitre III : Ferrailage des éléments non structuraux**

$$q_0 = 1540,29kg \leq 0,045 \times \mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 11250kg$$

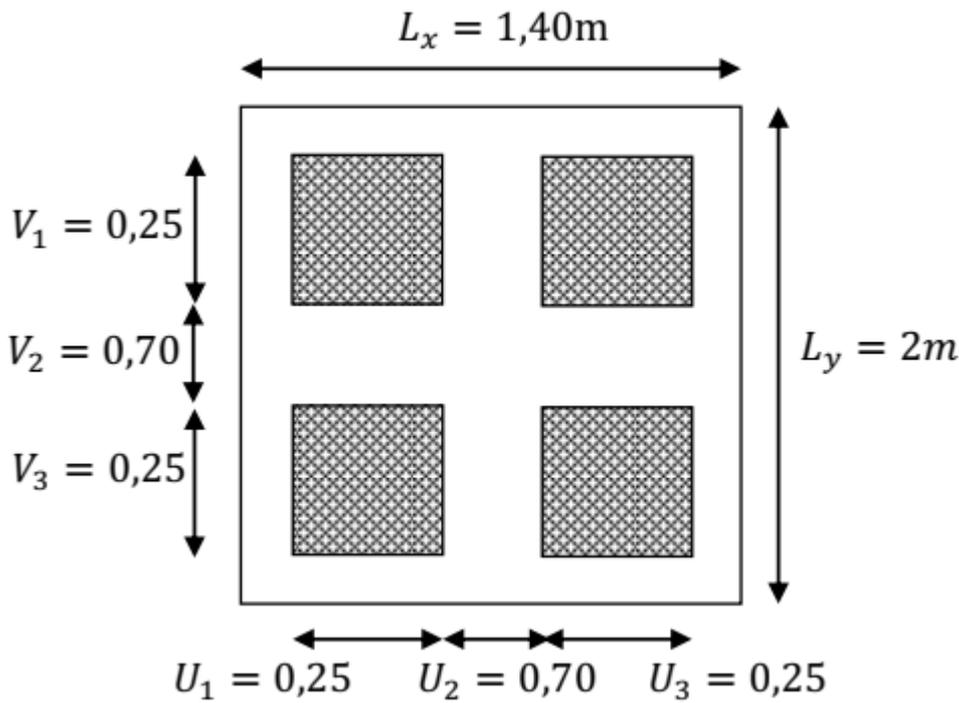
Il n'y a pas de risque de poinçonnement.

**III-4-4-Évaluation des moments dus aux charges concentrées :**



**Figure III-7- Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.**

**a- Distances des rectangles :**



**Figure III-8- Dessin montrant la concentration des charges.**

Rectangle (1) :

$$\begin{cases} U = 120cm \\ V = 120cm \end{cases}$$

Rectangle (2) :

$$\begin{cases} U = 70cm \\ V = 120cm \end{cases}$$

Rectangle (3) :

$$\begin{cases} U = 120cm \\ V = 70cm \end{cases}$$

Rectangle (4) :

$$\begin{cases} U = 70cm \\ V = 70cm \end{cases}$$

**b- Calcul des moments suivant les deux directions :**

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) \times P \text{ Et } M_y = (M_2 + \nu M_1)$$

 $\nu$ : Le coefficient de Poisson.

$$\text{A E.L.U } (\nu = 0) : M_x = M_1 \times P$$

$$M_y = M_2 \times P$$

$$P = P' \times S$$

La charge surfacique appliqué sur le rectangle A (25 × 25) cm<sup>2</sup> est :

$$P' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{1540,29}{0,25^2} = 24644,64kg$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le Tableau suivant :  $L_x = 1,40m$  et  $L_y = 2m$

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	$M_1$	$M_2$	S (m <sup>2</sup> )	$P = P' \times S$ (kg)	$M_x$ (kg)	$M_y$ (kg)
1	0,86	0,60	0,062	0,066	1,44	35488,28	2200,27	2342,23
2	0,50	0,60	0,085	0,081	0,84	20701,50	1759,62	1676,82
3	0,86	0,35	0,071	0,092	0,84	20701,50	1469,81	1904,54
4	0,50	0,35	0,098	0,115	0,49	12075,87	1183,43	1388,72

Tableau III-4- Les résultats des moments isostatiques des rectangles.

c- Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 154,27kg$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 149,59kg$$

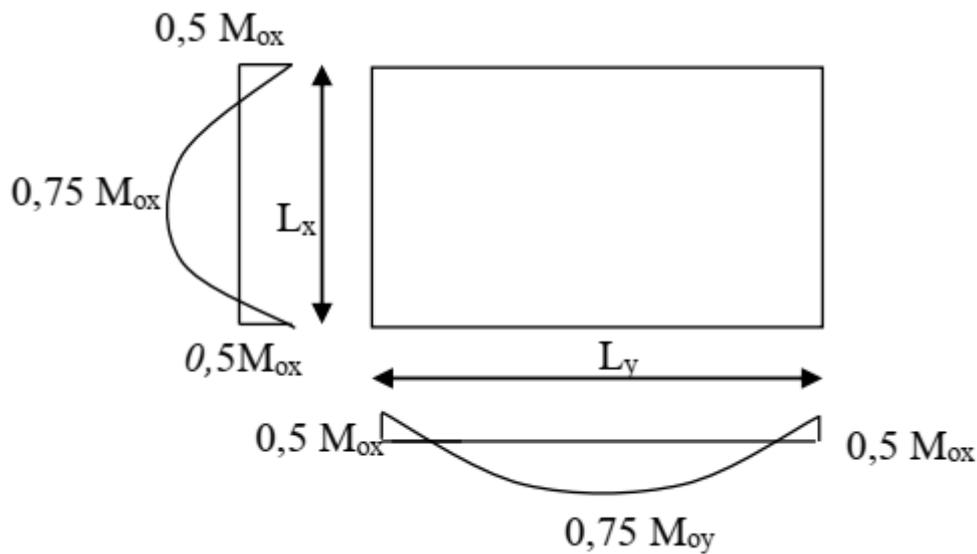


Table III-9- Moments de la dalle

**d- Moments dus aux charges réparties (poids propre) :**

**d-1-Chargement :**

$$L_x = 1,40m \quad L_y = 2m \quad h_0 = 15cm$$

Poids propre :  $G = 0,15 \times 2500 = 375kg/m$

Charge d'exploitation :  $Q = 100kg/m$

Charge ultime :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25kg/m$

**d-2-Sollicitations :**

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,70$  Donc la dalle travaille suivant les deux sens :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$\alpha = 0,70 \Rightarrow \mu_x = 0,0684 \Rightarrow \mu_y = 0,4320$

Donc :  $M_{x2} = 87,98kg.m$  et  $M_{y2} = 38kg.m$

**d-3-Les moments appliqués à la dalle :**

$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 242,25kg.m$

$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 187,59kg.m$

Les moments retenus sont :

✓ En travée

$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 181,69kg.m$

$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 140,69kg.m$

✓ Sur appuis :

$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_{0x} = 121,12kg.m$

**III-4-5- Calcul du ferraillage de la dalle :**

Le ferraillage se fait sur une bande de 1 m de largeur.

On a:  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 15 \text{ cm}$  ;  $d = 13,5 \text{ cm}$ .

**a- En travée:**

**Sens  $L_x$**

$$M_{tx} = 181,69 \text{ kg.m} = 1816,90 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{1816,90}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,007 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,008$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,996$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1816,90}{0,996 \times 13,5 \times 348} = 0,39 \text{ cm}^2$$

**Sens  $L_y$**

$$M_{ty} = 140,69 \text{ kg.m} = 1406,90 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{1406,90}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,007 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,007$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,997$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1406,90}{0,997 \times 13,5 \times 348} = 0,30 \text{ cm}^2$$

**b- Sur appuis :**

$$M_{tx} = 121,12 \text{ kg.m} = 1212,20 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{1212,20}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,005 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,006$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,998$$

$$A_{ax} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1212,20}{0,998 \times 13,5 \times 348} = 0,26 \text{ cm}^2$$

**c- Section minimale des armatures :**

Puisque  $h_0 = 15 \text{ cm}$  ( $12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$ ) et  $\alpha = 0,70$  on peut appliquer la formule suivante :

**- Sens  $L_y$ :**

$$A_{y \min} = 8h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0,30 \text{ cm}^2 < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on prend: } A_{ty} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{ay} = 0,26 \text{ cm}^2 < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on prend: } A_{ay} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

**- Sens  $L_x$ :**

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left( \frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left( \frac{3 - 0,70}{2} \right) = 1,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{tx} = 0,39 \text{ cm}^2 < A_{x \min} = 1,38 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on prend: } A_{tx} = A_{x \min} = 1,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ax} = 0,26 \text{ cm}^2 < A_{x \min} = 1,38 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on prend: } A_{ax} = A_{x \min} = 1,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**d- Choix des aciers:**

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 15 \text{ mm}$$

**- Sens  $L_x$ :**

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,38 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

**- Sens  $L_y$ :**

$$\begin{cases} A_y = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{ty} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

**Sur appuis (chapeaux):**

$$\begin{cases} A_a = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{ty} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

**e- Armatures transversal:**

Il y a nécessité de disposer des armatures transversales :

1) La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur.

2)  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_{u\ tot}}{b \times d} \text{ et } \bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \times \min(0,13f_{c28}; 5MPa)$$

$$V_{u\ tot} = V_x + V_v ; \text{Sens } x$$

$$V_{u\ tot} = V_y + V_u ; \text{Sens } y$$

$V_x$  et  $V_y$ : Sont les efforts tranchants dus aux charges réparties.

$V_v$  et  $V_u$  : sont les efforts tranchants dus aux charges localisées.

On calcule  $V_x$  et  $V_y$  :

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \\ V_y = q_u \times \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 6562,5 \times \frac{1,40}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,70}{2}} = 3402,78N = 3,40KN$$

$$V_y = 6562,5 \times \frac{1,40}{3} = 3062,5N = 3,06KN$$

$$V_y \geq V_x$$

On calcule  $V_v$  et  $V_u$ :

$$V_v = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{6161,14}{2 \times 0,25 + 0,25} = 8214,85kg = 82,15KN$$

$$V_u = \frac{q_u}{3u} = \frac{6161,14}{3 \times 0,25} = 8214,85kg = 82,15KN$$

$$V_v = V_u \text{ car } u = v$$

Donc :

$$V_{u\ tot} = V_x + V_v = 3,40 + 82,15 = 85,54KN$$

$$V_{u\ tot} = V_y + V_u = 3,06 + 82,15 = 85,21KN$$

$$\text{Et } V_{u \text{ tot}} = \max(V_{u \text{ tot } x}; V_{u \text{ tot } y}) = 85,54 \text{KN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} = \frac{85,54 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,63 \text{MPa}$$

On vérifie que :

$$\begin{aligned} \bar{\tau}_u &= \frac{10h_0}{3} \times \min(0,13f_{c28}; 5 \text{MPa}) = \frac{10 \times 0,15}{3} \times \min(0,13 \times 25; 5 \text{MPa}) \\ &= 1,62 \text{MPa} \end{aligned}$$

$$\tau_u = 0,63 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,62 \text{MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

On en déduit que les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### III-4-6-Vérification à l'E.L.S :

a- Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées :

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + vM_2)P'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + vM_1)P'_{ser} \end{cases} \text{ Avec } v = 0,2 \text{ (E. L. S)}$$

$$P'_{ser} = q_{ser} \times S' = \frac{P_{a \text{ ser}}}{u \times v} \times S'$$

$$P_{a \text{ ser}} = \frac{G + Q}{4} = \frac{30497,14 + 600}{4} = 2248,58 \text{kg}$$

$$q_{ser} = \frac{2248,58}{0,25^2} = 35977,20 \text{kg}$$

$$P'_{ser} = 35977,20 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le Tableau suivant :  $L_x = 1,40m$  et  $L_y = 2m$

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	$M_1$	$M_2$	S' (m <sup>2</sup> )	$P'_{ser}$ (kg/m <sup>2</sup> )	$M_x$ (kg)	$M_y$ (kg)
1	0,86	0,60	0,062	0,066	1,44	51807,17	3212,04	3419,27
2	0,50	0,60	0,085	0,081	0,84	30220,85	2568,77	2447,89
3	0,86	0,35	0,071	0,092	0,84	30220,85	2145,68	2780,32
4	0,50	0,35	0,098	0,115	0,49	17628,83	1727,62	2027,31

**Tableau III-5- Les résultats des moments isostatiques des rectangles.**

**b- Les moments dus aux charges concentrées :**

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 225,21kg$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 218,37kg$$

**c- Moments dus aux charges réparties (poids propre) :**

**c-1-Chargement :**

$$L_x = 1,40m \quad L_y = 2m \quad h_0 = 15cm$$

$$\text{Poids propre : } G = 0,15 \times 2500 = 375kg/m$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100kg/m$$

$$\text{Charge service : } q_u = G + Q = 475kg/m$$

**c-2- Moments dus au charges réparties (E.L.S) :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,70 \text{ Donc la dalle travaille suivant les deux sens :}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,70 \Rightarrow \mu_x = 0,0684 \Rightarrow \mu_y = 0,4320$$

$$\text{Donc : } M_{x2} = 63,68kg.m \text{ et } M_{y2} = 27,51kg.m$$

**c-3-Les moments appliqués à la dalle :**

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 288,89kg.m$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 245,88kg.m$$

Les moments retenus sont :

✓ En travée

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 216,67kg.m$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 184,41kg.m$$

✓ Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_{0x} = 144,45kg.m$$

**III-4-7- Vérification des contraintes dans le béton :**

- **Suivant  $l_x$ :**

**a- En travée :**

$$M_{tx} = 2166,70N.m ; A_{tx} = 3,14cm^2/ml ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5cm$$

**a-1-Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'_s(d - y) - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0$$

$$y = 3,13cm$$

**a-2-Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,13) \times (13,5 - 3,13)^2$$

$$I = 6087,14m^4$$

**a-3-Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2166,70}{6087,14} \times 3,13$$

$$\sigma_b = 1,11MPa$$

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

$$\sigma_b = 1,11MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

Condition vérifiée

**b- Sur appuis :**

$$M_{tx} = 1444,50N.m ; A_{tx} = 3,14cm^2/ml ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5cm$$

**a-1-Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'_s(d - y) - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0$$

$$y = 3,13cm$$

**b-2-Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,13) \times (13,5 - 3,13)^2$$

$$I = 6087,14m^4$$

**b-3-Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1444,50}{6087,14} \times 3,13$$

$$\sigma_b = 0,74MPa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 MPa$$

$$\sigma_b = 0,74MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

Condition vérifiée

- Suivant  $l_y$ :

**a- En travée :**

$$M_{ty} = 1844,10N.m ; A_{ty} = 3,14cm^2/ml ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5cm$$

**a-1-Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'_s(d - y) - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0$$

$$y = 3,13cm$$

**a-2-Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,13) \times (13,5 - 3,13)^2$$

$$I = 6087,14m^4$$

**a-3-Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1844,10}{6087,14} \times 3,13$$

$$\sigma_b = 0,95MPa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 MPa$$

$$\sigma_b = 0,95MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

Condition vérifiée

**III-4-8-Disposition du ferrailage :**

**a- Arrêt des barres :**

La longueur de scellement  $L_S$  est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct.

On a :  $f_e 400$  et  $f_{c28} = 25MPa$

$$L_S = 40\phi = 40 \times 0,8 = 32cm$$

**b- Cas des charges uniformes :**

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci.

**c- Arrêt des barres sur appuis :**

$$L_1 = \max \left( L_S ; \frac{1}{4} \left( 0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}} \right) L_x \right) = \max(32; 28) = 32cm$$

$$L_2 = \max \left( L_S ; \frac{L_1}{2} \right) = 32cm$$

**d- Arrêt des barres en travée dans les deux sens :**

À la flexion, les aciers armant prolongent la région centrale d'une dalle jusqu'aux appuis, sauf si les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{140}{10} = 14cm$$

**e- Armatures finales :**

Suivant  $L_x$  et  $L_y$  :

$$A_t = 3,14cm^2/ml \text{ Soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 25cm$$

$$A_a = 3,14cm^2/ml \text{ Soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 25cm$$

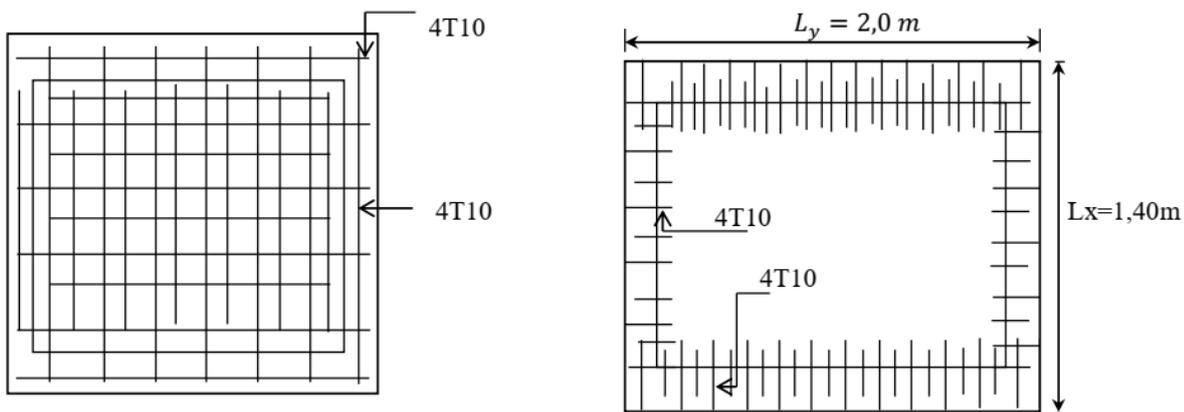


Figure III-9- Ferraillage inférieur et supérieur de la dalle de l'ascenseur.

**III-4-9-Voile de la cage d'ascenseur :**

Le voile de la cage d'ascenseur, également appelé gaine d'ascenseur, est une structure verticale qui enveloppe le compartiment de l'ascenseur et les contrepoids. Il joue un rôle crucial dans le fonctionnement et la sécurité de l'ascenseur en remplissant plusieurs fonctions essentielles.

D'après le R.P.A 99/2003, l'épaisseur du voile doit être  $\geq 15cm$

On adopte une épaisseur  $ep = 20cm$

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrailé par :

$$A_{min} = 0,10\% \times b \times h_t = 0,10\% \times 100 \times 20 = 2cm^2/ml$$

Le voile est ferrailé en deux nappes avec 4T10 / ml soit :  $A_{adopté} = 3,14cm^2/ml$

L'espacement :  $S_t = 25cm$

**III-5-Conclusion**

L'étude des éléments non structuraux est essentielle pour créer des bâtiments fonctionnels, confortables, sûrs, durables et respectueux de l'environnement. La compréhension des propriétés des matériaux, des systèmes de construction et des principes de conception permet aux architectes, ingénieurs et constructeurs de réaliser des projets qui répondent aux besoins des occupants et aux exigences réglementaires tout en minimisant l'impact environnemental.

# **Chapitre IV :**

## **Calcul des planchers**

**IV-1-Introduction**

Les planchers sont généralement d'une surface horizontale conçue pour supporter des charges et séparer les niveaux ou étages d'un bâtiment. Les planchers doivent être suffisamment résistants pour supporter le poids des personnes, des meubles, des équipements, et parfois des charges dynamiques ou en mouvement. Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

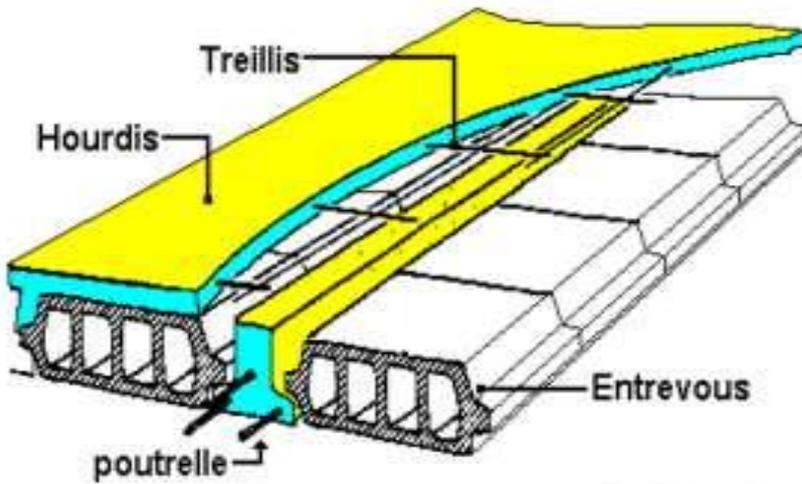


Figure IV-1- Schéma d'un plancher

### IV-2-Prédimensionnement des plancher

Les poutrelles sont disposées perpendiculairement au sens porteur et espacées de 65 cm et sur les quelles viennent s'appuyer l'hourdis sachant que :

- Hauteur du plancher :  $h_t = 20\text{cm}$
- Épaisseur de la nervure :  $h_0 = 5\text{cm}$
- Largeur de la nervure :  $b_0 = 12\text{cm}$

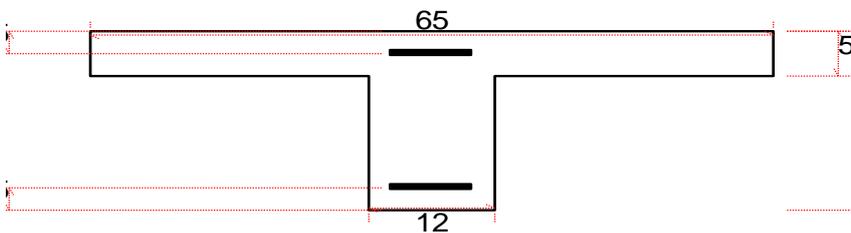


Figure IV-2- schéma d'une nervure en T

#### a- Calcul de la largeur de la poutrelle (b) :

Le calcul de la largeur (b) se fait à partir de la condition suivante :

$$b = 2b_1 + b_0$$

On a :  $L = 3,70\text{m}$     $l = 0,60\text{m}$

$$b_1 = \min\left(b_1 \leq \frac{l_1 - b_0}{2}; b_1 \leq \frac{L}{10}; 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0\right)$$

$$b_1 = \min(b_1 \leq 24; b_1 \leq 37; 30 \leq b_1 \leq 40)$$

$$b_1 = 24\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 60\text{cm}$$

**IV-3-Méthode de calcul des poutrelles :**

**IV-3-1-La méthode forfaitaire :**

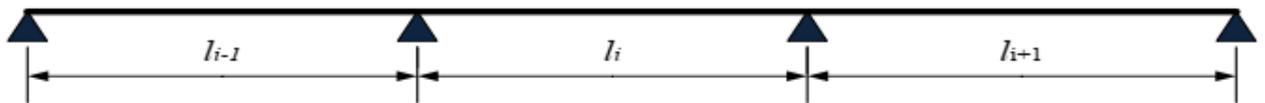
**a- Domaine d'application :**

Elle s'applique aux planchers ayant une charge d'exploitation modérée (les constructions habituelles telles que les foyers, les bâtiments de bureaux, les hôpitaux...). Les éléments fléchis (poutres principales, poutres secondaires et poutrelles) et les dalles portant dans un seul sens sont concernés par cette méthode.

**b- Conditions d'application :**

L'application de cette méthode suppose la vérification des conditions suivantes :

- a. La charge d'exploitation (est au plus égale à 2 fois la charge permanente ou à 5 KN/m<sup>2</sup>).  $Q \leq \max(2G ; 5KN / m^2)$ .
- b. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans toutes les travées.  $I = C^{te}$ .
- c. Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

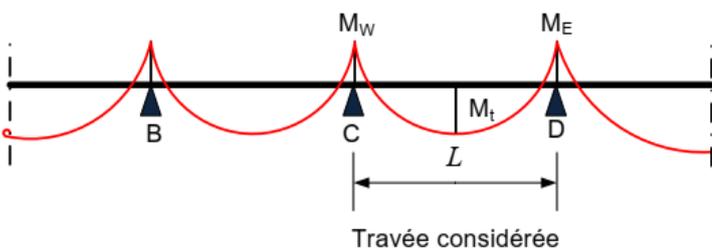


**Figure IV-3- les portées successives d'une poutre continue**

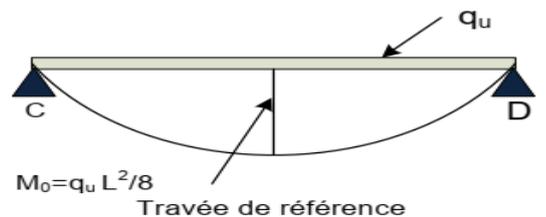
$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

- d. La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements (fissuration peu préjudiciable).

**c- Principe de la méthode :**



**Figure IV-4- les moments fléchissant d'une poutre continue**



**Figure IV-5 les moments fléchissant d'une poutre isostatique**

## Chapitre IV :

## Calcul des planchers

Il s'agit de calculer des moments sur appuis ( $M_W$ ,  $M_E$ ) et des moments en travée ( $M_t$ ) en utilisant des fractions forfaitaires de la valeur maximale du moment fléchissant  $M_0$  dans "la travée de référence".

Travée de base  $\equiv$  Travée isostatique autonome ayant la même portée que la travée en question et qui est soumise aux mêmes charges.

Avec :

$M_0$  : Le moment maximal de la travée de référence (moment isostatique) ;

$M_t$  : Le moment maximal dans la travée considérée ;

$M_W$  et  $M_E$  : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

Les valeurs de  $M_t$ ,  $M_W$  et  $M_E$  doivent vérifier les conditions suivantes :

### c-1-Les moments en travées :

Travée de rive :

$$\max \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max\{1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_W + M_E}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \end{array} \right.$$

Travée intermédiaire :

$$\max \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max\{1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_W + M_E}{2} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \end{array} \right.$$

Avec :

$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$  G et Q des charges réparties non pondérées.

c-2-Les moments sur appuis : (en valeurs absolues)

Poutre à 2 travées

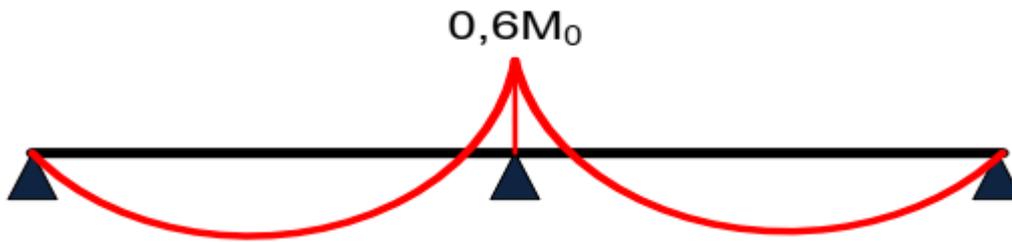


Figure IV-6- Diagramme des moments fléchissant de poutre à deux travées

Figure IV-4-

Poutre à 3 travées



Figure IV-7- Diagramme des moments fléchissant de poutre à trois travées

Poutre à 4 travées

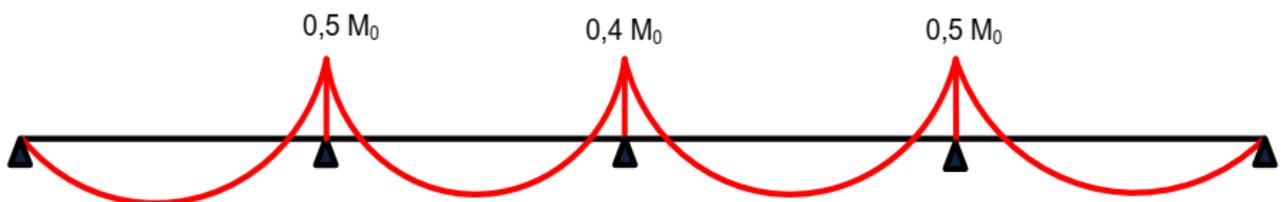


Figure IV-8- Diagramme des moments fléchissant de poutre à quatre travées

## Poutre à plus de 4 travées

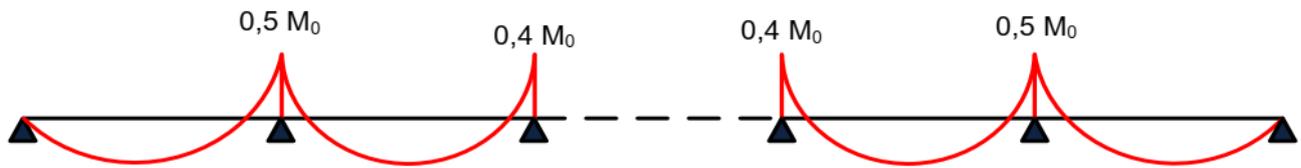


Figure IV-9- Diagramme des moments fléchissant de poutre à plus de quatre travées

Remarques :

1. On retient la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.
2. La valeur du moment sur appui de rive dépend de la nature de l'appui :
  - Appui simple :  $M = 0$
  - Encastrement :  $M \neq 0$
3. Si le moment sur l'appui de rive = 0, une section d'armatures supérieures correspondant à  $0,15 M_0$  doit être prévue sur cet appui.

**d- Les efforts tranchants :**

On applique les formules suivantes :

$$\begin{cases} T_w = \frac{qL}{2} + \frac{(M_w + M_E)}{L} \\ T_E = -\frac{qL}{2} + \frac{(M_w + M_E)}{L} \end{cases}$$

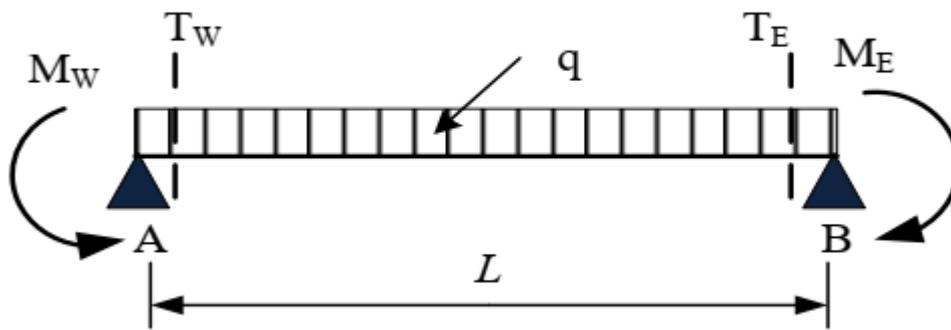


Figure IV-10- les sollicitations d'une poutre continue

### IV-3-2-La méthode de Caquot

La proposition d'Albert Caquot prend en considération :

- 1) La fluctuation du moment d'inertie causée par les variations de la largeur de la Tableau de compression, en diminuant légèrement les moments sur appui et en augmentant proportionnellement ceux en travée.
- 2) Évaluer l'impact des chargements des poutres en BA en ne prenant en compte que les travées adjacentes à l'appui afin de déterminer le moment sur l'appui.

#### a- Principe de la Méthode de Caquot

- 1) Étudier chaque travée de manière autonome. Toutes les travées, même isolées, sont hyperstatiques.
- 2) Adapter la recherche sur le système hyperstatique à un système isostatique simple : une poutre avec deux supports.

#### a-1-Comment passer de l'un à l'autre ?

- 1) La première étape implique de séparer une région dont on souhaite effectuer une étude.
- 2) L'objectif de la méthode de Caquot est de substituer les autres travées en utilisant l'effet mécanique qu'elles exercent sur la travée indépendante.

#### a-2-Qu'elle est la nature de cet effet ?

- 1) Plancher continu sur 5 appuis ; Etudier la travée BC.
- 2) Plancher modélisé par une poutre continue.

Sous l'effet du chargement, la poutre se courbe autour de l'appui B :

- 1) Effet d'autant plus grand que les travées sont grandes et que les charges sont importantes.

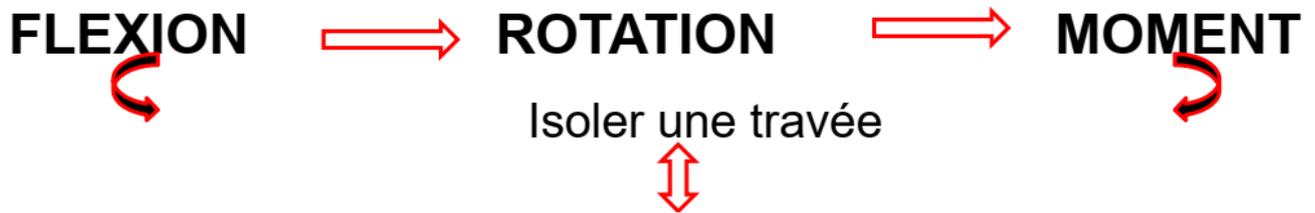


Figure IV-11-les étapes d'étude une poutre continue avec la méthode de Caquot

Figure IV-9

- 2) Supprimer mécaniquement les autres travées
- 3) En les remplaçant par leur effet de moment sur la travée étudiée

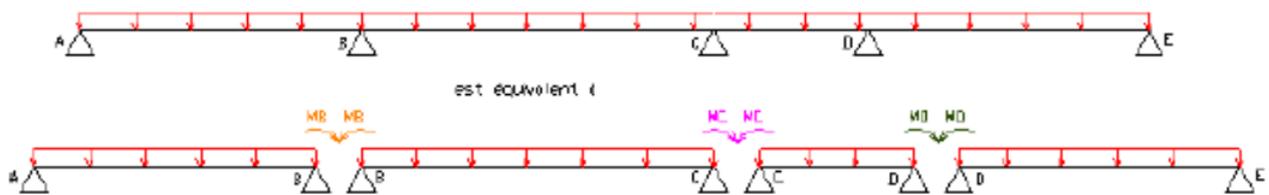


Figure IV-12- les effets de moment sur la travée étudiée.

L'équivalent d'une poutre continue hyperstatique est de deux poutres indépendantes reposant chacune sur deux appuis simples et avec un moment à l'extrémité.

Le système hyperstatique a été converti en un système isostatique simple à analyser : une poutre sur deux supports.

**b- Moments sur appuis**

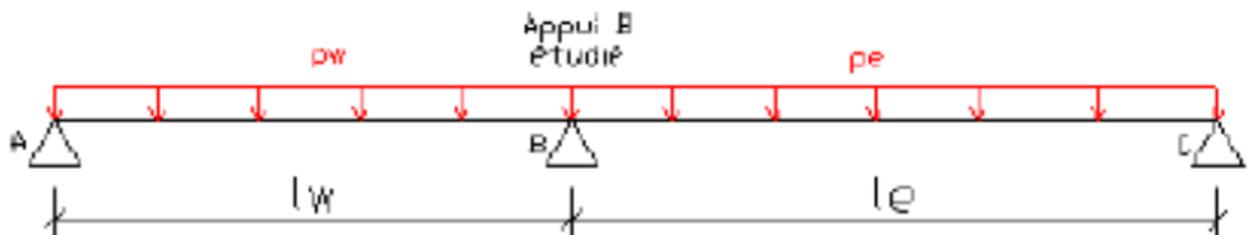


Figure IV-13- Effets produits sur l'appui B par l'ensemble des travées

$l_w$ : longueur de la travée « Ouest » et  $l_e$  : longueur de la travée « Est ».

$p_w$ : charge répartie sur la travée « Ouest ».

$p_e$  : charge répartie sur la travée «Est ».

**b-1-Effets produits sur l'appui B par l'ensemble des travées :**

1) Si travée seule (travée de rive) : cas de la travée Ouest :

- Elle produit à elle seule un moment en B.
- L'intensité de ce moment dépend de la charge  $p_w$  et de la longueur de la travée  $l_w$ .

2) Si travée poursuivie par d'autres travées (travée intermédiaire) : cas de la travée Est:

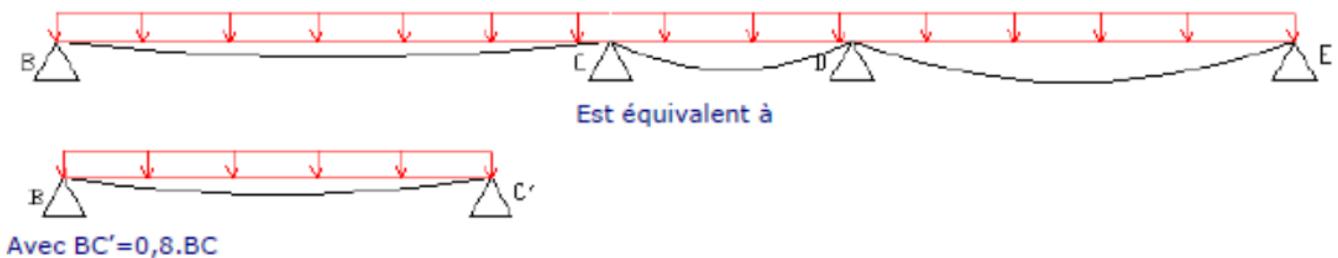
- Travée Est se poursuit par la travée CD et DE.
- Appui B subit aussi l'effet des autres travées à suivre.
- Ces travées réduisent l'effet du moment produit par la seule travée Est en B.

En réalité : Effet de moment en B est réduit par les autres travées de l'ordre de 20%.

Effet de flexion réduit = Effet produit par cette travée seule (comme une travée de rive) avec la même charge mais avec une longueur plus petite.

$$l'_e = 0,8 \times l_e$$

$l'_e$  : Longueur de travée réduite équivalente.



**Figure IV-14- l'effet du moment produit par la seule travée Est en B**

**e- Moments sur appui :**

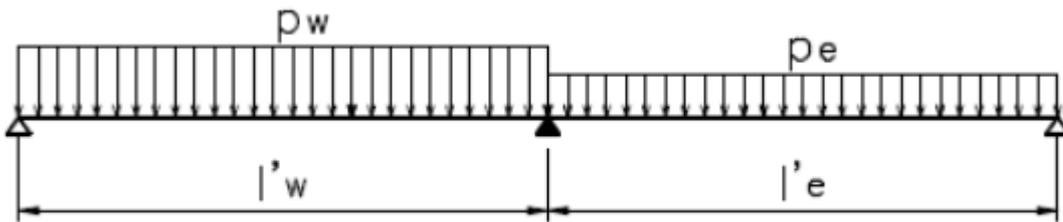
- 1) Seules les charges sur les travées voisines de l'appui sont prises en compte
- 2) On adopte des longueurs de portées fictives  $l'$ , telles que :

-  $l' = l$  pour les deux travées de rive.

-  $l' = 0,8 l$  pour les travées intermédiaires.

- 3) Théorème des 3 moments appliqué à l'appui considéré.

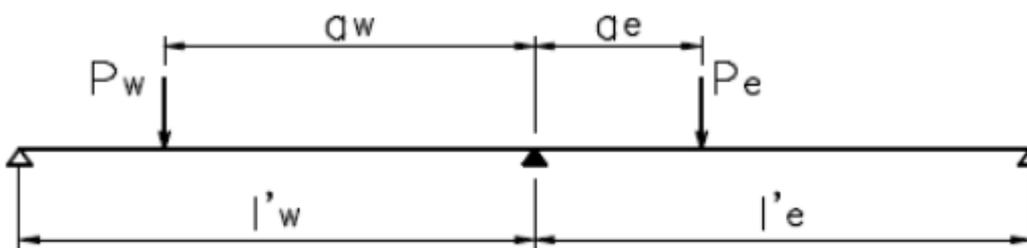
**e-1-Cas de charges réparties :**



**Figure IV-15- Cas de charges réparties**

$$M_a = - \frac{p_w \times l_w^3 + p_e \times l_e^3}{8 \times 5 \times (l_w + l_e)}$$

**e-2-Cas de charges concentrées :**



**Figure IV-16- Cas de charges concentrées**

$$M_a = - \frac{k_w(a_w)p_w l_w'^2 + k_e(a_e)p_e l_e'^2}{l_w + l_e}$$

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} x_w = \frac{a_w}{l'} \\ k_w = \frac{x_w(x_w - 1)(x_w - 2)}{2,125} \end{array} \right.$$

**f- Moments en travée**

**f-1- Hypothèses**

- 1) Étendre les portées réelles à  $l$  (et non plus à  $l'$ ).
- 2) Seulement les deux travées adjacentes et le cas de charge le plus défavorable doivent être pris en compte.
- 3) Le temps d'appui diminue  $\Rightarrow$  le temps de travée augmente.

**Cas 01 :**

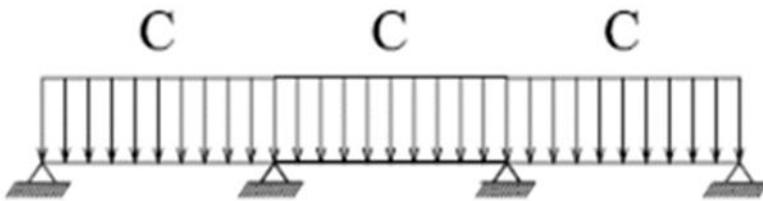


Figure IV-17- premier cas des moments en travée

**Cas 02 :**

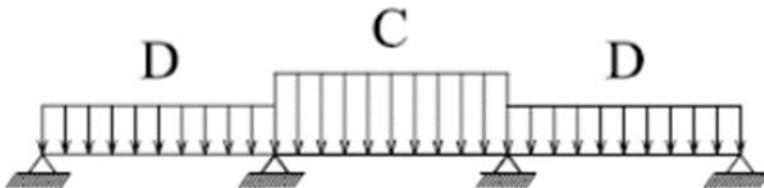


Figure IV-18- Deuxième cas des moments en travée

**Cas 03 :**

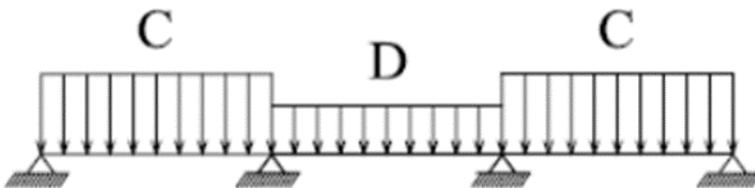


Figure IV-19- Troisième cas des moments en travée

**E.L.U :**

- $C=1,35g+1,5q$
- $D=1,35g$

**E.L.S :**

- $C=g+q$
- $D=q$

**f-1- Moment :**

$$M(x) = \mu(x) + M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \frac{x}{l}$$

$\mu(x)$ : Moment dans la travée isostatique de référence correspondant au cas de charge étudié.

**f-2- Position du moment maximum :**

Rechercher l'abscisse où la dérivée de  $M(x)$  s'annule :

$$x_{Mtmax} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{p \cdot l} \Leftrightarrow \text{Dans le cas d'un chargement symétrique sur la travée}$$

Dans la pratique, pour le calcul  $x_{Mtmax}$  de on ne s'intéressera qu'au cas de charge qui conduit à la plus grande valeur du moment en travée.

**g- Courbe enveloppe des moments fléchissant :**

1. Le tracé des trois courbes de moment fléchissant correspondant aux trois cas de charge est fait à partir des moments calculés et des abscisses des moments max.
2. La courbe enveloppe reproduit le contour des moments maximums (en Travée) et minimums (sur appui).
3. A partir de cette courbe, il est possible de calculer les sections d'acier et de tracer l'épure d'arrêt de barres.

**h- Efforts tranchants**

L'effort tranchant, calculé comme l'opposé de la dérivée du moment fléchissant.

$$V(x) = -\frac{d\mu(x)}{dx} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

Sur l'appui i, les valeurs à gauche et à droite de l'effort tranchant.

$$V_{wi} = V_{0w} = -\frac{M_{a_i} - M_{a_{i-1}}}{l_{i-1}}$$

$$V_{ei} = V_{0e} = -\frac{M_{a_{i+1}} - M_{a_i}}{l_i}$$

- $V_{0w}$  et  $V_{0e}$  sont les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui  $i$  des travées isostatiques de référence  $i - 1$  et  $i$  respectivement.
- $M_{a_{i-1}}$  et  $M_{a_i}$  et  $M_{a_{i+1}}$  sont les moments sur les appuis  $i - 1$  et  $i + 1$  respectivement.
- $l_{i-1}$  et  $l_i$  sont les portées des travées  $i - 1$  et  $i$  respectivement.

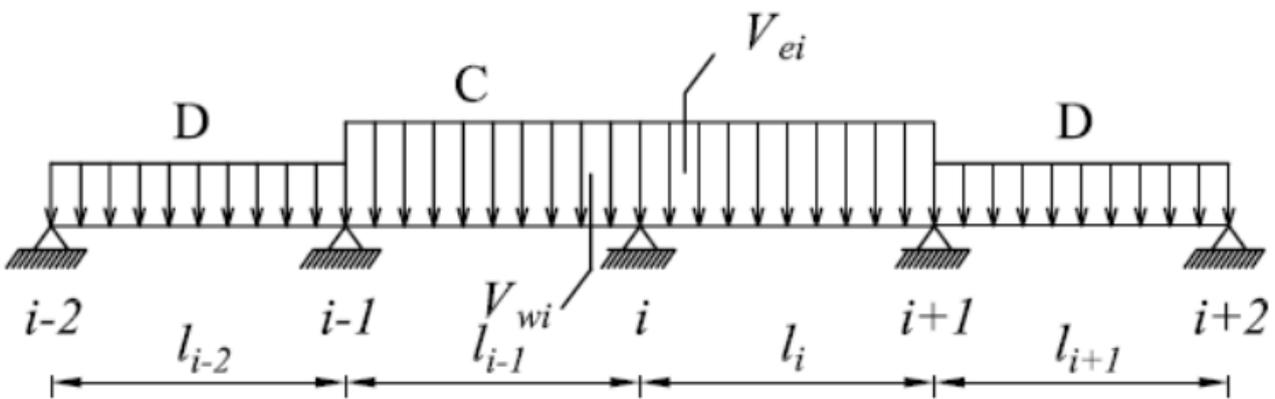


Figure IV-20- les efforts tranchants des poutres continues à la méthode de Caquot

IV-4-Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

- La charge d'exploitations :  $Q \leq \max(2G ; 5KN / m^2)$
- a- Plancher étage courante

$$Q = 1,5KN/m^2 \leq \max(10,24KN / m^2 ; 5KN / m^2) = 10,24KN / m^2$$

Condition vérifiée

- b- Plancher Terrasse :

$$Q = 1KN/m^2 \leq \max(13,34KN/m^2 ; 5KN/m^2) = 13,34KN/m^2$$

Condition vérifiée

- Le rapport  $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \Rightarrow 0,8 \leq \frac{3,7}{3,7} \leq 1,25 \Rightarrow 0,8 \leq 1 \leq 1,25$$

Condition vérifiée

➤ Fissuration considérée comme peu préjudiciable  $\Rightarrow$  Condition vérifiée

$\Rightarrow$  Le moment d'inertie dans toutes les sections des travées est constant  $\Rightarrow$  Condition vérifiée

Toutes les conditions sont satisfaites, on peut utiliser la M.F.

### IV-5-Type de poutrelle :

#### 1<sup>er</sup> Type

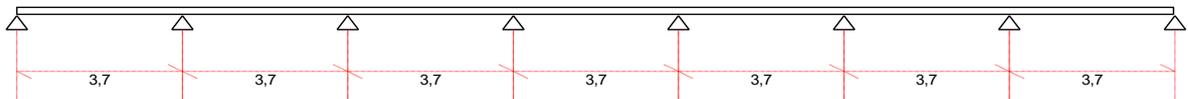


Figure IV-21- schéma de premier type de poutrelle

#### 2<sup>eme</sup> Type

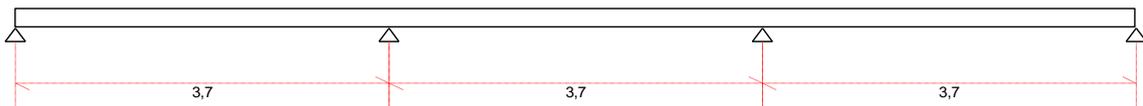


Figure IV-22- schéma de deuxième type de poutrelle

3eme Type

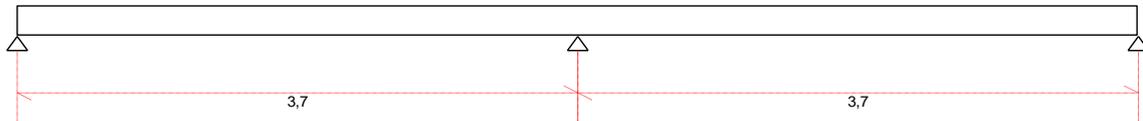


Figure IV-23- schéma de Troisième type de poutrelle

IV-6-Calcul des sollicitations :

Niveau	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	b	ELU(KN/m)	ELS(KN/m)
Terrasse	6,67	1	0,6	6,30	4,60
Etage courant	5,12	1,5	0,6	5,50	3,97

Tableau IV-1- Récapitulatif des sollicitations des planchers terrasse et étage courant

IV-7-Plancher étage :

a- Calcule des moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5,50 \times 3,7^2}{8} = 9,41KN.m$$

Toutes les travées ont les mêmes longueurs qui égale 3,7m.

b- Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = M_H = 0,20M_0^{AB} = 1,88KN.m$$

$$M_B = M_G = 0,5M_0^{AB} = 4,70KN.m$$

$$M_C = M_F = 0,4M_0^{AB} = 3,76KN.m$$

$$M_D = M_E = 0,4M_0^{AB} = 3,76KN.m$$

**c- Calcul des moments en travées :**

On a :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,5}{1,5 + 5,12} = 0,23$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,07 > 1,05$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,63 \Rightarrow \text{pour les travées de rive}$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,53 \Rightarrow \text{pour les travées intermédiaires}$$

**Travée (AB) et (GH) (travée de rive) :**

$$M_t^{AB} \geq 1,07M_0^{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 6,78\text{KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \times M_0^{AB} = 5,92\text{KN.m}$$

$$M_t^{AB} = \max\{6,78; 5,92\} = 6,78\text{KN.m}$$

**Travée (BC) et (FG) (travée intermédiaire) :**

$$M_t^{AB} \geq 1,07M_0^{AB} - \frac{M_B + M_C}{2} = 5,84\text{KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \times M_0^{AB} = 4,98\text{KN.m}$$

$$M_t^{AB} = \max\{5,84; 4,98\} = 5,84\text{KN.m}$$

**Travée (CD) et (DE) et (EF) (travée intermédiaire) :**

$$M_t^{AB} \geq 1,07M_0^{AB} - \frac{M_C + M_D}{2} = 6,21\text{KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \times M_0^{AB} = 4,98\text{KN.m}$$

$$M_t^{AB} = \max\{6,21; 4,98\} = 6,21\text{KN.m}$$

**d- Les efforts tranchants :**

$$T_W = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_W - M_E}{L}$$

$$T_E = -\frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_W - M_E}{L}$$

$$\text{Travée (AB)} \begin{cases} T_A = 9,41KN \\ T_B = -10,93KN \end{cases}$$

$$\text{Travée (BC)} \begin{cases} T_B = 10,42KN \\ T_C = -9,92KN \end{cases}$$

$$\text{Travée (CD)} \begin{cases} T_C = 10,18KN \\ T_D = -10,18KN \end{cases}$$

$$\text{Travée (DE)} \begin{cases} T_D = 10,18KN \\ T_E = -10,18KN \end{cases}$$

$$\text{Travée (EF)} \begin{cases} T_E = 10,18KN \\ T_F = -10,18KN \end{cases}$$

$$\text{Travée (FG)} \begin{cases} T_F = 9,92 KN \\ T_G = -10,42KN \end{cases}$$

$$\text{Travée (GH)} \begin{cases} T_G = 10,93 KN \\ T_H = -9,41KN \end{cases}$$

$$\text{Les sollicitations de calcul sont : } \begin{cases} M_{tmax} = 5,86KN \cdot m \\ M_{a \text{ int}} = 4,70KN \cdot m \\ M_{a \text{ rive}} = 1,88 KN \cdot m \\ T_{max} = 10,93 KN \end{cases}$$

**IV-8-Ferrailage**

$$M_{tb} = \sigma_{bc} \times h_0 \times b \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,17 \times 5 \times 60 \times \left( 18 - \frac{5}{2} \right)$$

$$M_{tb} = 65,89KN.m > M_{tmax} = 5,86KN.m$$

Donc l'axe neutre tombe dans la Tableau de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension (b × h<sub>t</sub>) = (60×20) cm<sup>2</sup>soumise à :

**a- En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{5,86 \times 10^3}{60 \times 18^2 \times 14,17} = 0,021 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,027$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,989$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,86 \times 10^3}{0,989 \times 18 \times 348} = 0,94cm^2$$

On adopte 3T10 avec  $A_t = 2,35cm^2$

**b- En appuie**

**Les appuis intermédiaires**

$$\mu = \frac{M_{ac}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{4,70 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,085 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,111$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,955$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,70 \times 10^3}{0,955 \times 18 \times 348} = 0,78cm^2$$

On adopte 1T10 filante +1T10 Chapeau  $A_a = 1,57cm^2$

**Les appuis de rive**

$$\mu = \frac{M_{a rive}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{1,88 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,034 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,043$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,982$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,88 \times 10^3}{0,955 \times 18 \times 348} = 0,31 \text{ cm}^2$$

On adopte 1T10 filante avec  $A_{a\ rive} = 0,79 \text{ cm}^2$

**IV-9-Vérification :**

**a- Condition de non fragilité (section en T) :**

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec

$$V_2 = \frac{\left( b \times h_0 \times \left( h - \frac{h_0}{2} \right) \right) + \left( b_0 \times (h - h_0) \times \left( \frac{h - h_0}{2} \right) \right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h - h_0))}$$

$$V_2 = \frac{\left( 60 \times 5 \times \left( 20 - \frac{5}{2} \right) \right) + \left( 12 \times (20 - 5) \times \left( \frac{20 - 5}{2} \right) \right)}{(60 \times 5) + (12 \times (20 - 5))}$$

$$V_2 = 13,75 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 13,75 = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h - V_1)^3}{3}$$

$$I = \frac{60 \times 6,25^3 - ((60 - 12) \times (6,25 - 5)^3)}{3} + \frac{12 \times (20 - 6,25)^3}{3}$$

$$I = 4851,56 + 10938,43 = 15249,99 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{15249,99 \times 2,1}{0,81 \times 20 \times 13,75 \times 500} = 0,28 \text{ cm}^2$$

	$A_S(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	Condition
Travées	2,35	0,28	Vérifiée
Appuie centrale	1,57	0,28	Vérifiée
Appuie de rive	0,79	0,28	Vérifiée

**Tableau IV-3- résultats de vérification de condition no fragilité**

**b- Vérification à l'E.L.S :**

**b-1-Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - c') - \eta A_s(d - y) = 30y^2 + 35,25y - 634,5 = 0$$

$$y = 4,05cm$$

**b-2-Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{60 \times 4,05^3}{3} + (15 \times 2,35) \times (18 - 4,05)^2$$

$$I = 8188,34cm^4$$

**b-3-Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{tser}}{I} \times y = \frac{3,40 \times 10^3}{8188,34} \times 4,05$$

$$\sigma_b = 1,68MPa$$

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

$$\sigma_b = 1,68MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

Condition vérifiée

**c- Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{max} \times 10^3}{b_0 \times d} = \frac{10,93 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,51MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28}; 5MPa) = 3,25 MPa$$

$$\tau_u = 0,51 MPa < \bar{\tau}_u = 3,25MPa$$

Condition Vérifiée

**d- Les armatures transversales  $A_t$  :**

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_{lmin}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \min(5,71; 10; 12) = 5,71mm$$

On adopte  $\Phi_t = 5 mm$

**e- L'espacement :**

$$S_t \leq \min(0,9d; 40cm) = 16,2cm$$

$$S_t = 15cm$$

**f- La section des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{S_t \times b_0} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u \left(\frac{h}{2}\right) - 0,3 \times K \times f_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (1)$$

$$\tau_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 \times d}$$

On calcul la valeur de l'effort tranchant  $\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)$  par la méthode des triangles semblables.

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{X - \frac{h}{2}} \Rightarrow \tau_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_{max} \times \left[X - \left(\frac{h}{2}\right)\right]}{X}$$

On calcul la distance « X » :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_W - M_E}{q \times L} = \frac{3,7}{2} + \frac{4,70 - 4,70}{5,5 \times 3,7} = 1,85cm$$

$$\frac{h}{2} = 0,10m$$

$$\tau_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{10,93 \times [1,85 - (0,10)]}{1,85} = 10,33KN$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{10,33 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,47MPa$$

D'après (1)

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0,47 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = -1,04 \times 10^{-2} cm \dots\dots\dots 2$$

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_0} \geq \max\left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{2}; 0,4MPa\right) \Rightarrow \max(0,235; 0,4MPa) = 0,4MPa$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02cm \dots\dots\dots 3$$

On prend le max entre (2) et (3)  $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq 0,02cm$ , on prend  $S_t = 15cm$

$$\text{On trouve : } A_t \geq 0,02 \times 10 = 0,2m^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\Phi 8 = 1cm^2/ml \\ S_t = 15cm \end{cases}$$

**g- Espacement dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min(15cm ; 10\Phi_l) = 10cm \Rightarrow S_t = 5cm$$

**g-1-Espacement dans la zone courante :**

$$S_t \leq 15\Phi_l = 15cm \Rightarrow S_t = 10 cm$$

**h- Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$F_u = \frac{M_{appuie}}{z} = \frac{M_{appuie}}{0,9d} = \frac{4,70}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 29,01KN$$

$$F_u = 29,01KN > T_u = 10,93 KN$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

**i- Compression de la bielle d'about :**

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S}; \text{ avec } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Où : a : La longueur d'appui de la biellette.

$$\text{on doit avoir } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45°, donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8f_{c28}b_0}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 10,93 \times 1,15}{0,8 \times 25 \times 12 \times 10} = 0,0104m = 1,04cm$$

$$a' = c - c' - 2$$

a' : La largeur d'appui

c : La largeur de l'appui du poteau

c' : L'enrobage.

$$a' = 50 - 3 - 2 = 45cm$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(45; 16,2) = 16,2cm$$

$$a = 16,2cm > 1,04$$

Condition vérifiée

**j- Entraînement des armatures :****j-1-Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9 \times \mu \times n} \leq \overline{\tau_{ser}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$\Psi_s$  : Coefficient de cisaillement ;  $\Psi_s = 1,5$  pour H.A

T: L'effort tranchant max ;  $T = 10,93 \text{ KN}$

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ;  $n = 3$

$\mu$ : Périmètre d'armatures tendue ;  $\mu = \pi \times \Phi = 1 \times 3,14 = 3,14 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{10,93 \times 10^3}{16,2 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 0,72 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 0,72 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

**k- Ancrage des armatures tendues :**

La longueur de scellement droit «  $L_s$  » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre  $\Phi$  pour équilibrer une contrainte d'adhérence  $\tau_s$

La contrainte d'adhérence  $\tau_s$  est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi^2 \times f_{tj} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{\Phi_l}{4\tau_s} f_e = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,84} = 35,21 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ( $b = 35 \text{ cm}$ ), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :

On adopte une courbure égale à :  $r = 5,5\Phi_l = 5,5 \text{ cm}$

I- Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{370} = 0,054 \geq 0,044 \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0ser}} \Rightarrow \frac{20}{370} = 0,054 \geq \frac{3,39}{15 \times 6,97} = 0,032 \\ \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,011 \leq \frac{3,6}{500} = 0,0072 \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées.

IV-10-Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants :

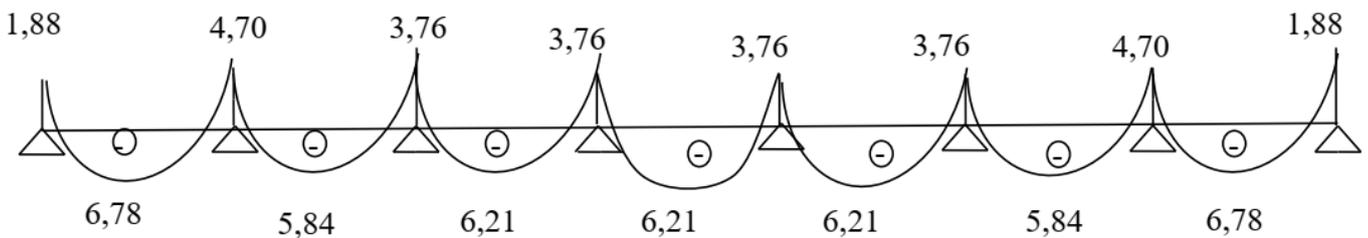


Figure IV-24- diagramme des moments fléchissant d'un plancher étage

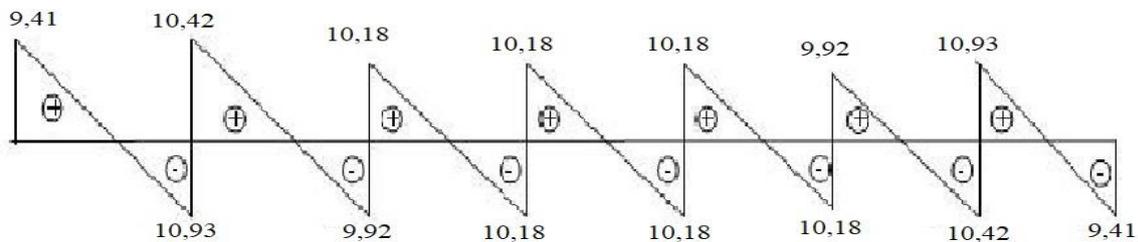


Figure IV-25- Diagramme des efforts tranchants d'un plancher étage

IV-11-La disposition de ferrailage :

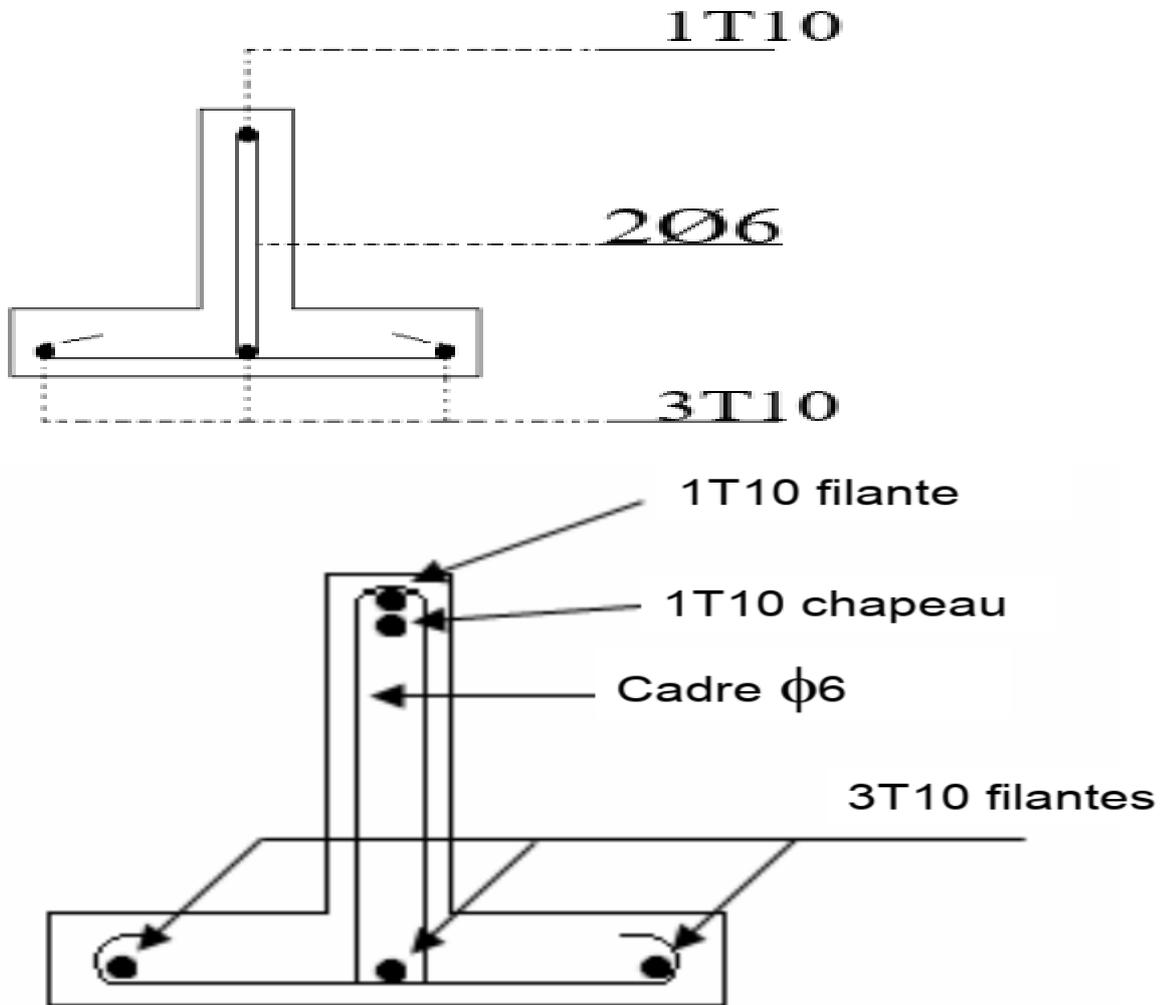


Figure IV-26- La disposition de ferrailage de plancher étage

**IV-11-Plancher terrasse**

Les résultats sont tirés par logiciel SOCOTEC en utilisant la méthode de Caquot.

Les sollicitations de calcul sont :

$$\begin{cases} M_{tmax} = 12,08KN.m \\ M_{a\ rive} = 3,34KN.m \\ M_{a\ int} = 8,36KN.m \\ T_{max} = 21,52KN \end{cases}$$

**IV-12-Ferraillage**

$$M_{tb} = \sigma_{bc} \times h_0 \times b \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,17 \times 5 \times 60 \times \left( 18 - \frac{5}{2} \right)$$

$$M_{tb} = 65,89KN.m > M_{tmax} = 12,08KN.m$$

Donc l'axe neutre tombe dans la Tableau de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension (b × h<sub>t</sub>) = (60×20) cm<sup>2</sup>soumise à :

**a- En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{12,08 \times 10^3}{60 \times 18^2 \times 14,17} = 0,044 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,056$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,977$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12,08 \times 10^3}{0,977 \times 18 \times 348} = 1,97cm^2$$

On adopte 3T12 avec A<sub>t</sub> = 3,39cm<sup>2</sup>

**b- En appuie**

**Les appuis intermédiaires**

$$\mu = \frac{M_{a\ int}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{8,36 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,152 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,173$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,917$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,36 \times 10^3}{0,917 \times 18 \times 348} = 1,46cm^2$$

## Chapitre IV :

## Calcul des planchers

On adopte 1T12 filante + 1T12 chapeau avec  $A_{a\ int} = 2,26\text{cm}^2$

### Les appuis de rive

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{3,34 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,061 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,078$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,968$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,34 \times 10^3}{0,968 \times 18 \times 348} = 0,55\text{cm}^2$$

On adopte 1T12 filante avec  $A_{a\ rive} = 1,13\text{cm}^2$

### IV-12-Les diagrammes des efforts tranchants et les moments fléchissant

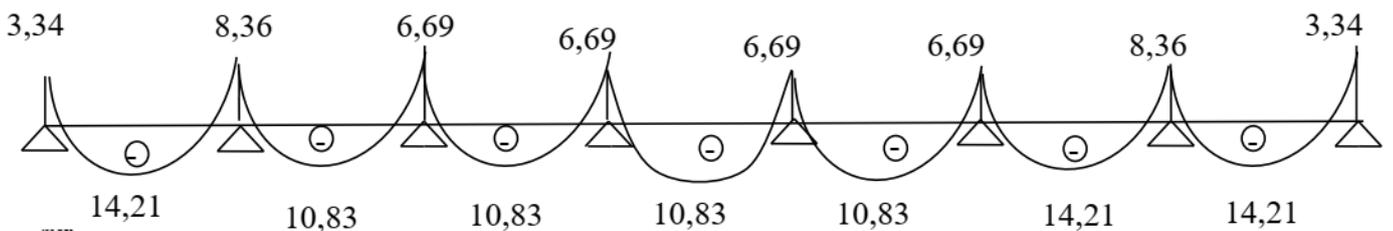


Figure IV-27- Diagramme des moments fléchissant d'un plancher terrasse

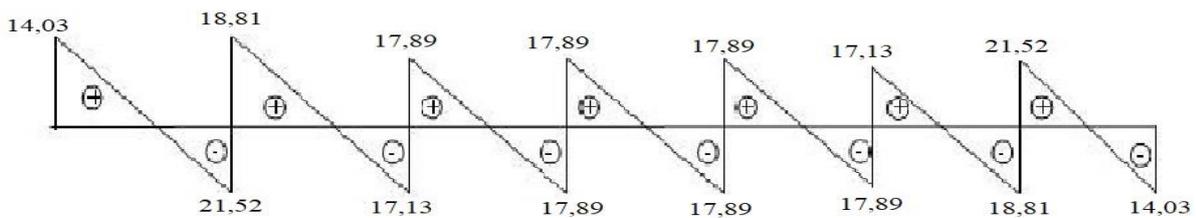


Figure IV-28- Diagramme des efforts tranchants d'un plancher terrasse

IV-13-La disposition de ferrailage :

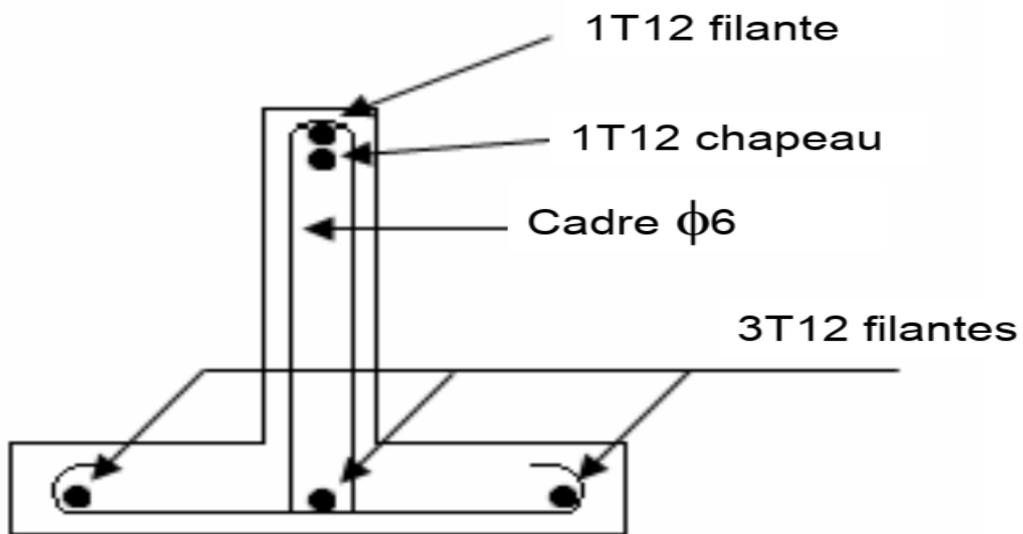
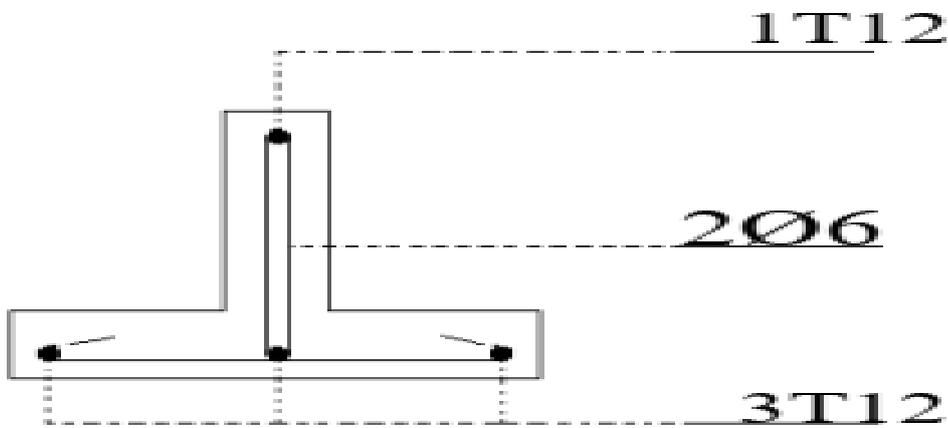
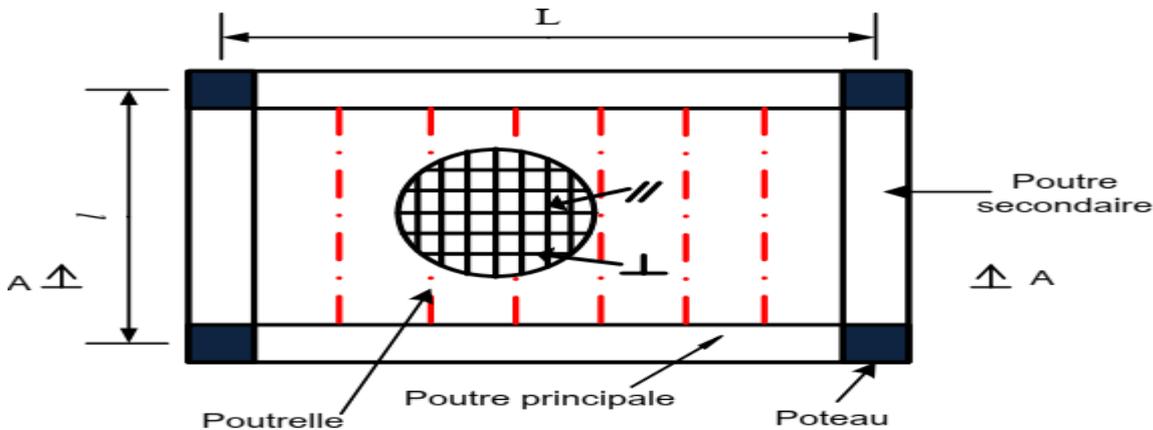


Figure IV-29- ferrailage des plancher terrasse

**IV-14- Ferrailage de la dalle de compression :**

La dalle de compression est armée d'un simple quadrillage d'armatures de compression (treillis soudés).



**Figure IV-30- schéma d'une dalle de compression**

La dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm ; elle est armée d'un quadrillage de barres dont la dimension de mailles ne doit pas dépasser :

20 cm (5 p. m) pour les armatures  $\perp$  aux poutrelles ;

33 cm (3 p. m) pour les armatures  $//$  aux poutrelles.

**a- Section minimale des armatures  $\perp$  aux poutrelles :**

$$\begin{cases} A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e [MPa]} \left[ \frac{cm^2}{ml} \right] & \text{Si l'écartement entre axes des nervures } L \leq 50cm \\ A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e [MPa]} \left[ \frac{cm^2}{ml} \right] & \text{Si } 50 \leq L \leq 80cm \end{cases}$$

**b- Section minimale des armatures  $//$  aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

**IV-15- Tableau récapitulatif de ferrailage :**

	Travée	Appuie	
		Intermédiaire	Rive
Plancher étage	3T10	1T10fil+1T10chap	1T10fil
Plancher terrasse	3T12	1T12fil+1T12chap	1T12fil

**Tableau IV-4- Récapitulatif de ferrailage****IV-16-Conclusion**

L'étude d'un plancher terrasse et étage est un processus complexe qui exige des compétences techniques et une expertise approfondie en génie civil. En menant une étude rigoureuse et en s'appuyant sur des outils et des méthodes appropriés, les ingénieurs peuvent concevoir des planchers sûrs, performants, durables et économiques, contribuant ainsi à la qualité et à la valeur globale du bâtiment.

**Chapitre V :**  
**Etude sismique de bâtiment**

**V-1-Introduction**

L'étude sismique des bâtiments est un domaine crucial de l'ingénierie parasismique qui vise à évaluer la capacité d'une structure à résister aux tremblements de terre. Cette évaluation est essentielle pour garantir la sécurité des occupants et minimiser les dommages matériels lors d'un séisme.

**V-2-Calcul sismique :**

Le calcul sismique est un ensemble de méthodes et de techniques utilisées pour déterminer les charges sismiques auxquelles une structure sera soumise lors d'un tremblement de terre et pour évaluer sa capacité à résister à ces charges. Il s'agit d'une composante essentielle de la conception parasismique, qui vise à garantir la sécurité des bâtiments et des infrastructures en cas de séisme.

**V-2-1-Objectifs du calcul sismique :**

**Déterminer les charges sismiques :** Les charges sismiques représentent les forces et les déformations induites dans une structure par les mouvements du sol lors d'un tremblement de terre. Elles dépendent de plusieurs facteurs, tels que la magnitude du séisme, la distance à l'épicentre, les caractéristiques du sol et les propriétés dynamiques de la structure.

**Evaluer la capacité de la structure :** En comparant les charges sismiques aux capacités de la structure, il est possible d'évaluer son niveau de sécurité vis-à-vis des séismes. Cela permet d'identifier les éventuelles faiblesses de la structure et de prendre des mesures de renforcement si nécessaire.

**Concevoir des structures résistantes aux séismes :** Le calcul sismique joue un rôle crucial dans la conception de nouvelles structures et dans le renforcement de structures existantes pour les rendre plus résistantes aux tremblements de terre. Il permet de choisir des matériaux et des systèmes de construction appropriés, de définir les dimensions des éléments structuraux et de vérifier la conformité de la structure aux normes parasismiques en vigueur.

**V-3-Méthodes de calcul sismique :****a- Analyse statique équivalente (ASE) :**

L'analyse statique équivalente (ASE), également appelée méthode des forces latérales équivalentes (FLE), est une méthode simplifiée d'analyse sismique des bâtiments. Elle consiste à déterminer les forces sismiques horizontales équivalentes qui représentent l'effet des charges dynamiques induites par un tremblement de terre et à les appliquer à la structure en tant que charges statiques.

**b- Analyse Modale Spectrale (AMS)**

L'analyse modale spectrale (AMS) est une méthode de calcul dynamique utilisée pour évaluer la réponse d'une structure soumise à des charges sismiques. Elle fait partie des méthodes dynamiques les plus couramment employées dans l'ingénierie parasismique. La structure est modélisée à l'aide d'un système de masse-ressort discret. Cette modélisation permet de représenter les caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure en la discrétisant en un nombre de points (nœuds) reliés par des éléments (ressorts).

L'analyse modale consiste à déterminer les modes de vibration propres de la structure. Chaque mode de vibration correspond à une forme de déformation et à une fréquence de vibration naturelle de la structure. La réponse de la structure aux charges sismiques est obtenue en combinant les contributions de chaque mode de vibration. Pour chaque mode, la réponse est calculée en tenant compte de sa fréquence propre, de sa forme de vibration et du spectre de réponse sismique, qui représente les caractéristiques de l'excitation sismique.

**c- Méthode du calcul :**

Pour évaluer la force sismique, nous utilisons le logiciel « ETABS v 9.6.0 » qui comprend différentes méthodes de calcul des séismes (fonction spectre de réponse, fonction historique, etc.). Dans notre cas, nous avons choisi la « réponse fonctionnelle spectrale », qui repose sur la méthode de dynamique modale spectrale. Cette méthode considère la réponse de la structure selon le mode déterminé à partir des hypothèses suivantes :

- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître).
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation massique soit au moins égale à 90%.

➤ Seuls les déplacements horizontaux sont pris en compte.

**d- Conditions à vérifier :**

Dans cette étude dynamique on doit confirmer que :

1) La période dynamique  $T_{dyn}$  ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de la période statique fondamentale  $T_{sta}$  :

$$T_{dyn} < 1,3 \times T_{sta}$$

2) La force sismique résultante à la base,  $Vt$ , déterminée en combinant les modes, ne doit pas être inférieure à 80. Résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente :

$$V_{dx} > 80\%V_{st}$$

$$V_{dy} > 80\%V_{st}$$

3) Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta}_k \text{ avec } R \times \delta_{ek}$$

- $R$ : Coefficient de comportement.
- $\delta_{ek}$ : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effort de torsion).
- $\overline{\delta}_k$ : Déplacement admissible (égale à 1%  $h_e$ ).

4) Le facteur de participation massique dépasse 90 % ;  $\sum \bar{a}_l \geq 90\%$ .

$$\bar{a}_l = \frac{(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki})^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \times \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

Le logiciel ETABS v9.6.0 peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation massiques.

**V-3-1-Méthode d'analyse modale spectrale :**

**a- Principe de la méthode :**

Les forces sismiques équivalentes sont généralement définies comme une fraction du poids de la structure (représenté par son poids total, P) et sont distribuées horizontalement sur les différents niveaux de la structure en fonction de leur hauteur et de leur masse. Cette distribution des forces vise à approximer l'effet des inerties qui se développent dans la structure lors d'un séisme.

Les forces sismiques équivalentes sont appliquées à la structure en tant que charges statiques horizontales. L'analyse statique classique est ensuite utilisée pour déterminer les sollicitations internes (forces et moments) dans les éléments structuraux de la structure. Les sollicitations internes obtenues par l'analyse statique sont comparées aux contraintes admissibles des matériaux de la structure. Si les contraintes admissibles sont dépassées, cela signifie que la structure est susceptible de subir des dommages ou de s'effondrer en cas de séisme.

**b- Spectre de réponse de calcul :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 1,25A(2,5\eta) \left(\frac{Q}{R}\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 1,25A(2,5\eta) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 1,25A(2,5\eta) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3,0s \end{cases}$$

**V-4-Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003 :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

**a- Coefficient d'accélération de zone**

**A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le Tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

**Tableau V-1- Accélération de zone**

Dans notre cas nous avons une structure située en Zone (I) avec un groupe d'usage 2

$$\text{Donc } A = 0,10$$

**b- Facteur d'amplification dynamique moyenne**

**D** : Le Facteur d'amplification dynamique moyenne D est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3,0s \end{cases}$$

$\xi$ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le Tableau (4.2) du RPA 2003.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

**Tableau V-2- Pourcentage d'amortissement critique**

Dans notre cas nous avons un portique de béton armé qui comporte un remplissage dense

$$\text{Donc: } \xi = 7\%$$

$\eta$ : Le facteur de correction d'amortissement «  $\eta$  » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0,882$$

$T$ : La valeur de la période fondamentale «  $T$  » de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_t \times h_N^{3/4}$$

$h_N$ : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 24,48m$$

$C_t$ : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le Tableau (4.6) du RPA 2003.

Cas	Système de contreventement	$C_t$
1	Portiques auto auto-stable en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques auto-stable en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques auto-stable en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

**Table V-3- Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage**

Dans notre cas nous avons

$$C_t = 0,05$$

**Périodes statiques :**

$$T = C_t \times h_N^{3/4} = 0,05 \times 24,48^{3/4} = 0,55 \text{ sec}$$

On peut utiliser aussi la formule

$$T = 0,09 \times \frac{h_n}{\sqrt{D}}$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas, il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données précédemment.

$$\begin{cases} D_x = 26,20m \\ D_y = 19,75m \end{cases}$$

$$T_{x \text{ empirique}} = 0,09 \times \frac{h_n}{\sqrt{D_x}} = 0,430 \text{ sec}$$

$$T_{y \text{ empirique}} = 0,09 \times \frac{h_n}{\sqrt{D_y}} = 0,496 \text{ sec}$$

**Période empirique :**

$$T_{x \text{ empirique}} = \min(0,430 ; 0,550) = 0,430 \text{ sec}$$

$$1,3 \times T_{x \text{ empirique}} = 1,3 \times 0,43 = 0,559 \text{ sec}$$

$$T_{y \text{ empirique}} = \min(0,496 ; 0,550) = 0,496 \text{ sec}$$

$$1,3 \times T_{y \text{ empirique}} = 1,3 \times 0,496 = 0,645 \text{ sec}$$

**Périodes dynamiques :**

$$T_{dynamique} = 0,623 \text{ sec} > 1,3 \times T_{x \text{ empirique}} = 0,559 \text{ sec}$$

On tire  $T_2$  à partir le Tableau 4.7 de RPA 99 v2003

Site	S1	S2	S3	S4
$T_1$ (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_2$ (sec)	0,40	0,30	0,50	0,70

Tableau V-4- Valeur de T1 et T2

Notre structure va installer à un site de catégorie ferme (S3).

On a :  $T_2 = 0,50 \text{ sec}$

On observe que :  $T_2 = 0,50 \leq T = 0,623 \leq 3,0s$

$$\text{Donc : } D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,50}{0,623}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,904$$

**c- Facteur de qualité**

**Q:** Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

$P_q$ : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au Tableau 4.4

Critère q	Observé	Non observé
Condition minimale sur les filles de contreventement	0	0,05
Redondance en plan	0	0,05
Régularité en plan	0	0,05
Régularité en élévation	0	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

**Tableau V-5- valeurs des pénalités  $P_q$**

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,10 = 1,15$$

**d- Coefficient de comportement globale de la structure**

**R** : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le (Tableau 4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement.

Cas	Description du système de contreventement	Valeur de R
<b>Béton Armé</b>		
1a	Portiques auto auto-stable sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques auto auto-stable avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

**Tableau V-6- Coefficient de comportement globale de la structure**

Notre portique est contreventé par des voiles.

Donc : **R=4**

**e- Le poids total de la structure :**

Niveau	W(KN)
7	5139,076
6	5140,078
5	5138,319
4	5138,319
3	5139,076
2	5140,078
1	5136,26
RDC	5451,098
$W_{totale}$	41422,30

**Table V-7- Le poids total de la structure**

**V-5-Vérification des forces sismiques :**

On doit vérifier la condition suivante :  $V_d > 80\%V_{st}$

$$D'où : V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = \frac{0,10 \times 1,904 \times 1,15 \times 41422,30}{4} = 2267,46 \text{ KN}$$

Et  $V_d$  sont les valeurs de la force sismique obtenue après l'analyse dynamique de ETABS V9,6,0 :

	$V_{dx}(\text{KN})$	$V_{dy}(\text{KN})$
<b>Forces sismiques</b>	2367,54	2460,40

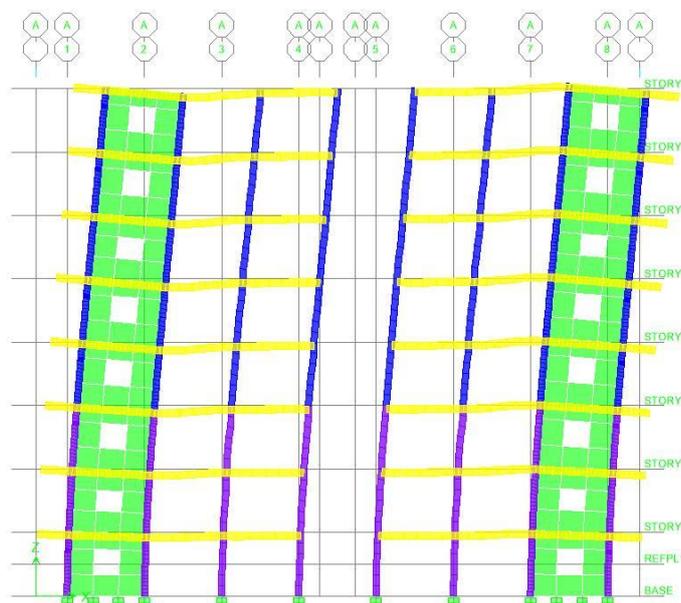
**Tableau V-8- les forces sismiques suivant deux sens**

$$\begin{cases} V_{dx} = 2367,54 > 80\%V_{st} = 1813,96\text{KN} \\ V_{dy} = 2460,40 > 80\%V_{st} = 1813,96\text{KN} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées.

**V-6-Vérification de la période fondamentale :**

**Mode 01 :**



**Figure IV-1- premier mode translation en X**

Mode 02 :

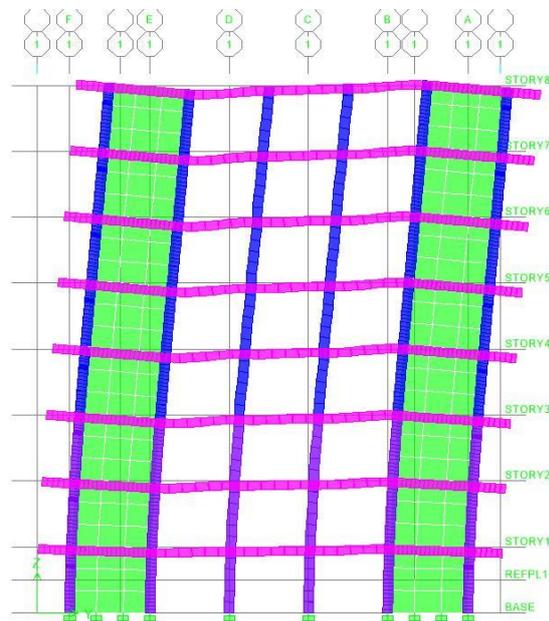


Figure V-2- Deuxième mode translation en Y

Mode 03 :

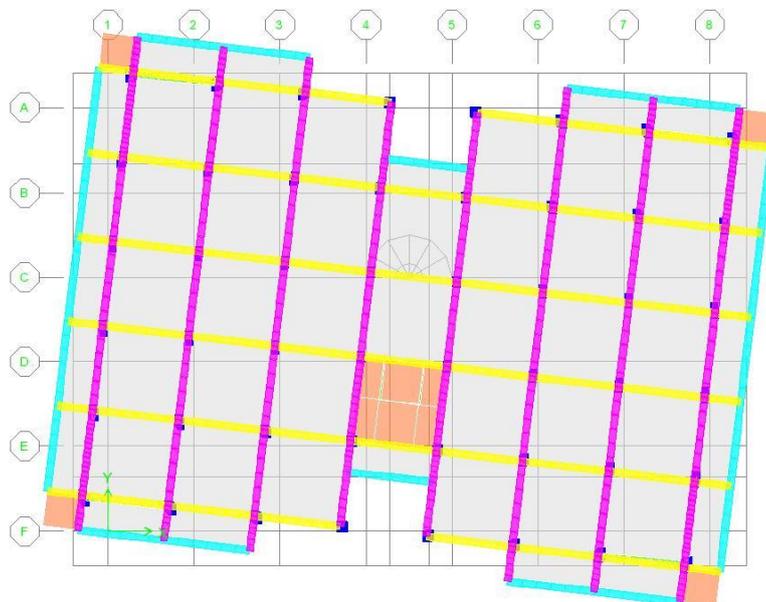


Figure V-3- Troisième mode translation en Z

La valeur de la période du premier mode obtenu après l'analyse dynamique :

$$T_{dyn} = 0,623 \text{ sec} < 1,3T_{sta} = 0,715 \text{ sec}$$

Condition vérifiée

**V-7-Vérification des facteurs de participation massique :**

Mode	Période	U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	U <sub>z</sub>	$\sum U_x$	$\sum U_y$	$\sum U_z$
1	0,623262	69,9841	0,0003	0	69,9841	0,0003	0
2	0,583248	0,0003	69,9072	0	69,9844	69,9075	0
3	0,40733	0,0121	0,0002	0	69,9965	69,9077	0
4	0,147154	19,5894	0	0	89,5859	69,9077	0
5	0,136825	0	18,7486	0	89,5859	88,6563	0
6	0,091615	0,0023	0	0	89,5882	88,6563	0
7	0,06828	6,0065	0	0	95,5946	88,6563	0
8	0,061473	0	6,2087	0	95,5946	94,8651	0

**Table V-9- les facteurs de participation massique**

- Sens transversal :

$$\sum \alpha_y = 94,8561\% > 90\%$$

- Sens Longitudinal :

$$\sum \alpha_x = 95,5946\% > 90\%$$

Les deux conditions sont vérifiées.

**V-8-Les déplacements latéraux inter- étage :**

Selon le RPA99/2003 (l'article 5.10), concernant les déplacements latéraux inter-étages.

La formule ci-dessous doit être vérifiée

$$\bar{\Delta}_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \delta_k$$

$$\text{avec : } \delta_k = R \times \delta_{ek}$$

$$\bar{\Delta} = 0,01h_e$$

NIV	dx (cm)	dy (cm)	dx=R.d x	dy=R.d y	Ddx	Ddy	1%he (cm)	Conditio n
7	1,067	0,988	4,268	3,952	0,634	0,580	3,060	Vérifiée
6	0,909	0,843	3,634	3,372	0,652	0,601	3,060	Vérifiée
5	0,746	0,693	2,982	2,772	0,658	0,610	3,060	Vérifiée
4	0,581	0,540	2,324	2,161	0,642	0,598	3,060	Vérifiée
3	0,421	0,391	1,682	1,563	0,595	0,558	3,060	Vérifiée
2	0,272	0,251	1,088	1,005	0,510	0,479	3,060	Vérifiée
1	0,144	0,132	0,577	0,526	0,381	0,356	3,060	Vérifiée
RDC	0,049	0,042	0,196	0,170	0,196	0,170	3,060	Vérifiée

**Tableau V-10- Les déplacements latéraux inter- étage**

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1,0 % de la hauteur d'étage.

**V-9-Justification vis-à-vis de l'effet  $P_{\Delta}$ :**

Les effets du 2° ordre (ou effet  $P_{\Delta}$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10$$

$P_k$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

$V_k$ : Effort tranchant d'étage au niveau "k" :  $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$ : Hauteur de l'étage « k ».

Si  $0,10 \leq \theta_k \leq 0,20$  les effets  $P_{\Delta}$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur  $\left(\frac{1}{1-\theta_k}\right)$ .

Si  $\theta_k > 0,20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

NIV	h <sub>k</sub> (cm)	D <sub>kx</sub> (cm)	D <sub>ky</sub> (cm)	V <sub>kx</sub> (KN)	V <sub>ky</sub> (KN)	W <sub>k</sub> (KN)	P <sub>k</sub> (KN)	θ <sub>k</sub> (x)	θ <sub>k</sub> (y)
07	306	0,634	0,580	678,840	705,180	5 139,076	5 139,076	0,016	0,014
06	306	0,652	0,601	1 143,470	1 190,460	5 140,078	10 279,154	0,019	0,017
05	306	0,658	0,610	1 493,670	1 560,510	5 138,319	15 417,473	0,022	0,020
04	306	0,642	0,598	1 777,940	1 861,050	5 138,319	20 555,792	0,024	0,022
03	306	0,595	0,558	2 003,760	2 097,350	5 139,076	25 694,868	0,025	0,022
02	306	0,510	0,479	2 176,990	2 275,840	5 140,078	30 834,946	0,024	0,021
01	306	0,381	0,356	2 303,980	2 402,450	5 136,260	35 971,206	0,019	0,017
RDC	306	0,196	0,170	2 367,540	2 460,400	5 451,098	41 422,304	0,011	0,009

Tableau V-11- les effets P<sub>Δ</sub>

On observe que la condition précédente est satisfaite à tous les niveaux.

### V-10-Conclusion

L'étude sismique est un élément essentiel de la conception d'un bâtiment sûr et performant dans les zones à risque sismique. En s'appuyant sur des analyses rigoureuses, des simulations numériques et des principes de conception parasismique éprouvés, les ingénieurs peuvent créer des bâtiments capables de résister aux forces destructrices des tremblements de terre, protégeant ainsi la vie des occupants et contribuant à un environnement bâti plus résilient.

# **Chapitre VI :**

## **Ferrailage des portiques**

**VI-1-Introduction :**

Grâce à l'analyse des charges verticales et horizontales, il est possible de mesurer tous les efforts qui sont exercés sur les éléments (poteaux et poutres) dans les différents points et travées. Le logiciel ETABS V9,6,0 a été employé afin d'identifier les demandes, ce qui facilitera le calcul des portiques.

**VI-2-Les combinaisons de calcul :**

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessous, les éléments de la structure doivent être ferrailés par les combinaisons des charges sur la base des règlements BAEL 91 et RPA 99/2003.

$$\begin{aligned}
 \text{Poutres : } & \left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitation du 1}^{er} \text{ genre (BAEL91): } 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitation du 2}^{eme} \text{ genre (RPA99/vV2003): } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{array} \right. \\
 \text{Poteaux : } & \left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitation du 1}^{er} \text{ genre (BAEL91): } 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitation du 2}^{eme} \text{ genre (RPA99/vV2003): } \begin{cases} G + Q \pm 1,2E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

Avec :

G : Charges permanentes ;

Q : Charges d'exploitation ;

E : Effort sismique.

**VI-3-Ferraillage des poutres :**

**a- Méthode de calcul :**

Généralement, les poutres sont soumises à une flexion et à un effort normal ainsi qu'à un effort tranchant. Ainsi, il est nécessaire de réaliser le calcul en utilisant la flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible, ce qui nous amène à effectuer le calcul en utilisant la flexion simple.

Le ferraillage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu préjudiciable.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre :

**b- Sollicitations du 1<sup>er</sup> genre (BAEL 91) :**

$$S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp1}$$

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurités ( $\gamma_s; \gamma_b$ )

$$\text{Pour la situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400MPa \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48MPa \end{cases}$$

$$\text{Pour la situation normale ou durable : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348MPa \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17MPa \end{cases}$$

**c- Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales :**

D'après le RPA 99/2003 (article 7.4.2) on a :

- ❖ Section d'armature minimale :  $A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t$
- ❖ Section d'armature maximale :
  - $\begin{cases} A_{max1} = 4\% \times b \times h_t; \text{ zone courante} \\ A_{max2} = 6\% \times b \times h_t; \text{ zone de recouvrement} \end{cases}$
- ❖ Le diamètre minimum est de 12 mm
- ❖ La longueur minimale des recouvrements est de :  $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- ❖ Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans ce cas, le ferraillage se fera sur les poutres les plus sollicitées, et il se fera pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travées seront ferraillées pour une situation durable et sur appuis pour une situation accidentelle.

**d- Cas de l'étage courant :**

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un Tableau.

**VI-4-Ferraillage d'une poutre :**

L'exemple ci-dessous sera fait sur une poutre principale d'intermédiaire (étage courant). Les moments  $M_{sp1}$  est tirés à partir du logiciel ETABS V9,6,0.

**VI-4-1-Sens longitudinal : « poutre principale (40×30) cm<sup>2</sup> »**

**a- Données :**

- ✓ Largeur de la poutre :  $b = 30cm$
- ✓ Hauteur de la section :  $h = 40cm$
- ✓ Hauteur utile des aciers tendus :  $d = 0,9h = 36cm$
- ✓ Contrainte des aciers utilisés :  $f_e = 400MPa$
- ✓ Contrainte du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 25MPa$
- ✓ Contrainte limite du béton :  $f_{t28} = 2,1MPa$
- ✓ Fissuration peu préjudiciable

**b- Armatures longitudinales :**

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{min} = 0,5\% \cdot bh_t = 0,5 \times 40 \times 30/100 = 6 \text{ cm}^2 \text{ (sur tout les sections)}$$

$$A_{max1} = 4\% \times b \times h_t = 4 \times 40 \times \frac{30}{100} = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{max2} = 6\% \times b \times h_t = 6 \times 40 \times \frac{30}{100} = 72 \text{ cm}^2$$

**c- Ferraillage sur appuis :**

On a  $M_{sp1} = 63,82 \text{ KN.m}$

**c-1-Le moment réduit  $\mu_\mu$  :**

$$\mu_\mu = \frac{M_{sp}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{63,82 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,116$$

$$\Rightarrow \beta = 0,970$$

**c-2-La section d'acier :**

$$A_{sx1} = \frac{M_{sp}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{63,82 \times 10^3}{0,970 \times 36 \times 348} = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{sx} = \max(A_{sx1} ; A_{min} ) = 6 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : 6T12 ce qui nous donne  $A = 6,79 \text{ cm}^2$

**d- Ferraillage en travée :**

On a  $M_{sp1} = 26,20 \text{ KN.m}$

**d-1 Le moment réduit  $\mu_\mu$  :**

$$\mu_\mu = \frac{M_{sp}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{26,20 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,048$$

$$\Rightarrow \beta = 0,988$$

**d-2-La section d'acier :**

$$A_{sx1} = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{26,20 \times 10^3}{0,988 \times 36 \times 348} = 2,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{sx} = \max(A_{sx1} ; A_{min}) = 6 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : 6T12 ce qui nous donne  $A = 6,79 \text{ cm}^2$

**VI-5-Vérification :**

**a- Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{max} \times 10^3}{b \times d} = \frac{87,51 \times 10^3}{300 \times 360} = 0,81 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,81 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

Condition Vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

**b- Détermination du diamètre des armatures transversal :**

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \Phi_{lmin} ; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \min(11,43 ; 12 ; 30) = 12 \text{ mm}$$

On adopte  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

**b-1-L'espacement :**

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = 32,4 \text{ cm}$$

**b-2-Espacement dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 30 ; 10\Phi_l\right) = 12 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

**b-3-Espacement dans la zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20cm \Rightarrow S_t = 15 cm$$

**c- Vérification de la section d'armatures minimale :**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \Rightarrow \max(0,41; 0,4MPa) = 0,41MPa$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{0,4 \times b}{f_e} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{0,41 \times 30}{235} = 0,05cm \dots \dots \dots 1$$

$$\frac{A_t}{S_t \times b} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times K \times f_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\frac{A_t}{S_t \times b_0} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times K \times f_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0,81 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 235} = 0,03 cm \dots \dots \dots 2$$

On prend le max (1) et (2)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{on prend } S_t = 15cm \\ A_t \geq 0,05 \times 15 \\ A_t \geq 0,75 cm^2 \end{array} \right.$$

**d- Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T = 87,51 KN \qquad M_a = 63,82KN.m$$

$$\delta_u = \frac{M_a}{Z} = \frac{63,82}{0,9 \times 36 \times 10^{-2}} = 196,97KN > T = 87,51 KN$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

**e- Compression de la bielle d'about :**

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S}; \text{ avec } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab}$$

Où :

a : La longueur d'appui de la biellette.

$$\text{on doit avoir } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45°, donc on doit vérifier que :

$$\overline{\sigma}_b \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8f_{c28}b}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 87,51 \times 1,15}{0,8 \times 25 \times 30 \times 10} = 0,0335m = 3,35cm$$

$$a' = b - 4$$

$$a' = 30 - 4 = 26cm$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(26; 32,4) = 26cm$$

$$a = 26cm > 3,35$$

Condition vérifiée

**f- Entraînement des armatures :**

**f-1-Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9 \times \mu \times n} \leq \overline{\tau}_{ser} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$\Psi_s$  : Coefficient de cisaillement ;  $\Psi_s = 1,5$  pour H.A

T: L'effort tranchant max ;  $T = 87,51$  KN

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 6

$\mu$ : Périmètre d'armatures tendue ;  $\mu = \pi \times \Phi = 1,2 \times 3,14 = 3,77cm$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{87,51 \times 10^3}{32,4 \times 3,77 \times 6 \times 10^2} = 1,19MPa$$

$$\overline{\tau}_{ser} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15MPa$$

$$\tau_{ser} = 1,19MPa \leq \overline{\tau}_{ser} = 3,15MPa$$

Condition vérifiée

**f-2-Ancrage des armatures tendues :**

La longueur de scellement droit «  $L_s$  » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre  $\Phi$  pour équilibrer une contrainte d'adhérence  $\tau_s$

La contrainte d'adhérence  $\tau_s$  est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi^2 \times f_{tj} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84MPa$$

$$l_s = \frac{\Phi_l}{4\tau_s} f_e = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,29 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ( $b = 35 \text{ cm}$ ), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :

On adopte une courbure égale à :  $r = 5,5\Phi_l = 7,7 \text{ cm}$

**f-3-Calcul des crochets :**

Crochets courant d'angle de  $90^\circ$  :

$$L_2 = d - \left( c + \frac{\Phi}{2} + r \right) = 36 - (3 + 0,7 + 7,7) = 24,6 \text{ cm}$$

$$L_1 \geq \frac{l_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{49,29 - 16,86 - 25,8}{1,87} = 1,07 \text{ cm}$$

**f-4-La longueur de recouvrement :**

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de :

$$\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} & \left\{ \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow l = 56 \text{ cm} \right. \\ 50\Phi \text{ en zone III} & \left\{ \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow l = 48 \text{ cm} \right. \end{cases}$$

**g- Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$M_{ser} = 46,34 \text{ KN.m}$$

**g-1-Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 15y^2 + 101,85y - 3666,6 = 0$$

$$y = 12,60 \text{ cm}$$

**g-2-Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 12,60^3}{3} + (15 \times 6,79) \times (36 - 12,60)^2$$

$$I = 75772,75 \text{ cm}^4$$

**g-3-Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{tser}}{I} \times y = \frac{46,34 \times 10^3}{75772,75} \times 12,60$$

$$\sigma_b = 7,70 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 7,70MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

Condition vérifiée

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

**h- Calcul de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{465} = 0,0860 \geq 0,0625 \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0ser}} \Rightarrow \frac{40}{465} = 0,0860 \geq \frac{46,34}{15 \times 54,15} = 0,0570 \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{6,79}{30 \times 36} = 0,0063 \leq \frac{3,6}{400} = 0,0090 \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées.

**VI-5-Tableaux récapitulatifs du ferraillage des différents niveaux :**

**a- Sens longitudinal : « poutre principale (40x30) cm<sup>2</sup> »**

**a-1-Poutre de rive :**

Niveau	Section	Moment (KN.m) $M_{sp}$	A min (cm <sup>2</sup> )	A calculé(cm <sup>2</sup> )	A adopté(cm <sup>2</sup> )	Ferraillage
Etage	Appuis	63,82	6	5,25	6,79	6T12
	Travée	26,20		2,12	3,39	3T12
Terrasse	Appuis	62,41	6	5,13	6,79	6T12
	Travée	26,42		2,13	3,39	3T12

**Table VI-1- récapitulatifs du ferraillage de poutre principale rive**

**a-2-Poutre intermédiaire :**

Niveau	Section	Moment (KN.m) $M_{sp}$	A min (cm <sup>2</sup> )	A calculé(cm <sup>2</sup> )	A adopté(cm <sup>2</sup> )	Ferraillage
Etage	Appuis	56,76	6	4,65	6,79	6T12
	Travée	26,12		2,11	3,39	3T12
Terrasse	Appuis	57,76	6	4,74	6,79	6T12
	Travée	26,47		2,14	3,39	3T12

**Table VI-2- récapitulatifs du ferraillage de poutre principale intermédiaire**

**b- Sens transversal : « poutre secondaire (30x35) cm<sup>2</sup> »**

**Armature longitudinale :**

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter on a :

$$A_{min} = 0,5\% \cdot b h_t = 0,5 \times 30 \times 35/100 = 5,25 \text{ cm}^2 \text{ (sur tout les sections)}$$

$$A_{max1} = 4\% \times b \times h_t = 4 \times 30 \times \frac{35}{100} = 42 \text{ cm}^2$$

$$A_{max2} = 6\% \times b \times h_t = 6 \times 30 \times \frac{35}{100} = 63 \text{ cm}^2$$

**Poutre de rive :**

Niveau	Section	Moment (KN.m) $M_{sp}$	A min (cm <sup>2</sup> )	A calculé(cm <sup>2</sup> )	A adopté(cm <sup>2</sup> )	Ferraillage
Etage	Appuis	36,18	5,25	2,88	4,62	3T14
Terrasse	Appuis	36,69	5,25	2,92	4,62	3T14

**Tableau VI-3- récapitulatifs du ferraillage de poutre secondaire rive**

**Poutre intermédiaire :**

Niveau	Section	Moment (KN.m) $M_{sp}$	A min (cm <sup>2</sup> )	A calculé(cm <sup>2</sup> )	A adopté(cm <sup>2</sup> )	Ferraillage
Etage	Appuis	83,27	5,25	6,96	8,01	3T14+3T12
Terrasse	Appuis	47,13	5,25	3,79	4,62	3T14

**Tableau VI-4- récapitulatifs du ferraillage de poutre secondaire intermédiaire**

VI-6-Disposition de ferrailage

a- Poutre Principale

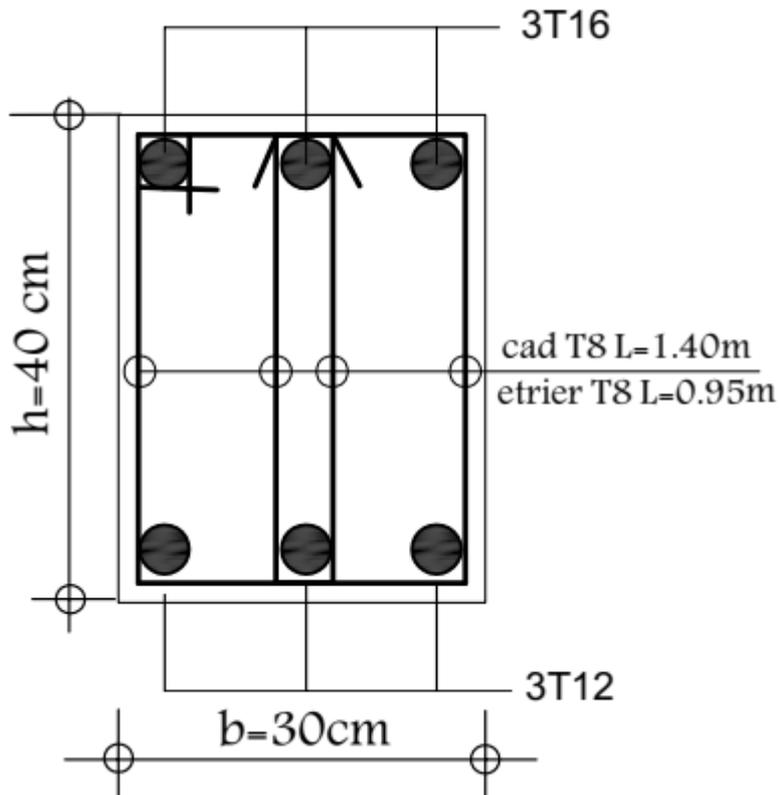


Figure V-1- ferrailage des poutres principaux

b- Poutre secondaire :

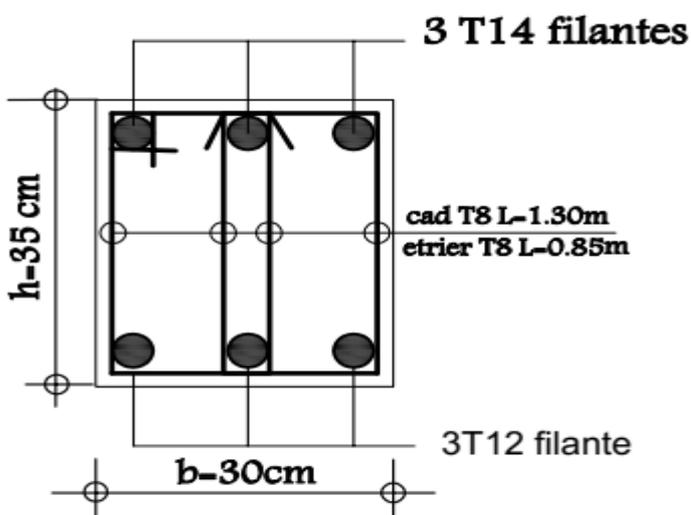


Figure VI-2- ferrailages des poutres secondaires

**VI-7-Ferraillage des poteaux :**

**a- Méthode de calcul :**

Le calcul des poteaux doit être effectué en flexion composée, car ils sont soumis à un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant. Les armatures doivent avoir une section maximale qui correspond aux sections fournies par les 6 combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{premier genre : } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{max}; M_{coresspondant} \rightarrow A_1 \\ N_{max}; M_{coresspondant} \rightarrow A_2 \\ M_{max}; N_{coresspondant} \rightarrow A_3 \end{cases} \\ \text{Deuxième genre: } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{max}; M_{coresspondant} \rightarrow A_4 \\ N_{min}; M_{coresspondant} \rightarrow A_5 \\ M_{max}; N_{coresspondant} \rightarrow A_1 \end{cases} \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurités ( $\gamma_s; \gamma_b$ )

Pour la situation accidentelle :  $\begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400MPa \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48MPa \end{cases}$

Pour la situation normale ou durable :  $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348MPa \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17MPa \end{cases}$

**b- Ferraillage exigé par le RPA 99/2003 :**

- ❖ Les armatures longitudinales doivent être hautes adhérences droites et sans crochet ;
- ❖ Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,7% (zone I) ;
- ❖ Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,4% en zone courante, 0,6% en zone de recouvrement ;
- ❖ Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- ❖ La longueur minimale des recouvrements est de :  $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- ❖ Le distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone I ;
- ❖ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul, pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux donnés dans des Tableaux.

Le Tableau suivant donne les sections minimales et maximales imposée par le RPA 99/2003 :

Type de poteau	$A_{min} = 0,7\% \times S$	$A_{max1} = 4\% \times S$	$A_{max2} = 6\% \times S$
Type 1 (40×45)	12,60 cm <sup>2</sup>	72 cm <sup>2</sup>	108 cm <sup>2</sup>
Type 2 (30×45)	9,45 cm <sup>2</sup>	54 cm <sup>2</sup>	81 cm <sup>2</sup>

**Tableau VI-5- les sections minimales et maximales imposée par le RPA 99/2003**

**VI-8-Exemple de calcul :**

**a- Les sollicitations défavorables :**

Le Tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre, l'unité est de KN.m :

Etage		Type 1 (40×45)	Type 2 (30×45)
Combinaison			
A	$N_{max}(KN)$	1373,87	839,51
	$M_{coresspondant}(KN.m)$	0,37	1,20
B	$N_{min}(KN)$	278,96	25,45
	$M_{coresspondant}(KN.m)$	1,76	1,75
C	$M_{max}(KN.m)$	22,18	33,03
	$N_{coresspondant}(KN)$	1062,98	71,28

**Tableau VI-6- les sollicitations défavorables du premier genre**

Le Tableau suivant donne les sollicitations défavorables du deuxième genre, l'unité est de KN.m :

Etage		Type 1 (40×45)	Type 2 (30×45)
Combinaison			
A	$N_{max}(KN)$	1359,84	656,85
	$M_{coresspondant}(KN.m)$	12,32	17,28
B	$N_{min}(KN)$	0,29	0,28
	$M_{coresspondant}(KN.m)$	6,70	3,36
C	$M_{max}(KN.m)$	47,02	72,11
	$N_{coresspondant}(KN)$	570,66	104,38

**Tableau VI-7- les sollicitations défavorables du deuxième genre**

**b- Calcul d'un poteau :**

Un seul poteau de type 1 sera calculé en détail, les résultats des autres poteaux seront notés dans un Tableau.

**Données :**

- Enrobage :  $c=3\text{cm}$
- Hauteur utile des aciers tendus :  $h_{utile} = h - c$
- Contrainte des aciers utilisés :  $f_e = 400\text{MPa}$
- Contrainte du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 25\text{MPa}$
- Contrainte limite du béton :  $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$
- Fissuration peu préjudiciable

**c- Méthode de calcul :**

Pour cet exemple le calcul se fera à l'aide des combinaisons de premier genre.

1. On détermine le centre de pression puis le moment :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M}{N} \\ M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) \end{array} \right.$$

2. On vérifie si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left( \frac{1 - 0,514N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{array} \right.$$

Si les conditions sont vérifiées, alors la section est surabondante et les armatures ne sont pas nécessaires ( $A = A' = 0$ ).

3. Sinon, on calcul la section des armatures :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \\ A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \\ A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{array} \right.$$

4. On calcul la section des armatures minimale, puis on choisit la plus grande section calculée précédemment :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{min} = 0,5\% \cdot b h_t \\ A_{adopté} = \max (A_1, A_2 \dots, A_{min}) \end{array} \right.$$

$A_{cal}$  Est tirée du logiciel SOCOTEC.

Niveau	Comb	1ere genre			2 <sup>ème</sup> genre			A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
		N <sub>u</sub> (KN)	M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> (KN)	M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A	
Type 01 (40×45) cm <sup>2</sup>	A	1337,87	0,37	0,00	1359,84	12,32	0,00	12,60	4T16+4T14 = 14,2 cm <sup>2</sup>
	B	278,96	1,76	0,00	0,29	6,70	0,39		
	C	1062,98	22,18	0,00	570,66	47,02	0,00		
Type 02 (30×45) cm <sup>2</sup>	A	839,51	1,20	0,00	656,85	17,24	0,00	9,45	4T14+4T12 =12,32cm <sup>2</sup>
	B	25,45	1,75	0,00	0,28	3,36	0,19		
	C	71,28	33,03	1,26	104,38	72,11	3,15		

Table VI-8- récapitulatifs de ferrailage des poteaux.

### VI-8-Vérification

#### a- Vérifications de la contrainte de cisaillement :

Le poteau le plus sollicité est de type 1 (40 x 45 cm<sup>2</sup>).

$$\tau_u = \frac{T_{max} \times 10^3}{b \times d} = \frac{37,34 \times 10^3}{400 \times 405} = 0,23 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28}; 5 MPa) = 3,25 MPa$$

$$\tau_u = 0,23 MPa < \bar{\tau}_u = 3,25 MPa$$

Condition Vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

#### b- Calcul des armatures transversales :

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par l'article 7.4.2.2 du RPA 99/2003.

#### c- Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 mm$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

V<sub>u</sub>: Effort tranchant de calcul ;

h<sub>l</sub>: Hauteur totale de la section brute ;

$f_e$ : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

$\rho_a$ : Coefficient correcteur égale à :  $\begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

$S_t$ : Espacement des armatures transversales.

**c-1-Espacement dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min(15 ; 10\Phi_l) = 15cm \Rightarrow S_t = 15cm$$

**c-2-Espacement dans la zone courante :**

$$S_t \leq 10\Phi_l = 30cm \Rightarrow S_t = 15 cm$$

**c-3-Calcul de l'élançement géométrique :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{0,7l_o}{b} = 3,89 \leq 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{15 \times 3,75 \times 37,74}{45 \times 235} = 0,20$$

**c-4-Quantité d'armatures transversales minimales :**

$\frac{A_t}{T \times b}$ : en % est donné comme suit :  $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow 0,6\%$

alors  $\begin{cases} \text{Zone nodale: } A_t = 0,6\% \times 10 \times 45 = 2,7 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante: } A_t = 0,6\% \times 15 \times 45 = 4,05 \text{ cm}^2 \end{cases}$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_t = 10\Phi8 = 5,03 \text{ cm}^2 / ml \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

**d- Vérification de la section minimale d'armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max(\tau_u; 0,4MPa) = 0,4MPa$$

$$A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 0,6 \text{ cm}^2 < 4,05 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

**e- Détermination de la zone nodale :**

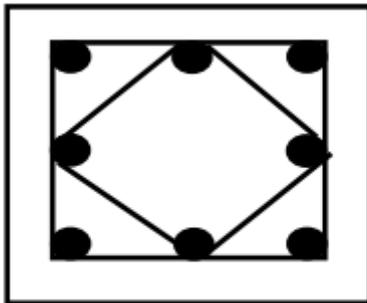
La zone nodale se compose du nœud poutre-poteau lui-même et des extrémités des barres qui y sont associées. Les dimensions à considérer pour chaque barre sont indiquées dans la figure ci-dessous :

$$\left\{ h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b; h; 60cm \right\} \right\} = \max \{ 51; 40; 45; 60 \} = 60cm$$

$$L' = 2h = 90cm$$

**VI-9-La disposition de ferraillage :**

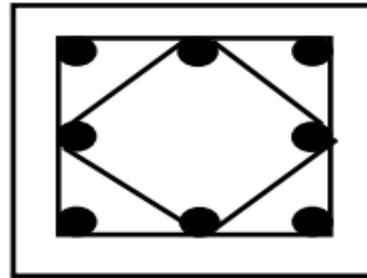
**Poteau 40×45**



4T16+4T14

**Figure VI-3- La disposition de ferraillage de poteau Type 01**

**Poteau 30×45**



4T14+4T12

**Figure VI-4- La disposition de ferraillage de poteau Type 02**

**VI-10-Conclusion**

Le ferraillage des portiques est un processus complexe qui exige des connaissances approfondies en génie civil, des compétences en calcul et une compréhension des principes de la mécanique des structures. En s'appuyant sur des méthodes de calcul rigoureuses, des règles de ferraillage codifiées et une expérience pratique, les ingénieurs peuvent concevoir des portiques ferrailés de manière adéquate, garantissant leur sécurité, leur performance, leur durabilité et leur rentabilité.

# **Chapitre VII :**

## **Ferraillage des voiles**

### VII-1-Introduction :

Les voiles sont des éléments porteurs verticaux, généralement en béton armé, qui rigidifient la structure et résistent aux forces horizontales en les transférant aux fondations. Il y a généralement des armatures de comportement qui sont fixées de manière forfaitaire et des armatures qui sont prises en considération dans les calculs.

Le minimum d'épaisseur est de 15 cm. En outre, il est nécessaire de définir l'épaisseur en prenant en compte la hauteur libre de l'étage et les conditions de rigidité aux extrémités. La hauteur de cette structure est de 3,06 mètres, donc l'épaisseur du voile sera calculée en utilisant la formule suivante :  $e = \frac{306}{25} = 12,24cm$ . L'épaisseur des voiles a été prise égale à 20 cm.

Les voiles sont des éléments verticaux de deux dimensions supérieures à l'épaisseur, donc tout poteau « allongé » de plus de cinq fois son épaisseur est un voile.

### VII-2-Le système de contreventement :

Un système de contreventement est un ensemble d'éléments structuraux conçus pour assurer la stabilité d'une construction vis-à-vis des forces horizontales.

Ces forces peuvent provenir de divers facteurs, tels que le vent, les secousses sismiques, les chocs ou le freinage. Le système de contreventement empêche la structure de se déformer ou de se renverser sous l'effet de ces forces.

Le système de contreventement est mixte (voile - portique), Cependant, ce système structural est en réalité un mélange de deux types de structures qui respectent des lois de comportement différentes dans l'interaction entre les portiques et les voiles. Cela entraîne la formation de forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus élevés, ce qui s'explique par le fait que les portiques entravent les voiles dans leur déplacement. Le système de contreventement mixte voile-portique est une solution efficace et flexible pour assurer la stabilité des structures vis-à-vis des forces horizontales. Il est particulièrement adapté aux bâtiments à plusieurs étages et aux régions à forte sismicité. Il est donc important de porter une attention particulière à ce genre de structure.

#### VII-2-1-Conception :

- ✓ Les voiles doivent être positionnés de manière à éviter toute excentricité (torsion).
- ✓ Il ne faut pas que les voiles soient trop éloignés (pour assurer la flexibilité du sol).

- ✓ Il est important que la position des voiles ne perturbe pas l'équilibre de la structure (il est important que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

**VII-3-Calcul :**

Lors des calculs, il est nécessaire de prendre en compte un modèle qui englobe tous les éléments structuraux (portique - voiles) afin de prendre en compte les lois de comportement de chaque type de structure.

**VII-3-1-Le principe de calcul :**

Dans l'analyse des voiles, on les examine comme des consoles soumises à un moment fléchissant, à un effort normal et à un effort tranchant en fonction du cas le plus défavorable, en utilisant les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$ ; Vérification du béton
- $0,8G \pm E$ ; Calcul des aciers de flexion.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode de contraintes et vérifier selon le règlement RPA 99/2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs).
- Armatures transversales.

**VII-3-2-La méthode de calcul :**

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{MPa}$$

Avec :

$A$ : Section du voile.

$I$ : Moment d'inertie.

$N$ : Effort normal appliqué.

$M$ : Moment fléchissant appliqué.

$V$ : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

On distingue 3 cas :

- ✓ **Premier cas :**  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$  : La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 :  $A_{min} = 0,15 \times a \times L$
- ✓ **Deuxième cas :**  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$  : La section du voile est entièrement tendue « pas de zone comprimée ». On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :  $\frac{F_t}{f_e}$  ; On compare  $A_v$  par la section minimale exigée par le RPA 99/2003 :
  - Si :  $A_v < A_{min} = 0,15 \times a \times L$  on ferraille avec la section minimale.
  - Si :  $A_v > A_{min}$  on ferraille avec  $A_v$ .
- ✓ **Troisième cas :**  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$  Sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

### VII-3-3-Armatures verticales :

Le RPA nécessite un pourcentage minimal de 0,15% de la section du béton pour répondre aux contraintes de flexion composée, ce qui les place en deux nappes parallèles. En raison du changement de direction du séisme, le ferrailage sera placé de manière symétrique dans le voile, avec un diamètre des barres qui ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

### VII-3-4-Armatures horizontales :

Il est nécessaire de répartir uniformément les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sur toute la longueur du mur ou de l'élément du mur limité par des ouvertures, en orientant les barres horizontales vers l'extérieur.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales données comme suit :

- ✓ Globalement dans la section du voile 0,15% ;
- ✓ En zone courante 0,10%.

### VII-3-5-Armatures transversales :

Il est recommandé de prévoir une densité minimale de 4 armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile lorsque les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12 mm. Toutes les barres doivent être tenues par les armatures transversales, avec un espacement au plus de 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les barres longitudinales peuvent être des épingles de 6 mm de diamètre lorsque le diamètre des barres transversales est inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

**VII-3-6-Armatures de coutures :**

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de coulage, leur section est donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \\ T = 1,4V_u \end{cases}$$

**VII-4- Ferraillage des voiles :**

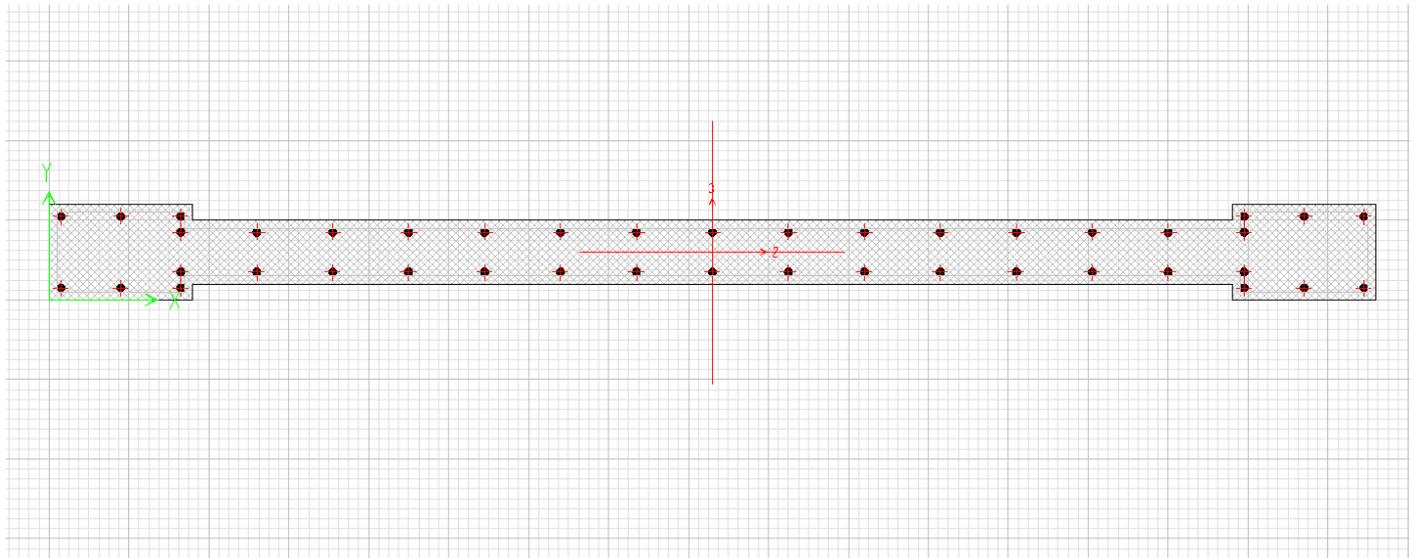


Figure VII-1- Schéma d'un voile en béton armé

**Les données :**

- Longueur du voile:  $l = 4,15m$
  - Epaisseur du voile :  $a = 0,20m$
  - Hauteur du voile :  $H = 3,06m$
  - Section de béton du voile :  $A = 0,92m^2$
  - L'inertie du voile :  $I = 1,5008m^4$
  - Distance à l'axe neutre :  $v = 2,075m$
  - Contrainte du béton :  $f_{c28} = 25MPa$
  - Contrainte des aciers :  $f_e = 400MPa$
- Les données sont tirées par logiciel ETABS V9,6,0.

**VII-4-1-Détermination des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{330,10}{0,92} + \frac{4295,615 \times 2,075}{1,5008} = 6297,791 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{330,10}{0,92} - \frac{4295,615 \times 2,075}{1,5008} = -5580,30 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 6297,791 \text{ KN/m}^2 = 6,297791 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 18,48 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = 5580,30 \text{ KN/m}^2 = 5,5803 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 18,48 \text{ MPa} \end{cases}$$

Condition vérifiée.

**VII-4-2-Position des axes neutre :**

$$x = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \times l$$

$$x = \frac{5580,30}{6297,791 + 5580,30} \times 4,15 = 1,95 \text{ m}$$

**VII-4-3-Détermination de la force de traction :**

$$F = |\sigma_2| \times \frac{a}{2} \times x = 5580,30 \times \frac{0,20}{2} \times 1,95$$

$$F = 1088,16 \text{ KN}$$

**VII-4-4-Détermination de la section :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa (Cas de charges accidentelles)}$$

$$A_v = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{1088,16 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 27,20 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 27,20 \times \frac{0,92}{1,95 \times 0,20} = 64,16 \text{ cm}^2$$

**VII-4-5-Les armatures de couture :**

$$A_c = 1,1 \times \frac{1,4V}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 542,31 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 20,87 \text{ cm}^2$$

**VII-4-6-La section d'armature verticale totale :**

$$A_{v_{totale}} = A_v + A_c = 20,87 + 64,16$$

$$A_{v_{totale}} = 85,03\text{cm}^2$$

**VII-4-7-Espacement exigé par R.P.A 99/v2003 :**

Selon le RPA 99/version 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min (1,5a; 30\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (30; 30\text{cm})$$

$$S_t \leq 30\text{cm}$$

On adopte :  $S = 15\text{ cm}$  pour la partie courante  
 $S = 10\text{ cm}$  pour la partie d'about

**VII-4-8-Répartition du ferraillage adopte :**

Poteau	Voile	
	Zone d'about	Zone Courante
4T16+4T14	4T16+4T14	2×22T14
14,2 cm <sup>2</sup>	14,2 cm <sup>2</sup>	67,76 cm <sup>2</sup>
Section adoptée		96,16 cm <sup>2</sup>
Section requise		85,03cm <sup>2</sup>

**Tableau VII-1- Répartition du ferraillage adopte**

**VII-4-9-Section minimale d'armatures :**

Selon le RPA 99/version 2003, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue est donnée par :

$$A_{min} = 0,2\% \times (L_t \times a)$$

$$A_{min} = \frac{0,2 \times 195 \times 20}{100} = 7,8\text{cm}^2$$

$$A_{about} = 14,2\text{cm}^2 > A_{min} = 7,8\text{cm}^2$$

$$A_{courant} = 67,76\text{cm}^2 > A_{min} = 7,8\text{cm}^2$$

**VII-4-10-Détermination des armatures horizontales :**

$$A_H \geq 0,0015 \times b \times h = 3\text{cm}^2/\text{ml}$$

On adopte,  $2 \times 6T10$  soit  $9,42\text{cm}^2/\text{ml}$

**VII-5-Vérification de la contrainte de cisaillement  $\tau_b$ :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (RPA 99 v.2003).

On calcule la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a \times l} = \frac{1,4 \times 330,10 \times 10^3}{200 \times 4150} = 0,57 MPa$$

$$\bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28} = 0,05 \times 25 = 1,25 MPa$$

$$\tau_b = 0,57 MPa < \bar{\tau} = 1,25 MPa$$

Donc pas de risque de cisaillement.

**VII-6-Disposition des armatures :****VII-6-1-Armatures verticales :**

1. Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.
2. La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1.5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003).
3. A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

$$\text{On a } S_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

Condition Vérifié

$$L = 415 \text{ cm} \Rightarrow L/10 = 41,5 \text{ cm}$$

**VII-6-2-Armatures horizontales :**

1. Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi$ .
2. Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.
3. Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur  $S_t \leq \min(1.5a; 30\text{ cm})$ .
4. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

**VII-6-3-Armatures transversales :**

1. Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.
2. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

**VII-7-La disposition de ferrailage :**

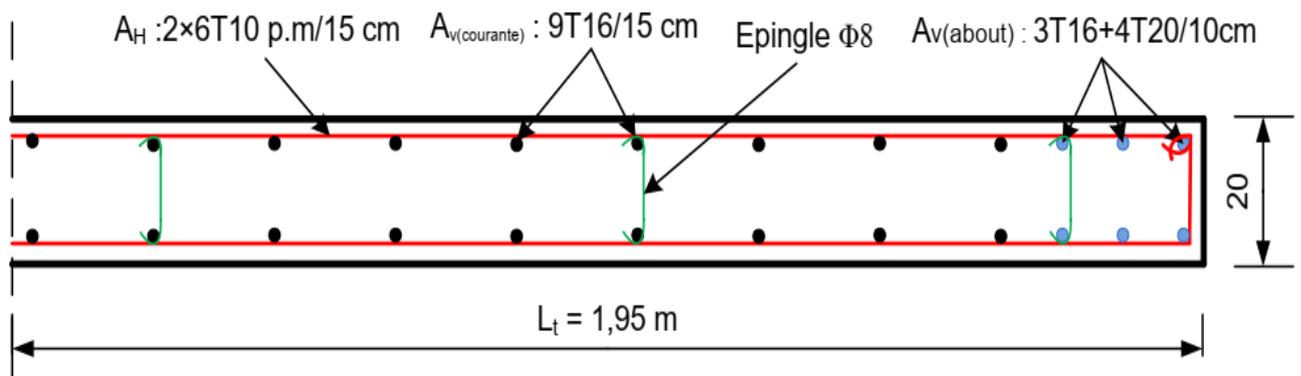


Figure VII-2- La disposition de ferrailage du voile

VII-8-La disposition des voiles :

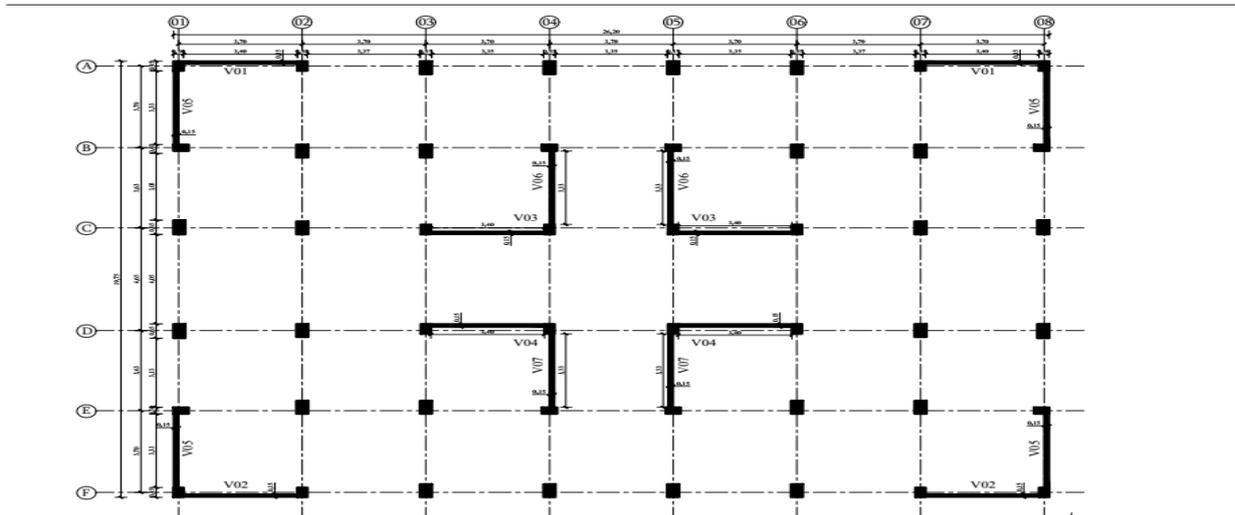


Figure VII-3- La disposition des voiles dans la structure

VII-9-Conclusion

Le ferraillage des voiles en béton armé est un processus complexe qui exige des connaissances approfondies en génie civil, des compétences en calcul et une compréhension des principes de la mécanique des structures. En s'appuyant sur des méthodes de calcul rigoureuses, des règles de ferraillage codifiées et une expérience pratique, les ingénieurs peuvent concevoir des voiles ferraillées de manière adéquate, garantissant leur sécurité, leur performance, leur durabilité et leur rentabilité.

# **Chapitre VIII :**

## **Etude de l'infrastructure**

**VIII-1-Introduction :**

Le radier est une structure de grande taille qui supporte l'ensemble de l'ouvrage et qui offre une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) qui dépasse l'emprise de l'ouvrage. Cela permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes du sol.

Un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol.
- Transmettre au sol la totalité des efforts.
- Éviter les tassements différentiels.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (réaction de sol  $\cong$  poids total de la structure).

**VIII-2-Pré dimensionnement du radier :**

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

**VIII-2-1-Condition forfaitaire :**

$$\begin{cases} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \\ L = 465cm \end{cases} \Rightarrow 18,6 \leq d \leq 23,25 \Rightarrow \begin{cases} d = 20cm \\ h = d + c = 25cm \end{cases}$$

**VIII-2-2-Condition de cisaillement :**

D'après le BAEL 91 :

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b} \\ V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} = \frac{N_u}{S} \times \frac{L_{max}}{2} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{N_u}{S} \times \frac{L_{max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0,9d} \leq \bar{\tau} = \frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow h \geq \frac{N_u \times L_{max} \times \gamma_b}{0,9 \times 2S \times 0,07f_{c28}}$$

$$\Rightarrow h \geq \frac{46672,11 \times 4,65 \times 1,15}{0,9 \times 2 \times 537,2 \times 0,07 \times 25 \times 10^3} = 14,75cm$$

On prend  $h = 40cm$

**VIII-2-3-Choix final de l'épaisseur du radier :**

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à 40 cm,  $h_t = 40cm$ .

**VIII-2-4-Calcul du débordement :**

$$D \geq \max \left\{ \frac{h}{2}; 30cm \right\} = 30cm \text{ On prend } D = 50cm$$

Et de ce fait, la surface du radier est :  $S_r = 537,2cm^2$

**VIII-3-Détermination de la hauteur de la poutre de libage :**

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 51,66 \leq h \leq 77,5 \Rightarrow h = 70cm \\ L = 465cm: \text{ la longueur maximale d'une poutre de libage.} \end{array} \right.$$

**VII-3-1-Vérification des contraintes du sol sous la charge verticale :**

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol, le calcul sera fait en tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{radier} = \gamma_b \left[ (h_r \times S_r) + (h_p \times b_p \times \sum L_i) \right]$$

$$G_{radier} = 25[(0,4 \times 573,2) + (0,7 \times 0,4 \times 170,43)]$$

$$G_{radier} = 6925,01KN$$

$$N_{ser} = 6295,01 + 47195,57 = 53490,58KN$$

$$\frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{99,57KN}{m^2} < \sigma_{sol} = 200KN/m^2$$

**VIII-3-2-La longueur élastique :**

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

$$I : \text{ inertie de la poutre : } I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,4 \times 0,7^3}{12} = 0,011m^2$$

$$K : \text{ Coefficient de raideur du sol } K = 40000 KN/m^3$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32164190 \times 0,011}{40000 \times 0,4}}$$

$$L_e = 3,07m$$

$$L_{max} = 4,65m < \frac{\pi}{2} \times L_e = 4,82m$$

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide.

#### VIII-4-Évaluation des charges pour le calcul du radier :

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{47195,57}{537,2} = 87,85KN/m^2$$

$$\sigma_{radier} = \gamma_{BA} \times h = 17,5KN/m^2$$

$$Q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 70,35KN/m^2$$

Donc la charge en « m<sup>2</sup> » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :  $Q = 70,35KN/m^2$

#### VIII-5-Ferrailage du radier :

Le radier agit comme un sol renversé dont les supports sont les voiles et qui est soumis à une pression constante provenant du poids propre de l'ouvrage et des charges supplémentaires. Ainsi, il est possible de se référer aux méthodes proposées par le BAEL 91.

##### VIII-5-1-Méthode de calcul :

Ce radier est composé de panneaux de dalle qui sont appuyés sur quatre côtés et soumis à une charge répartie de manière uniforme. Les valeurs des moments dans les dalles sont calculées en fonction d'une bande de largeur unité (1ml) et sont :

- Dans le sens de grande portée :  $M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$
- Dans le sens de petite portée :  $M_{0y} = \mu_y \times M_x$

Tel que :  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont des coefficients fonction de  $\alpha$  et  $\nu$  (prend 0 à l'ELS et l'ELU).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis. :

- Moment en travée :  $\begin{cases} M_t = 0,85 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_t = 0,75 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$

- Moment sur appuis :  $\begin{cases} M_a = 0,35 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_a = 0,5 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$

**VII-5-2-Évaluation des charges :**

$$q_u = \frac{N_{ult}}{S_r} = \frac{46672,11}{537,20} = 86,88 \text{KN/ml}$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{47195,57}{537,2} = 87,85 \text{KN/ml}$$

**VIII-6-Calcul du ferrailage :**

**VIII-6-1-Détermination des efforts :**

Lx (m)	Ly (m)	$\alpha$	Sens x				Sens y			
			$\mu_x$	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$\mu_y$	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)
3,70	4,65	0,79	0,0573	68,15	51,11	34,07	0,5786	39,43	29,57	19,71

**Table VIII-1- les sollicitations du radier**

**VIII-6-2-Calcul des armatures :**

**VIII-6-2-1-Suivant  $L_x$ :**

**a- En travée :**

$$\mu = \frac{M_{tx} \times 10^3}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{51,11 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,028 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

On prend :  $\beta = 0,986$

$$A_t = \frac{M_{tx} \times 10^3}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{51,11 \times 10^3}{0,986 \times 36 \times 348} = 4,14 \text{cm}^2/\text{ml}$$

On prend 6T12 = 6,79cm<sup>2</sup> avec un espacement de 17 cm.

**b- Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ax} \times 10^3}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{34,07 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,018 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

On prend :  $\beta = 0,991$

$$A_t = \frac{M_{ax} \times 10^3}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{34,07 \times 10^3}{0,991 \times 36 \times 348} = 2,74 \text{cm}^2/\text{ml}$$

On prend 6T12 = 6,79cm<sup>2</sup> avec un espacement de 17 cm.

VII-6-2-2-Suivant  $L_y$ :

a- En travée :

$$\mu = \frac{M_{ty} \times 10^3}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{29,57 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,016 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

On prend :  $\beta = 0,992$

$$A_t = \frac{M_{tx} \times 10^3}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{29,57 \times 10^3}{0,986 \times 36 \times 348} = 2,40 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend 6T12 = 6,79cm<sup>2</sup> avec un espacement de 17 cm.

b- Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax} \times 10^3}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{19,71 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,011 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

On prend :  $\beta = 0,9955$

$$A_t = \frac{M_{ax} \times 10^3}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19,71 \times 10^3}{0,9955 \times 36 \times 348} = 1,58 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend 6T12 = 6,79cm<sup>2</sup> avec un espacement de 25 cm.

VIII-7-Vérification

VIII-7-1-Condition de non fragilité :

Pour une dalle travaillant dans les deux sens, la condition de non fragilité est la suivante :

Sens y :

$$A_y = 6,79 \text{ cm}^2 \geq A_{y \min} = 8 \times ep = 8 \times 0,4 = 3,2 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

Sens x :

$$A_x = 6,79 \text{ cm}^2 \geq A_{y \min} \times \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} = 3,54 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

**VIII-7-2-Vérification de l'espacement :**

Dans le sens le plus sollicité :  $\begin{cases} S_t \leq \min\{3h; 33cm\} \\ S_t \leq 33cm \end{cases}$

Condition vérifiée.

**VIII-8-Ferrailage des poutres de libages :**

Pour tous les panneaux composant le radier, le rapport  $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ . Ainsi, les charges transmises par chaque panneau sont divisées en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires. Pour le calcul du ferrailage, on utilise le cas le plus défavorable dans chaque sens et on prend en compte des travées isostatiques.

**VIII-8-1-Calcul de Q' :**

Q : Elle est tirée du chargement de la poutre.

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{L^2_{x1}}{3L^2_{y1}} \right) L_{x1} + \left( 1 - \frac{L^2_{x2}}{3L^2_{y2}} \right) L_{x2} \right] = \frac{70,35}{2} \left[ \left( 1 - \frac{2,13^2}{3 \times 4,65^2} \right) \times 2 \right]$$

$$Q' = 65,42KN/m$$

**VII-8-1-1-En travée**

$$M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{65,42 \times 4,65^2}{8} = 176,82KN.m$$

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 150,30KN.m$$

$$\mu = \frac{M_t \times 10^3}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{150,30 \times 10^3}{40 \times 63^2 \times 14,17} = 0,067 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

On prend :  $\beta = 0,9655$

$$A_t = \frac{M_t \times 10^3}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{150,30 \times 10^3}{0,9655 \times 63 \times 348} = 7,10cm^2/ml$$

On adopte :  $\begin{cases} 1er\ lit: 4T20 \\ 2eme\ lit: 4T14 \end{cases}$  soit  $A = 18,73cm^2$

VIII-8-1-2-Sur appui :

	Intermédiaire	Rive
$M_a(KN.m)$	$= 0,5 \times M_0 = 88,41KN.m$	$= 0,35 \times M_0 = 61,89KN.m$
$\mu \rightarrow \beta$	0,039 $\rightarrow$ 0,990	0,027 $\rightarrow$ 0,993
$A_s(cm^2)$	4,07	2,84
$A_{adoptée}(cm^2)$	4T16(fil)+4T14(chap)=14,20	4T16(fil)+4T16(chap)=16,08

Table VIII-2- ferrillages des poutres libages longitudinale sur appuie

VIII-8-2-Sens transversale :

VIII-8-2-1-Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$Q' = \frac{2}{3} \times Q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 70,35 \times 1,85 = 86,76KN/m$$

VIII-8-2-2-En travée

$$M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{86,76 \times 3,70^2}{8} = 148,47KN.m$$

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 126,19KN.m$$

$$\mu = \frac{M_t \times 10^3}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{126,19 \times 10^3}{40 \times 63^2 \times 14,17} = 0,056 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

On prend :  $\beta = 0,971$

$$A_t = \frac{M_t \times 10^3}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{126,19 \times 10^3}{0,9655 \times 63 \times 348} = 5,93cm^2/ml$$

On adopte :  $\begin{cases} 1er\ lit: 4T20 \\ 2eme\ lit: 4T14 \end{cases}$  soit  $A = 18,73cm^2$

VIII-8-2-3-Sur appui :

	Intermédiaire	Rive
$M_a(KN.m)$	$= 0,5 \times M_0 = 74,23KN.m$	$= 0,35 \times M_0 = 51,96KN.m$
$\mu \rightarrow \beta$	0,033 $\rightarrow$ 0,9835	0,023 $\rightarrow$ 0,9885
$A_s(cm^2)$	3,44	2,40
$A_{adoptée}(cm^2)$	4T16(fil)+4T14(chap)=14,20	4T14(fil)+4T14(chap)=12,32

Tableau VIII-3- récapitulatif de ferrailage des poutres libages transversale sur appuie

VIII-9-Les armatures de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre :  $h_a \geq 2(80 - 0,1f_e) = 80cm$ .

Dans notre situation, notre hauteur de poutre est de 80 cm (vérifiée), ce qui implique l'ajout d'armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). Effectivement, les armatures calculées et installées en bas de la poutre ne préviennent pas la fissuration dans leur voisinage, ce qui entraîne des fissures qui risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Il est nécessaire de placer ces armatures le long de la paroi de chaque côté de la nervure. Elles sont nécessaires lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il est également recommandé d'en prévoir lorsque la fissuration est peu préjudiciable. Ils doivent avoir une section d'au moins 3 cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi.

Donc pour une poutre de section (0,4 × 0,7) m<sup>2</sup> on a :

$$A_{sp} = 3 \times 2(b + h) = 7,2 \text{ cm}^2$$

On prend : 4T16 = 8,04 cm<sup>2</sup>

VIII-9-1-Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T \times 10^3}{b \times d} = \frac{163,56 \times 10^3}{400 \times 720} = 0,57MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28}; 5MPa) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25MPa$$

Condition Vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

VIII-9-2-Diamètre :

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \Phi_l; \frac{b}{10}\right\} = \min\{22,86; 12; 40\} = 12mm \rightarrow \Phi_t = 10mm$$

VIII-9-3-Espacement :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 10\Phi_t\right) = 14,14 \Rightarrow S_t = 14\text{cm}$$

Donc on utilise des armatures, Fe235, soit 4T10 = 3,14cm<sup>2</sup>

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \Rightarrow 1,31 \geq 0,4\text{MPa}$$

Condition vérifiée.

VIII-10-Disposition de ferrailage

VII-10-1-Les armature de peau

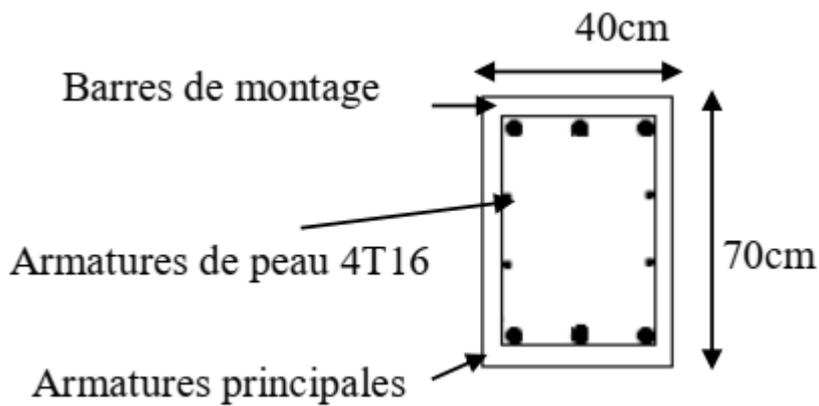


Figure VIII-1- ferrailage la poutre de l'âme

VII-10-2-Poutre de libage

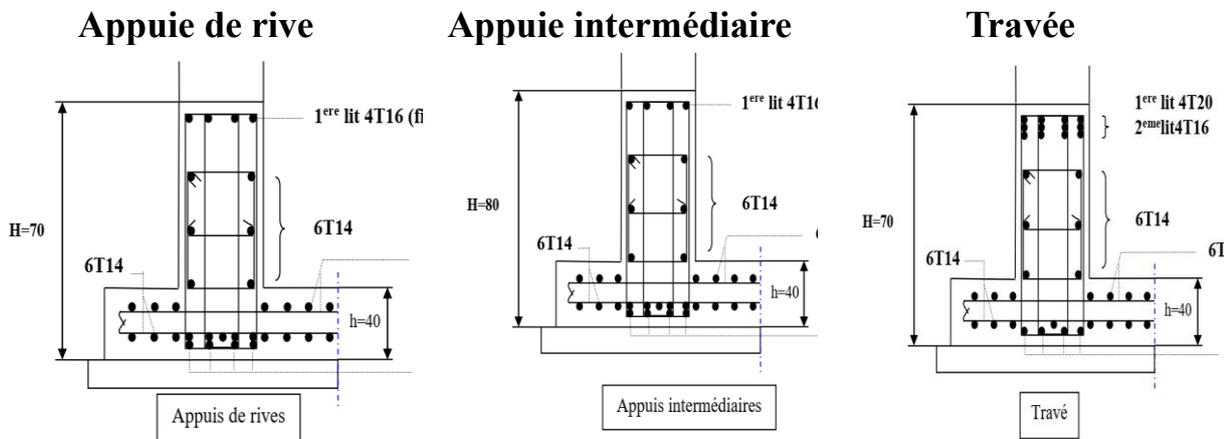


Figure VIII-2- Ferrailage du radier et poutre de libage

VIII-11-Conclusion

Le ferrailage des radiers est une étape importante dans la construction d'une fondation solide et durable. Il est important de consulter un ingénieur en structure pour déterminer le type de ferrailage adéquat pour votre projet et de s'assurer que le ferrailage est mis en place avec soin et précision.

# CONCLUSION GÉNÉRALE

L'étude d'un bâtiment R+7 représente une expérience d'apprentissage stimulante et valorisante pour les étudiants en génie civil et en architecture. Elle leur permet d'acquérir des connaissances théoriques et des compétences pratiques précieuses pour leur future carrière professionnelle, tout en les sensibilisant aux enjeux actuels du secteur de la construction.

L'étude d'un bâtiment R+7 offre aux étudiants en génie civil et en architecture une expérience d'apprentissage précieuse et enrichissante à plusieurs niveaux comme maîtriser des concepts fondamentaux de la construction en tant que comprendre approfondie des principes de la statique, de la dynamique et de la résistance des matériaux dans le contexte d'une structure complexe à grande échelle et assimiler des notions de conception architecturale et d'agencement fonctionnel en tenant compte des contraintes techniques et réglementaires puis découvrir des enjeux liés à l'optimisation des performances énergétiques et environnementales d'un bâtiment de grande hauteur. Il développe des compétences pratiques tel que mise en œuvre des logiciels de CAO (Conception Assistée par Ordinateur) et de calcul de structures pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des éléments structuraux. Ainsi qu'approfondir des techniques de dessin et de représentation graphique pour la réalisation de plans, coupes et détails constructifs. De même que pratiquer de la communication écrite et orale pour la rédaction de rapports techniques et la présentation des résultats d'études.

Finalement, j'espère que ce petit travail sera un précieux guide pour les prochaines promotions.

# **BIBLIOGRAPHIE**

## **Livres et DTR**

- [1] DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Édition CGS, Octobre 1988.
- [2] M. Belazougui, Calcule des ouvrages en béton armé.
- [3] NFP82-02, mars 1986, Ascenseurs et monte-charge. Suspente.
- [4] Règles BAEL 91 modifiées 99(béton armé aux états limites), Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- [5] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (Code de Béton Armé CBA93), Edition CGS, Décembre 1993.
- [6] Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003).

## **Mémoires de fin d'études**

- [7] Etude d'un bâtiment en béton armé de R+7 à usage multiple, Nekka Mohamed, Feghouli Mohamed, Université Ibn Khaldoun-Tiaret, Promotion : 2019/2020.
- [8] Etude d'un bâtiment à usage d'habitation en (R+4) implanté à Tiaret, KEDDARI NOUREDDINE, Université ibn Khaldoun-Tiaret, PROMOTION : 2019/2020.
- [10] Les cours de Projet fin cycle.
- [11] Les Cours de Génie parasismique.

## **Logiciels de calcul**

- [12] AutoCAD 2024
- [13] SOCOTEC
- [14] Microsoft word 2016
- [15] Microsoft excel 2016
- [16] Microsoft PowerPoint 2016
- [17] ETABS v9.6.0

# Annexe

## Annexe 01 : Abaque de Pigeaud

### DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT 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 $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
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					

## Annexe02 : Abaque de Mougín

$$\rho = \frac{I_x}{I_y} = 1$$

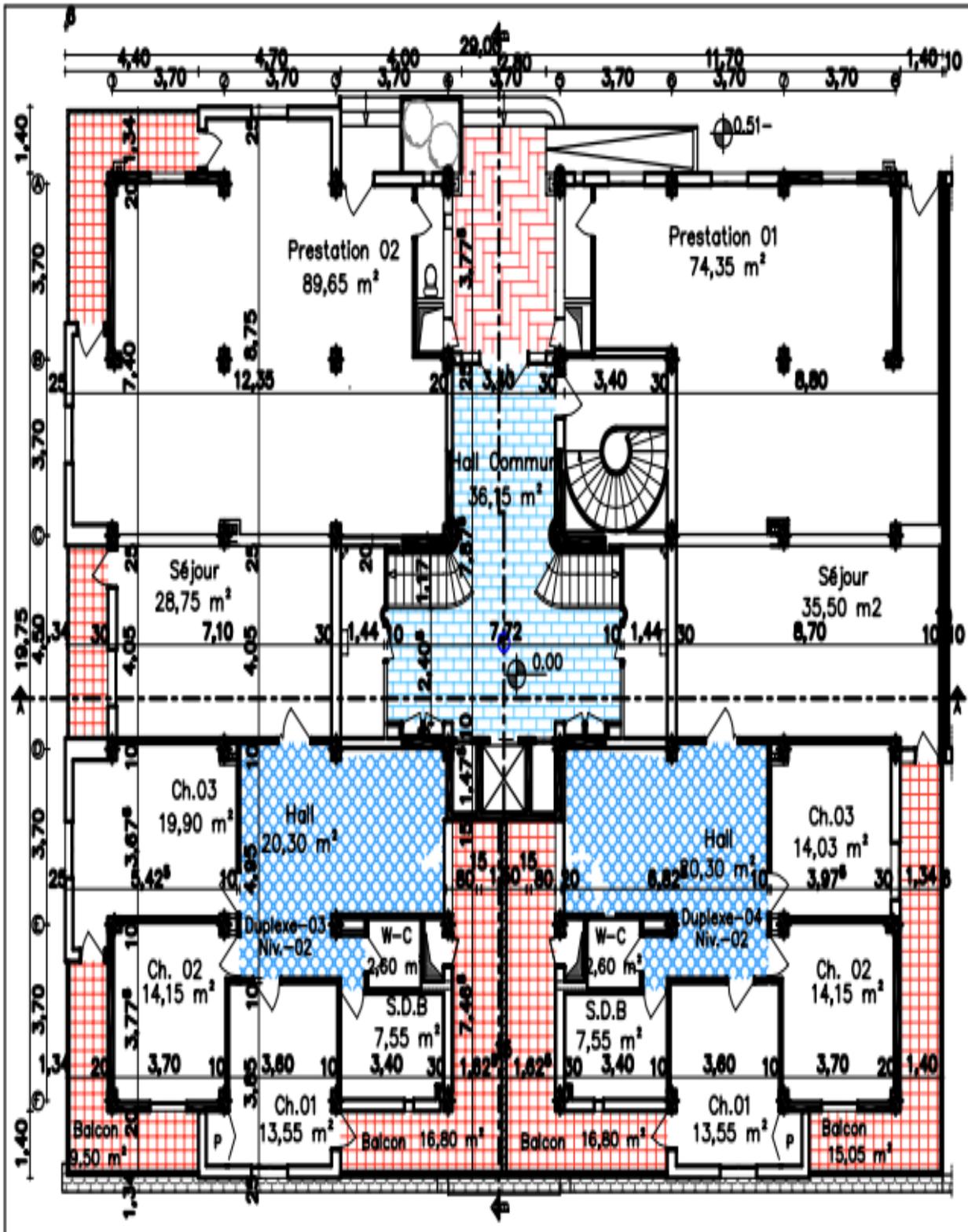
$\frac{I_x}{I_y}$	$\frac{z}{x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
Valeurs de $M_1$ (ou $M_2$ )	0,0	—	0,224	0,169	0,140	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
	0,1	0,300	0,210	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
	0,2	0,245	0,197	0,160	0,135	0,116	0,102	0,090	0,081	0,073	0,064	0,058
	0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
	0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
	0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,100	0,090	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
	0,6	0,160	0,140	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
	0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
	0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
	0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,040
	1,0	0,110	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,050	0,047	0,041	0,030

### Annexe03 : Tableau des armatures

$\phi$	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	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
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

Section en cm<sup>2</sup> de N armatures de diamètre  $\phi$  en mm.

# Plan R.D.C



# Plan 1<sup>er</sup> étage jusqu'à 7<sup>ème</sup> étage

