
بسم الله الرحمن الرحيم

République Algérienne Démocratique et Populaire

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA

INSTITUT DU GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme de master 2 en Génie Civil
Option : Structure

THEME

CONCEPTION ET ETUDE

d'une structure à usage d'habitation

(R+8)

Sous deux systèmes de contrventement

Dirigé par :

M^me^ BOUCHERIT Dalila

Etudié par :

BELKHEIR Yamna

HAMZI Imene

Promotion juin 2013

Dédicace

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

Je dédie ce modeste travail :

A Ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination :

Ma chère mère, Khadidja qui à êtes à mes cotés et ma soutenir durant toute ma vie.

Mon cher père, Mouhamed qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.

Mon marie Redhouane qui ma aidé pendant tout mes études.

Mes frères, Abou baker ,omar .mes princes

Mes sœurs,Sarah ,Ibtissem et la plus belle Shaima ,Assia qui ma courager surtout dans mes études.

les époux de mes sœurs ;Mouhamed,Salem et Nafae

Toute La famille et surtout mes cousins Azedine ,Zohir,Abou baker , Mouhamed,Sidali et surtout Abd kader qui je lui souhaite tout le bonheur et la belle vie .

je remercie mon ami et ma binôme Amina qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail, et toute sa famille.

A toute ma famille sans exception

A Tous mes amis (es), en particulier SI Fatima, Kawtar, Khaoula, Cherifa,Nessrine, Niema ,Salima,FatihaB,Nour,

Fatiha, Nasira, etSamira

Ainsi que tout mes collègues.Saedou, Mouhamed et Laadjal

A ceux qui se sont sacrifiés et qui se sont donnés pour les études et dont je rends un vibrant hommage.

À toute la promotion 2013.de Génie civil

Imène^{R}

Remerciement



Au terme de ce travail nous tenons à faire louange à « DIEU » qui nous a donné la force d'achever cette réalisation.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promotrice M^eme^. BOUCHRIT Dalila pour ses conseils et son aide précieuse.

Nos s'incères remerciements vont également à tous les enseignants du département de génie civil qui nous offre tout ce savoir Surtout Dr Khaladi et Mr Yassine

Nos gratitudes à tous les membres de jury qui font l'honneur de juger notre travail.

On leurs dit merci de tous notre cœur

Amina ET Imène

Pour que ma réussite soit complète je le partage par un grand plaisir avec toutes les personnes que j'aime, je dédie

A ma mère qui a veillé sur moi jour et nuit depuis mon enfance qui ma donne l'amoure la gentillesse le respect à moi- même c'est la reine de mon cœur

A mon père qui a sacrifie toutes sa vie afin de me voir devenir ce que je suis

A ma chère grande mère que dieu le garde pour toujours

A mes sœur Chahinez, Sonia et Bachira

A mes frères Amir, Hamid, Kamel et Yahia

A mes tantes Djamila,Fatiha et Hafidha

A mes oncles Mouhamed, Soufiane, Mahfodh, sa femme Hayat et la petite Yousra

A mon binôme Imène pour sa participation vive durant l'élaboration de ce travail et sa famille surtout son cousin Abd kader

A mes très chers amis Louiza, Khaoula, Salima, Nessrine, Cherifa, Fatiha et Bakhta

A mon cher ami proche Mouhamed

A Riath et Abd kader

A tous mes collègues que j'ai les connait jusqu'à ce jour

Et mes camarades de promo 2012-2013

Amina

Sommaire

Résumé……..
Remerciement……...
Dédicace……
Liste des tableaux, figures et notations…….
Les plans …….
I. INTRODUCTION GENERALE ..... …….1
Chapitre I
I.1. Introduction..... 1
I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage 2
I.2a. Dimensions en élévation du bâtiment 2
I.2.b. Système de contreventement..... 2
I.2.c. Planchers 1
I.2.d. Maçonnerie 1
I.2.e. revêtement..... 2
I.2.f. L'acrotère..... 2
I.2.g. les escaliers 2
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux..... 4
I.3.a. Caractéristiques mécaniques du béton 4
I.3.b. ciment..... 4
I.3.c. les granulats..... 5
I.3.d. Eau de gachage 5
I.3.e. dosage du béton..... 5
I.3. 2Béton armé……..5
Chapitre II
II. PREDIMENTIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES……....12
II.1. Prédimensionnement des planchers……..12
II.1.1. Plancher à corps creux……12
II.2. Évaluation des charges permanentes et es surcharges d'exploitation……...13
II.2.1.a. planchers terrsse……..13
II.2.1. a.charges permanentes……..……13

II.2.1.b. surcharge d'exoitation…….....14
II.2.2. Maçonnerie…….....14
II.2.3. Plancher courant…….....15
II.2.3.a. charges permanentes …….....15
II.2.3.b. surcharge d'exoitation…….....17
II.3.Prédimensionnement des poutres....……...17
II.4. Prédimensionnement des poteaux…….....21
II.5. Prédimensionnement des voiles.....…….....27
Chapitre III
Résumé…… ……..... 1
Remerciement…… ……..... 1
Dédicace…… …… 1
Liste des tableaux, figures et notations……. 1
Les plans ……..... 1
Chapitre I..... 1
IV. ETUDE SISMIQUE..... 90
IV.1. Introduction..... 90
IV.1.Etude comparative de deux systèmes de contreventement……...90
IV.3. Caractéristiques dynamiques de la structure..... 92
IV.3.1 Centre de masse 92
IV.3.2. Calcul de Centre de torsion..... 93
IV.3.3. Excentricité 95
IV.3.3.A. Excentricité théorique (statique) 95
IV.3.3.B. Excentricité accidentelle..... 96
IV.3.3.C. Effets de la torsion accidentelle..... 97
IV.4. Choix de la méthode de calcul 98
IV.4.1. Introduction..... 98
IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale..... 98
IV.4.2.1. Principe 98
IV.4.2.2. Modélisation..... 98
IV.4.2.3. Le spectre de réponse de calcul..... 99
IV.5. Résultats de l'analyse dynamique 101

IV.5.1. Vérification de comportement 102
IV.5.2. Vérification de participation massique 104
IV.5.3. Vérification des périodes 105
IV.5.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 105
IV.5.5. Vérification de la stabilité au renversement 107
IV.5.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur 108
IV.5.5.2. Moment de renversement 112
IV.5.5.3. Moment stabilisant 113

IV.5.6. Vérification des déplacements 113
IV.4.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ 118
IV.5.8. Vérification spécifiques 121

Chapitre V

V.Comparaison 122
V.1. Introduction 122
V.2. Comparaison des efforts normaux maximau pour les deux systémes 122
V.2. 1.Les potaeux 122
V.2.2.Les voiles 123
V.2.3.Les poutres principales 125
V.3/Comparaison des efforts normaux maximaux et les efforts tranchants dans la base de la structure pour les deux systèmes 126

Chapitre VI

VI. CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS 127
VI.1. Introduction 127
VI.2. Calcul des poutres 127
VI.2.1. Introduction 127
VI.2.2. Recommandation des règlements 128
VI.2.2.a. Armatures longitudinales 128
VI.2.2.b. Armatures transversales 128
VI.2.3. Calcul des armatures longitudinales 128
VI.2.4. Vérification des contraintes à l'état limite de service 130

VI.2.5. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants 134
VI.2.6. Calcul des armatures transversales 135
VI.2.7. Vérification de la flèche 136
VI.3.Ferraillage des poteaux 136
VI.3.1. Introduction 136
VI.3.2. Détermination des armatures longitudinales 137
VI.3.2.a. Recommandations des règlements 137
VI.3.2.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage 138
VI.3.2.c. Etat limite de stabilité de forme 142
VI.3.2.d. Détermination des armatures à l'ELU de résistance 146
VI.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS 149
VI.3.4. Détermination des armatures transversales 150
VI.4. Ferraillage des voiles 153
VI.4.1. Introduction 153
VI.4.2. Voiles avec d'ouvertures 153
A. Les linteaux 153
B. Les trumeaux 153
A.1. Ferraillage des linteaux 154
A.1.1. Aciers longitudinaux 154
A.1.2. Aciers transversaux 155
A.1.3.Ferraillage minimal 155
A.1.4. Armatures transversales 155
B.1. Ferraillage des trumeaux 155
B.1.1. Aciers verticaux 155
B.1.2. Aciers horizontaux 156
VI.4.3. Méthode de calcul 156
VI.4.4. Recommandations des règlements 158
VI.4.5. Voiles pleins 159
VI.4.5.1. Les armatures verticales 159
VI.4.5.2. Les armatures horizontales 161
VI.4.6. Voiles avec ouvertures 164
VI.4.6.1. Ferraillage des linteaux 164
VI.4.6.2. Ferraillage des trumeaux 166

Résumé…… 1
Remerciement…… 1
Dédicace…… 1
Liste des tableaux, figures et notations……. 1
Les plans …… 1
Chapitre I 1
Références bibliographiques…….
Annexe (CD données et résultats)..……..

Liste des figures

Figure.I. 1: Schéma statique de coefficient de poisson……7
Figure.I.2. Diagramme contrainte –déformation du béton …….....…….....9
Figure.I.3. Diagramme contrainte –déformation du l'acier……....10
Figure II.1. Composants du plancher terrasse……..10
Figure II.2. Coupe de mur en maçonnerie……...15
Figure II.3. Composants d'un plancher courant…….....16
Figure.II.4. Coupe du plancher corps creux . . . . . …….....16
Aucune entrée de table des matières n'a été trouvée. Figure III.2.12. : Diagramme des moments des poutrelles de l'étage courant à l'ELU……..55
Figure III.2.13. Diagramme des moments des poutrelles de terrasse à l'état limite ultime....57
Figure III.2.14. Diagramme des moments des poutrelles de l'étage courant à l'état limite ultime……...57
Figure III.2.15 . Diagramme des moments des poutrelles de terrasse à l'ELU…….……..58
Figure III.2.16. Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELU…….....59
Figure III.2.19: Diagramme des moments des poutrelles de l'étage courant à l'ELU……....60
Figure III.2.20: Diagramme des moments des poutrelles de terrasse àl'ELU…….……....76
Figure III.2.21: Diagramme des moments des poutrelles de l'étage courant à l'ELU……....69
Figure III.2.22: Diagramme des efforts tranchants des poutrelles de terrass….....70
Figure III.2.22: Diagramme des efforts tranchants des poutrelles d'étage courant……..….71
Fig. III-2.24: schéma statique de poutrelle……..74
Fig. III-2.25: ferraillage de la table de compression……...…….76
Fig. III-3.1: Représentation d'un escalier ……...……78
Figure IV-1 : Vue en 3D de la structure ……...……..91
Figure IV-2 : Vue en plan de la structure ……92
Figure IV-3 : Dimension des voiles et poteaux……...…….94

Figure IV.4: Spectre de réponse pour des structures en portiques contreventées par des voiles en béton armé (R=4)……..……100
Figure IV.5: Spectre de réponse dans le cas de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles (R=5)……..…101
Figure IV.6: Le comportement des trois premiers modes du système 1 (R=4)……..102
Figure IV.7 : Le comportement des trois premiers modes de deuxième système (R=5)……103
Figure IV-8 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement……..…108
Figure IV-9: Distributiondes forces sismiques……...109
Figure IV-10 : Concentration des forces sismiques aux étages pour le système 1 (R=4) a- suivant X, b- suivant Y ……..110
Figure IV-11 : Concentration des forces sismiques aux étages pour le système 2 (R=5) a- suivant X, b- suivant Y ……..…112
Figure IV-12 : Comparaison des déplacements des niveaux déterminés par les deux systèmes de contreventement : a – suivant X ; b – suivant Y……...…121
Figure VI-1 : Disposition des armatures pour les poutres…….....131
Figure VI-2 : Ferraillages des poutres principales intermédiaires et de rive du niveau terrasse……131
Figure VI-3 : Ferraillages des poutres principales de rive des étages……132
Figure VI-4 : Ferraillages des poutres principales intermédiaires des étages……..…132
Figure VI-5 : Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires du niveau Terrasse……..132
Figure VI-6 : Ferraillages des poutres secondaires de rive des étages et terrasse……...133
Figure VI-7 : Ferraillages des poutres secondaires de rive des étages et Terrasse……133
Figure VI-8 : Définition de la zone nodale dans les poteaux……..137
Figure VI-9 : Disposition des armatures pour les poteaux…….……151
Figure VI-10 : Ferraillage des poteaux des RDC, étages 1 et 2…..……...……..152
Figure VI-11 : Ferraillage des poteaux des étages 3, 4 et 5……....152
Figure VI-12 : Ferraillage des poteaux des étages 6,7, 8……...…….152
Figure VI-13 : Diagramme des contraintes(SPC)……...156
Figure VI-14 : Diagramme des contraintes(SET)……...157
Figure VI-15 : Diagramme des contraintes(SEC)……...157
Figure VI-16 : Disposition des armatures verticales dans les voiles……..……159
Figure VI-14 : Ferraillage des voiles 1 du RDC et 1er étage…….....168
Figure VI-14 : Ferraillage des voiles 1 du 2ème étage……...….168
Figure VI-14 : Ferraillage des voiles 2 du 3ème étage……..…...168

Figure VI-14 : Ferraillage des voiles 2 du 4ème étage……...……..169
Figure VI-14 : Ferraillage des voiles 2 du 5ème étage……...…….169
Figure VI-14 : Ferraillage des voiles 3 du 6ème, 7ème et 8ème étage…….169
Figure VI-14 : Ferraillage des voiles 4 du 7ème et 8ème étage……...…….170
Figure VI-16 : Schéma du ferraillage de linteau…….170
Figure VI-17 : coupe A-A…….…….....170
Figure VII.1. Semelle isolée sous poteau……..……..175
Fig. VII-2: Schéma équivalent de la semelle filante……...……176
Figure VII.3 : Ferraillage de la dalle du radier……186

Liste des tableaux

Tableau I.1: dimension du bâtiment 2
Tableau I.2: caractéristique du béton 4
Tableau I.3: Résistance f_{c28} du béton à 7 ; 14 et 90 jours [2]. 6
Tableau I.4: Les types d'aciers utilisés et leurs nuances. 8
Tableau II.1: Charges permanentes du plancher terrasse (corps creux) 13
Tableau II.2: charges permanentes du mur double cloison 14
Tableau II.3:charges permanentes du mur …….. … . ……14
Tableau II.4: … charges permanentes du plancher courant (corps creux)..……15
Tableau II.5:. . Détermination de l'effort normal ultime « N_u » de chaque ……..……25
Aucune entrée de table des matières n'a été trouvée. Tableau IV.1: Coordonnées du centre de masse de la structure……..….93
Tableau IV.2: Coordonnées du centre de torsion de la structure…….....95
Tableau IV.3: Calcule d'excentricité théorique……...…96
Tableau IV.4: Détermination du facteur de qualité Q…….100
Tableau IV.6: Calcule d'excentricité accidentelle……...…….97
Tableau IV.7: Le comportement des trois premiers modes pour les deux systèmes de contreventement…….....103
Tableau IV.8: Coefficient de participation massique pour système 1 (R= 4)…….104
Tableau IV.9: Coefficient de participation massique pour système 2 (R=5)……..……104
Tableau IV.10: vérification des périodes……105
Tableau IV.11: Calcul de la force sismique pour les deux systèmes de contreventement.....107
Tableau IV.12: Vérification de la résultante des forces sismiques de deux systèmes de contreventement……..107
Tableau IV.13: Forces sismiques selon la hauteur suivant X pour système 1 (R=4)…….....109
Tableau IV.14: Forces sismiques selon la hauteur suivant Y pour système 1 (R=4)……..…109
Tableau IV.15: Forces sismiques selon la hauteur suivant X pour le système 2 (R=5)……..110

Tableau IV.16: Forces sismiques selon la hauteur suivant Y pour le système 2 (R=5)……..111

Tableau IV-17 : calcul du moment de renversement pour système 1 (R=4)…….....112

Tableau IV-18 : calcul du moment de renversement pour système 2 (R=5)…….….112

Tableau IV-19 : calcul du moment stabilisant……...…....113

Tableau IV-20 : Vérification de stabilisation pour les deux systèmes ….……..…...113

Tableau IV-21 : Vérification des déplacements inter-étage sens X pour système 1 (R = 4).115

Tableau IV-22 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y système 1 (R = 4).……116

Tableau IV-23 : Vérification des déplacements inter-étage sens X système 2 (R = 5)…….117

Tableau IV-24 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y système 2 (R = 5)..……118

Tableau IV-25 : Vérification l'effet P-Δ sens X Pour R=4…….....…119

Tableau IV-26 : Vérification l'effet P-Δ sens Y Pour R=4…….....…119

Tableau IV-27: Vérification l'effet P-Δ sens X Pour R=5……..……..….120

Tableau IV-28 : Vérification l'effet P-Δ sens Y Pour R=5……..……..120

Tableau V.1 : Comparaison des efforts normaux maximaux et les moments dans les poteaux pour les deux systèmes……122

Tableau V.2 : Comparaison des efforts normaux maximaux et les moments dans les voiles pour les deux systèmes suivant X……...……..123

Tableau V.3 : Comparaison des efforts normaux maximaux et les moments pour les deux systèmes suivant Y……..……..……..124

Tableau V.4 : Comparaison des efforts normaux maximaux et les moments dans les poutres secondaires pour les deux systèmes……..……..125

Tableau V.5 : Comparaison des efforts normaux maximaux et les efforts tranchant pour dans la base de la structure…….…….126

Tableau VI-1 : Ferraillage longitudinal des poutres principales……..……...128

Tableau VI-2 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires……..…..……129

Tableau VI-3 : Ferraillage longitudinal adoptée des poutres principales et secondaires.....129

Tableau VI-4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales……...…….130

Tableau VI-5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires……....130

Tableau VI-6: Calcule de $\overline{\tau}_u$ ……...…….....….....134

Tableau VI-7 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales…....134
Tableau VI-8 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires…….135
Tableau VI-9 : Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement…….....135
Tableau VI-10 : Vérification de la flèche des poutres……..….136
Tableau VI-11 : Corrections des moments dans les poteaux à l'ELU……...…..140
Tableau VI-12 : Calcul le ferraillage des poteaux à l'ELU……..…..143
Tableau VI-13: ferraillages longitudinaux des poteaux…….....145
Tableau VI-14 : Vérification des armatures à ELS des poteaux……..…..146
Tableau VI-14 : Vérification des armatures à ELS des poteaux……..…..148
Tableau VI-15 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux…….....148
Tableau VI-16: Les armatures transversales et leurs espacements……..…….150
Tableau VI-17 : Vérification de la quantité d'armatures transversales…….……..…..151
Tableau VI-18 : Ferraillage verticale de voile plein……...……...160
Tableau VI-19 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les voiles pleins……..163
Tableau VI-20 : Calcul les armatures horizontales el leurs espacements des voiles pleins.163
Tableau VI-21 : Ferraillage verticale de des linteaux……...……..…164
Tableau VI-22 : vérification de la quantité d'armature transversale……...…..165
Tableau VI-23 : Ferraillage verticale de des trumeaux……..……...166
Tableau VI-24 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les voiles pleins..……167
Tableau VII.1. Sections des semelles isolées……..……..175
Tableau VII.2. Vérification de l'interférence entre deux semelles…..…….176
Tableau VII.3. Sections des semelles filantes……..…….177
Tableau VI.4. Vérification de l'interférence entre deux semelles…….…….……..177
Tableau VII.5 : Calcul des moments à l'ELU……...……182
Tableau VII.6 : Calcul des moments à l'ELS……..….183
Tableau VII.7 : Ferraillage des panneaux du radier…….……..…..183
Tableau VII.8 : Ferraillage des débords……..……188

Introduction générale

Le présent travail est une étude technique de Conception, dimensionnement et de Vérification d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation à MEDEA sous deux systèmes de contreventement

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes:

- Présentation de l'ouvrage avec précision des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés et la conception de contreventement du bâtiment, ainsi que le calcul des éléments secondaires (planchers, escaliers, …); cette étape fait l'objet des chapitres
I, II et III.

-Détermination des caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure (centre de masse, centre de torsion, l'excentricité,). Pour l'étude dynamique, on a opté par logiciel ROBO 2010 comme outil de conception; cette étape fait l'objet de chapitre IV.

-comparaison d'effet de deux systèmes de contreventement sur la réponse de la structure ; cette étape fait l'objet de chapitre V

-Etude des éléments résistants sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux et l'adoption du ferraillage de la structure; cette étape fait l'objet du chapitre VI.

- Estimation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure, choix de type de fondation le plus convenable, calcul et au ferraillage de l'ensemble des éléments qui assurent la stabilité de superstructure, c'est l'objet du chapitre VII.

-On terminera le travail par une conclusion générale

III/ CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III .1/L'ACROTERE:

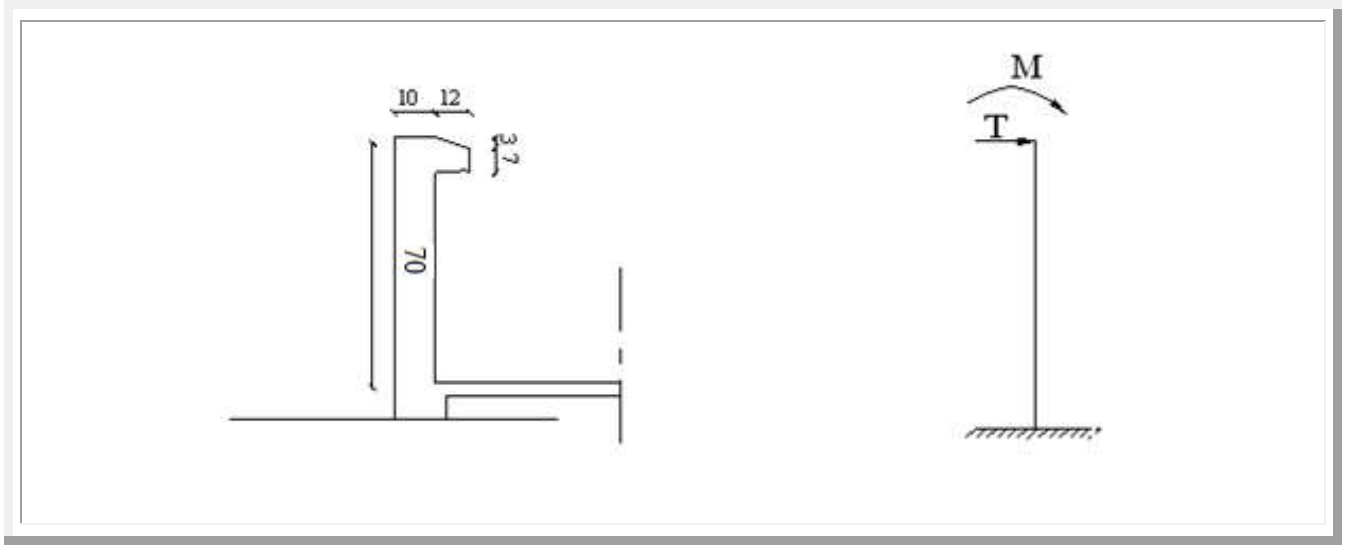
L'acrotère est un élément non structural en béton armé, considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse de 10 cm d'épaisseur et 70 cm de hauteur, il est soumis à son poids propre et une surcharge de **1 kN/m** due à la main courante.

III .1 .1/ Charges et surcharges:

- Poids propre : $[(0.1\times0.7) + (0.07\times0.12) + (\frac{0.03\times0.12}{2}$ **Erreur ! Signet non défini.**$)] \times25 =$ 2.005 kN/ml.
- Revêtement : $2(0.015\times0.7\times18) = 0.378$ kN/ml.

D'où G = 2.383 kN/ml

Main courante **: Q = 1kN/m**



a) Schéma de l'acrotère **b)** Schéma statique de

Fig. III-1: L'acrotère

III .1.2/Calcul des efforts:

- A/ l'E.L.U:

- Effort normal : $N_u = 1.35 \times G = 3.22$ kN.
- Moment d'encastrement : $M_u = 1.5xQxh = 1.05$ kN.m

- Effort tranchant : $T_u = 1.5xQ = 1.5$ kN.

- B/ l'E.L.S:

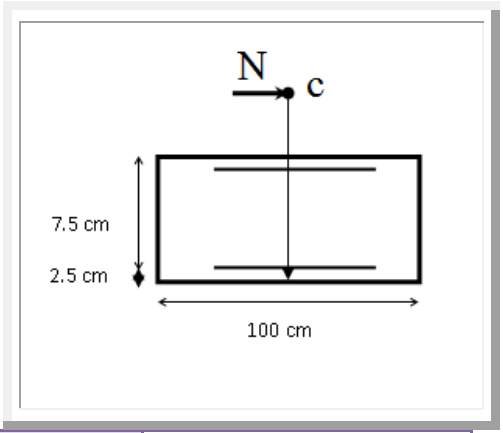
- Effort normal : Ns = G = 2.383 kN.
- Moment d'encastrement : Ms = Q x h = 0.70 kN.m
- Effort tranchant : $T_s = Q = 1$kN.

III .1.3/Calcul du ferraillage:

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée avec situation durable.

Tableau III.1: Les Données A L'E.L.U.

Données			
f_{c28}	25 MPa	H	10cm
f_{t28}	2.1 MPa	D	7.5cm
f_e	400 MPa	C	2.5 cm
σ_b	14.2 MPa	c'	2.5 cm
σ_s	348 MPa	B	100 cm



- **Calcul de l'excentricité:**

$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.05}{3.22} \Rightarrow$, $e_0 = 32.60$cm

Où l'enrobage est: c=c'=2.5 cm

On a e_0=32.60 cm > $\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5cm$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, alors

On a une section partiellement comprimée.

Fig III-2 : **section de l'acrotère**

- **Calcul du moment de flexion :**

e: distance entre le point d'application de **N** et le centre des armatures tendues.

e = e_0 + (**Erreur ! Signet non défini.**-c) $\Rightarrow$ **e** = 0.351 m.

$M_1 = N \times$ **e** $\Rightarrow M_1 = 1.13$ kN.m

- **Calcul des armatures verticales:**

Le calcul se fait en flexion simple:

$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu = 0.01\ 3 < \mu = 0.392 \Rightarrow A_1' = 0.$

Donc : ß = 0.994

$A_1 = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_S} \Rightarrow A_1 = 0.405$ cm²

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s} \Rightarrow A = 0.\ 31$ cm² (0.312 cm^2)

Et $A' = A'_1 \Rightarrow A' = 0$.

Donc: $\begin{cases} A = 0.31\,\text{cm}^2 \\ A' = 0 \end{cases}$

- **Condition de non fragilité: [1]**

$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1\,\text{cm}^2 > A = 0.40\,\text{cm}^2$

Donc : $A = A_{min} = 1.00\ cm^2$

On adoptera : A = 4 HA 8 = 2.01 cm².

- **Armatures de répartition:**

On a : $\frac{A}{4} \le A_r \le \frac{A}{2} \Rightarrow 0.5 \le A_r \le 1.005$

Donc, on prendra : A_r = 4 HA 6 = 1.13 cm²

- **Espacement:** **[1]**

$S_t = 25\,\text{cm} \le S_{\min} = \min[3h = 30\,\text{cm}; 33\,\text{cm}] = 30\,\text{cm}.$

$S_{tr} = 20\,\text{cm} \le S_{\min r} = \min[4h = 40\,\text{cm}; 45\,\text{cm}] = 40\,\text{cm}.$

III .1.4/ Vérification à l'E.L.S:

Données: N_{ser} = 2.383 kN

M_{ser} = 0.7 kN.m.

- **Calcul de l'excentricité:**

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.7 \times 10^2}{2.383} = 29.37cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\,\text{cm} < e_0 = 29.37\,\text{cm}$

Par ailleurs, on doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \ge \frac{I_G}{B_o \times \upsilon_2}$

Où: $B_o = b \times h + 15\,(A + A')$ $\Rightarrow$ **B_o = 1030.15 cm².**

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A' \times c + A_s \times d)\right] \Rightarrow$ **υ_1 = 5.073 cm.**

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow$ **υ_2 = 4.927 cm.**

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15\,[A\,(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2] \Rightarrow$ **I = 8516.26 cm².**

Alors: $\frac{I_G}{B_o \times \upsilon_2}$ = **1.678 cm.** Donc :

e_0= **29.37 cm.** $\ge \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$ **=1.678 cm** $\Rightarrow$Alors, on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que: $\begin{cases} \sigma_b \le \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \le \overline{\sigma}_s \end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

Où $\begin{cases} \sigma_b = k \times y_1 \quad avec \quad k = \dfrac{N_{ser}}{S_{G'}} \\ \sigma_s = 15k(d - y_1) \end{cases}$

On va calculer $\mathbf{y_2}$ à l'aide de l'équation suivante:

$\mathbf{y_2^3 + py_2 + q = 0}$**……."*"** Tels que:

$p = -3\,c^2 + \dfrac{90A}{b}(d - c) \Rightarrow$ **p = -1724.04 cm²**

et $q = -2\,c^3 - \dfrac{90A}{b}(d - c)^2 \Rightarrow$ **q = 27109.14 cm².**

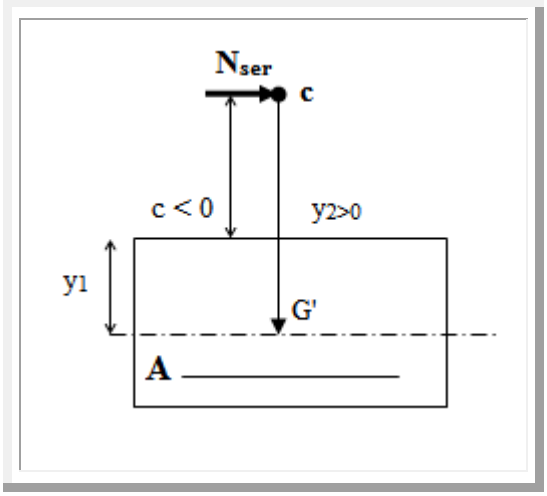


Fig. III-3**: Section de B.A à l'ELS**

Où: **c**: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "**c**" et puisque "N" est un effort de compression donc " **c = h/2 – e = - 24.37 cm < 0**".

D'où l'équation "*" devient : $\mathbf{y_2^3 + (-1724.04)\,y_2 + 27109.14 = 0}$

Erreur ! Signet non défini.

Les racines de l'équation sont : $y_2 = \begin{cases} a\cos\left(\dfrac{\varphi}{3}\right) = 26.41cm \\ a\cos\left(\dfrac{\varphi}{3} + 120\right) = -47.85cm \\ a\cos\left(\dfrac{\varphi}{3} + 240\right) = 21.44cm \end{cases}$

On va résoudre l'équation précédente, tout en respectant la condition suivante :

$0 < y_1 = y_2 + c < h$

$\mathbf{y_1}$: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Finalement, on trouve :

$y_2^{'}$ = 26.41 cm

$y_2^{''}$ = -47.85 cm rejetée comme valeur (< 0)

$y_2^{'''}$ =21.44 cm rejetée comme valeur (y_2+c < 0)

D'où alors : 0 < $\mathbf{y_1}$ = 26.41 + (-24.37) = **2.04 cm** < **h** = 10 cm

Donc on prend : $\mathbf{y_2 = 26.41\ cm.}$

En revanche on a : k = $\frac{N_{ser}}{S_{xx}}$

Avec ; S_{xx} = **Erreur ! Signet non défini. S_{xx}=43.46 cm^3**

D'où alors : $K = \frac{2383}{43460} \Rightarrow K = 54.83 \times 10^{-3} N/mm^3$

Donc : $\sigma_b = ky_1 = 54.83x10^{-3}$ x 20.4 $\Rightarrow$ $\mathbf{\sigma_b = 1.12\ MPa}$

Et : $\sigma_s = 15\ k\ (d - y_1) = 15$ x$54.83x10^{-3}$ x (75 – 20.4) $\Rightarrow$ $\mathbf{\sigma_s = 44.906\ MPa}$

Donc, on obtient :

$\sigma_b = 0.13\ MPa \leq \overline{\sigma}_b = 0.6\ f_{c28} = 15\ MPa$ **(CV).**

$\sigma_s = 44.906\ MPa \leq \overline{\sigma}_s = Min\left[\frac{2}{3}f_e = 266.67\ MPa; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\ MPa\right] = 201.633\ MPa$**(C.V)**

Donc on adoptera la section calculée à l'E.L.U.

III .1.5/<u>Vérification de l'effort tranchant:</u> [1]

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à:

$$T = V_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 1.5 - \frac{1.05}{0.9 \times 0.075} \Rightarrow T = -14.05 < 0$$

Alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire.

- **<u>Vérification de la contrainte de cisaillement du béton</u>: selon CBA art A.5.1.1[2]**

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \bar{\tau}$ telles que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0.02\ MPa$$

Et : $\overline{\tau}$ = min [0.15 $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4 Mpa] = 2.5 Mpa (la fissuration est préjudiciable**)**

D'où alors : $\tau_u = 0.02\,MPa < \overline{\tau}_u = 2.5\,MPa$

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III .1.6/ Vérification de l'acrotère au séisme : [1]

Les éléments secondaires de la structure doivent être calculés sous l'action des forces, suivant la formule:

$$\mathbf{Fp = 4.A.C_p.W_p.} \qquad (Art.6.2.3)$$

A: coefficient d'accélération;

A = 0.15 *[Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage 2, zone II$_b$)]*

$\mathbf{C_p}$: facteur de force horizontal;

$\mathbf{C_p = 0.8}$ (*R.P.A 99 page 43 tab. 6.1*)

$\mathbf{W_p}$: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de langueur.

$\mathbf{W_p = 2.383\ kN.}$

D'où : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.383 \Rightarrow \mathbf{F_p = 1.14\ kN < Q = 1.5kN……(C.V)}$

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

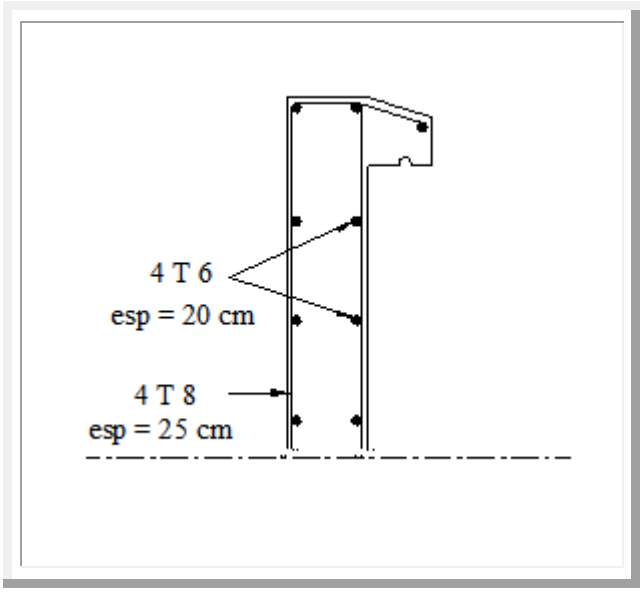


Fig. III-4: **Ferraillage de l'acrotère**

III.2/planchers à corps creux

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'habitation et d'administration

Le plancher est de hauteur: h_t = 16+ 4 = 20cm, il est constitué par un corps creux qui repose sur des poutrelles préfabriquées de dimensions (20 × 65) cm² et une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur coulée sur l'ensemble de poutrelles entrevous qui lient lieu de coffrage (coulé sur place).

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales et pour les plancher à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- ❖ Les poutrelles
- ❖ La dalle de compression

III .2.1/Calcul des poutrelles:

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitions (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0.65×L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée

On a trois types de poutrelles, le premier type a une seul travée et le deuxième à deux travées et la dernière à trois travées, le calcul des poutrelles s'effectue selon deux étapes:

- ✓ Etape 1: avant coulage.
- ✓ Etape 2: après coulage.

Première étape: **avant le coulage de la table de compression :**

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique

Cette étape consiste à enrober les armatures inférieures par coulage du béton dans la partie inférieure, on aura comme résultat une section rectangulaire de (b × h) = (12 × 4) cm², généralement

avec les armatures supérieure de montage, la poutrelle est donc simplement appuyée, supportant son poids propre, le corps creux et la charge due au poids de l'ouvrier.

III .2.2/Evaluation des charges et surcharges:

A- Charge permanente:

- Poids du corps creux: $G_1 = 0.65 \times 1 = 0.65$ KN/ml.
- Poids de la poutrelle: $G_2 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12$ KN/ml.

Donc: $G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.65 = 0.77$ KN/ml.

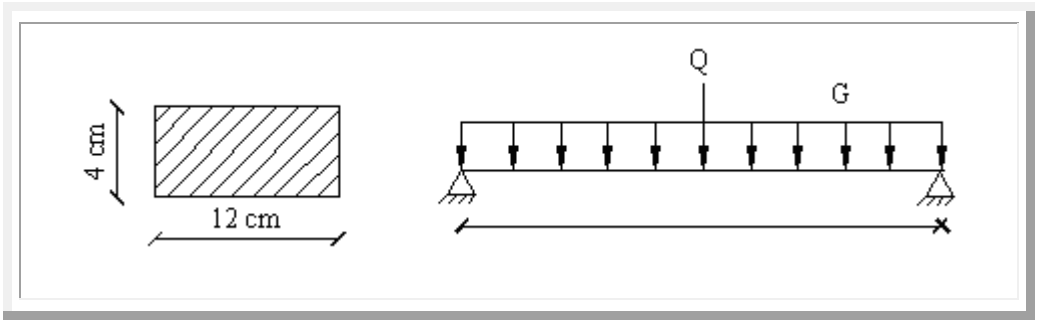


Fig. III-2.1: **Schéma statique de la poutrelle**

Q = Max [1 KN (au milieu de la poutrelle) ; 0.5 KN/ml de portée]

Q = Max [1 KN ; 500 × 3.25] → Q = 1.625 KN.

A l'E.L.U, on a: $M_G = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{0.77(3.25)^2}{8} = 1.017\ KN.m$

$$M_Q = \frac{G \times L}{4} = \frac{0.77(3.25)}{4} = 0.626\ KN.m$$

$$M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 3.353\ KN.m$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3.353 \times 10^3}{12 \times 14.2 \times (3)^2} = 2.186 > \mu_l = 0.392$$

Les armatures comprimées A' sont nécessaires, cependant la section est faible, pour cela on prévoira des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant coulage de la table de compression.

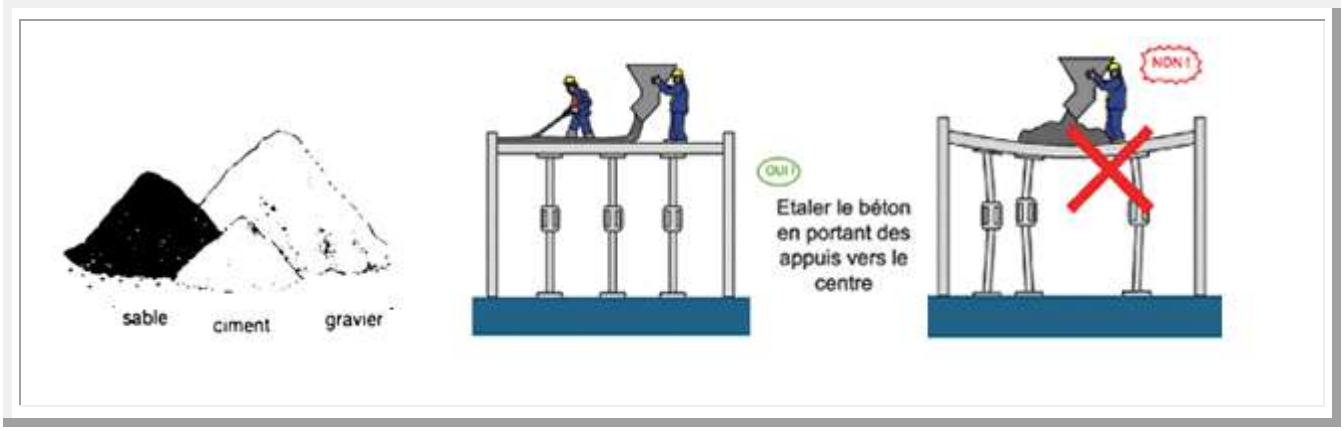
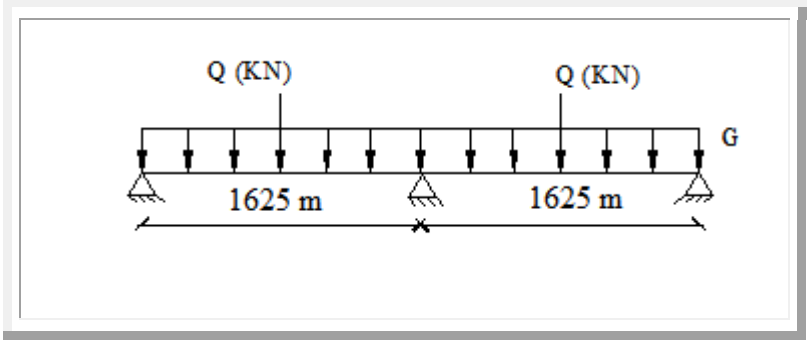


Fig. III-2.2: **choix de disposition des**

III. 2.3/ Calcul des étaiements:

C'est à partir du calcul du moment qu'on pourra déterminer le nombre d'étaiements, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors "μ" pour la comparer avec "μ_l", si ce coefficient est supérieur au premier donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention une valeur de μ inférieur a "μ_l"

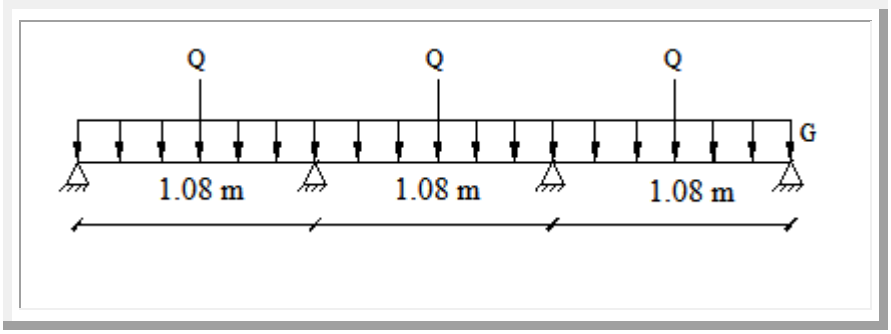
- Pour un seul étai au milieu :



G = 0.77 KN/ ml

Q = Max [1 KN ; 0.5×1.625 KN]

Q = Max [1 KN ; 0.8125 KN]=0.8125 KN



$M_G = 0.254\,KNm;$

$M_Q = 0.33\,KNm$

$M_u = 0.838\,KNm$ d'où

$$\mu = \frac{0.838\times10^3}{12\times14.2\times(3)^2} = 0.546 > \mu_l = 0.392$$

(c.n.v)

On ajoute un autre étaiement.

- **Pour deux étais :**

G =0.77 KN/ ml

Q = 1 KN/ml.

$M_G = 0.112\,KN.m;\ M_Q = 0.27KN.m$

$M_u = 0.56KN.m$

$\mu = 0.365 \le \mu_l = 0.392$ (c.v)

Alors il faut prévoir deux étaiements le long de la travée espacés de 1.08 m pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

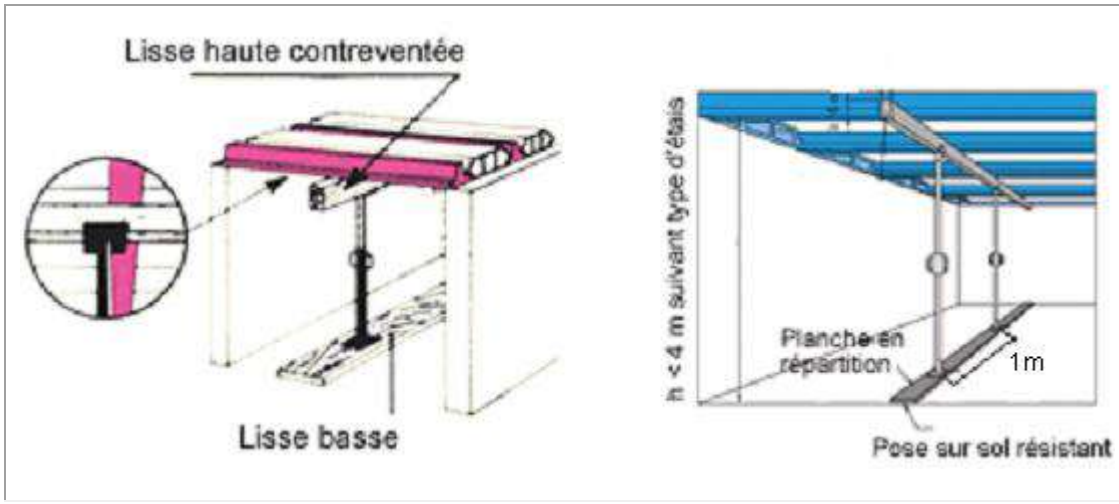


Fig. III-2.3: **Schéma statique de la poutrelle**

Deuxième étape : après le coulage de la table de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

a) Méthode de calcul :

On utilise la méthode forfaitaire si les éléments remplissant les conditions suivantes :

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double de la charge permanente ou bien 5000 N/mm².

$$Q \le \begin{cases} 2G \\ 5000 N/mm^2 \end{cases}$$

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25
- La fissuration est peu nuisible.

b) Exposé de la méthode forfaitaire :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

$$1) M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \ge M_{Max} \begin{cases} 1.05\ M_0 \\ (1+0.3\alpha)\ M_0 \end{cases}$$

$$2) M_t \ge M_{Max} \begin{cases} \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} M_0 \ \textit{Si la travée est de rive} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \ \ \textit{Si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

3) Pour les appuis:

$$\begin{cases} M_a \geq 0.6M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Poutre à deux travées} \\ M_a \geq 0.5M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis voisin des appuis de rive.} \\ M_a \geq 0.4M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis intermédiaires.} \end{cases}$$

Pour les appuis de rive on prend $M_a = 0.2M_0$

Avec :

M_t : Moment en travée.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche.

M_e : Moment max sur l'appui droit.

M_a : Moment à l'appui.

Moment isostatique $M_0 = \frac{PL^2}{8}$ (KN.m)

$$T_w = T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_w - M_e}{2}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_w - M_e}{2}$$

Avec :

T_w : effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : effort tranchant à droite de la travée.

- **Remarque :**

Si la méthode forfaitaire n'est pas applicable on fait appel à la méthode de Caquot

III. 2.4/ Calcul des poutrelles après le coulage de la table de compression

On a trois types de poutrelles à calculer

- Poutrelle à trois travées

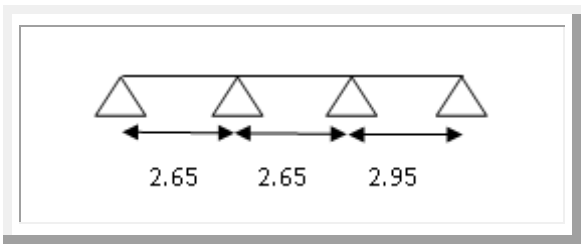


Figure III.2.4: **Schéma statique de poutrelles à trois travées**

- Poutrelle à quartes travées

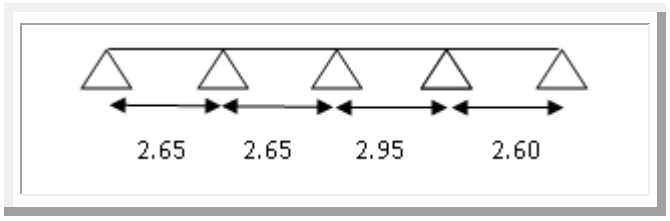


Figure III.2.5: **Schéma statique de poutrelles à quartes travées**

- Poutrelle à neuf travées

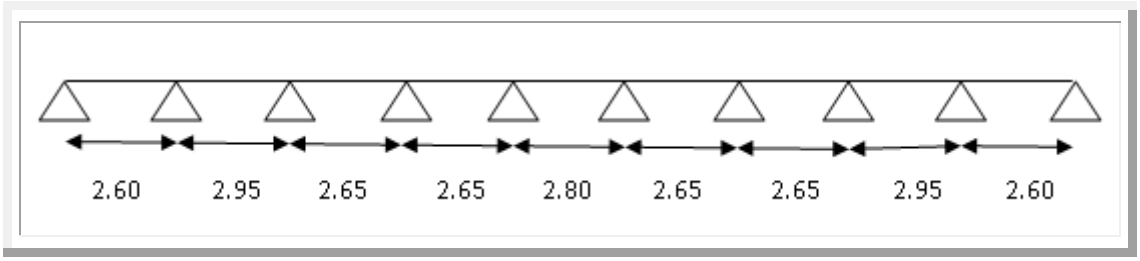


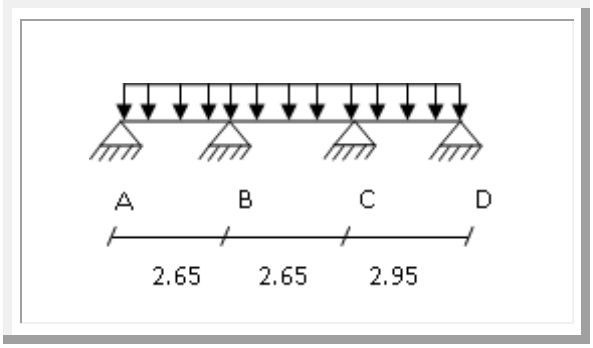
Figure III.2.6 : **Schéma statique de poutrelles à neufs travées**

Tableau III.2: Charges, surcharges et efforts aux E.L.U et E.L.S.

	G kN/m^2	**Q kN/m^2**	**P_u kN/m**	**P_{ser} kN/m**
Plancher terrasse	6.6×0.65 = 4.29	1×0.65 = 0.65	9.767	4.94
Plancher courant	6.2×0.65 = 4.03	1.5×0.65=0.975	6.903	5.01

III- 2-4.1/ Poutrelle à trois travées

Les résultats sont résumés ci après



Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime :

Tableau III.3: Moments en appuis et en travées des poutrelles

	Terrasse			**Etage courant**		
	$G=6.6kN/m^2$; $Q=1\ kN/m^2$ **P_u = (1.35G+1.5Q) ×0.65** **= 6.767 kN/ml**			**$G=6.2kN/m^2$; $Q=1.5\ kN/m^2$** **P_u = (1.35G+1.5Q) ×0.65** **= 6.903 kN/ml**		
	$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.132$			$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.195$		
Travée	A-B	B-C	C-D	A-B	B-C	C-D
M_0 (KNm)	5,94	5,94	7,36	6,06	6,06	7,51
M_w (KN.m)	1,19	2,97	3,68	1,21	3,03	3,75
M_e (KN.m)	2,97	2,97	1,47	3,03	3,03	1,50
$M_{t1}\geq$	4,16	3,27	5,15	4,29	3,38	5,32
$M_{t2}\geq$	3,68	3,09	4,56	3,81	3,21	4,72

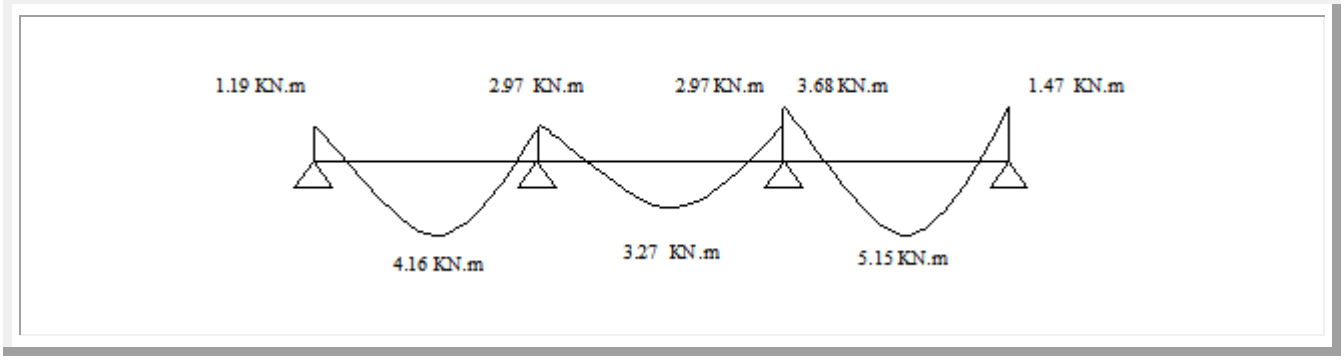


Figure III.2.7**: Diagramme des moments des poutrelles de terrasse à l'état limite ultime.**

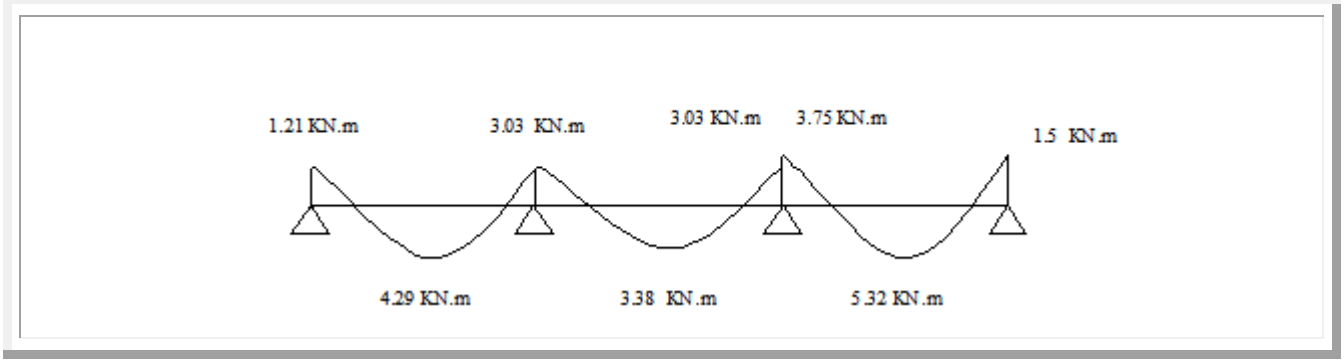


Figure III.2.8**: Diagramme des moments des poutrelles de l'étage courant à l'état limite ultime.**

Remarque: seules les valeurs maximums en travées et en appuis sont prises en compte.

a. <u>Calcul des armatures longitudinales</u>:

- **<u>En travées</u>**: M_t=5.32 KN.m

Position de l'axe neutre: $M_0=\overline{\sigma}_b \times h_0 \times b \times (d-\frac{h_0}{2}) = 59.07$ KN.m

Avec σ_b = 14.2 MPa, h_0= 40mm, b= 650mm, d= 180mm.

M_0=59.07KN.m > M_t=5.32 KN.m

L'axe neutre passe par la table de compression; donc le calcul d'armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime pour une section rectangulaire

(b×h) = (65×20) cm^2

M_{tu} = 5.32 KN.m

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{5.32 \times 10^6}{14.2 \times 650 \times 180^2} = 0.018$$

$\mu = 0.018 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_s^{'} = 0$ (armatures de compression)

$\Rightarrow \beta = 0.991$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.32 \times 10^6}{0.991 \times 180 \times 348} = 85.70 mm^2$$

On choisira: A_s= 2HA10=1.57 cm^2

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = \frac{20 \times 65}{1000} = 1.3\ cm^2 < A_t = 1.57\ cm^2 \qquad (OK)$$

- **<u>Aux appuis</u>**:

M_{ua} = -3.75 KN.m → le béton tendu se trouve dans la partie supérieure, donc le ferraillage se fait en flexion simple à l'état limite ultime pour une section rectangulaire (b×h) = (12×20) cm^2.

M_{ua} = -3.75 KN.m

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{3.75 \times 10^6}{14.2 \times 120 \times 180^2} = 0.068$$

$\mu = 0.068 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_s^{'} = 0$ (armatures de compression)

$\Rightarrow \beta = 0.965$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3.76 \times 10^6}{0.965 \times 180 \times 348} = 62.2\ mm^2$$

On choisira: A_s= 1HA10= 0.78cm^2

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = \frac{12 \times 20}{1000} = 0.24\ cm^2 < A_t = 0.78\ cm^2 \qquad (OK)$$

Détermination des moments à l'Etat Limite service :

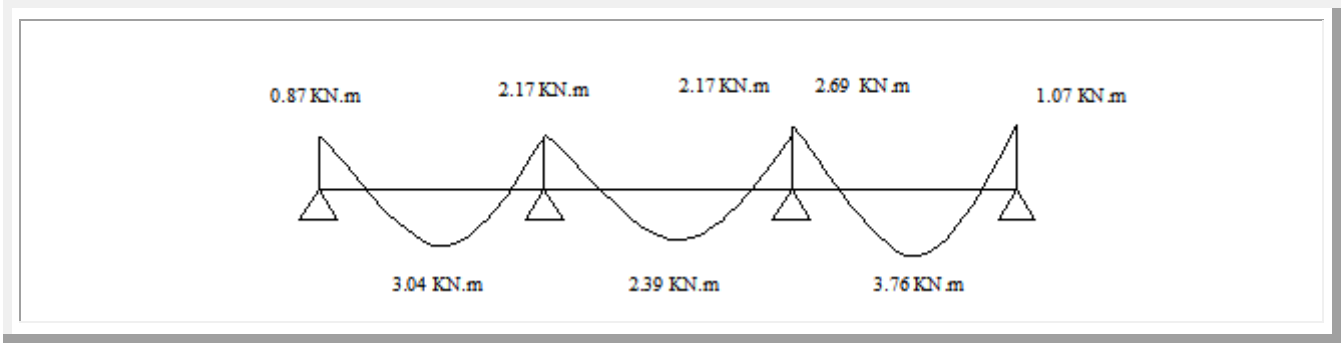


Tableau III.4: Moments aux appuis et en travées des poutrelles

	Terrasse			**Etage courant**		
	$G=6.6kN/m^2$; $Q=1\ kN/m^2$ **$P_s = (G+Q) \times 0.65 = 4.94\ kN/ml$**			**$G=6.2kN/m^2$; $Q=1.5\ kN/m^2$** **$P_s = (G+Q) \times 0.65 = 5.01\ kN/ml$**		
	$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.132$			$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.195$		
Travée	A-B	B-C	C-D	A-B	B-C	C-D
M_0 (KNm)	4,34	4,34	5,37	4,39	4,39	5,44
M_w (KN.m)	0,87	2,17	2,69	0,88	2,20	2,72
M_e (KN.m)	2,17	2,17	1,07	2,20	2,20	1,09
$M_{t1}\geq$	3,04	2,39	3,76	3,11	2,45	3,86
$M_{t2}\geq$	2,69	2,25	3,33	2,76	2,33	3,43

Figure III.2.9**: Diagramme des moments des poutrelles de terrasse à l'état limite de service.**

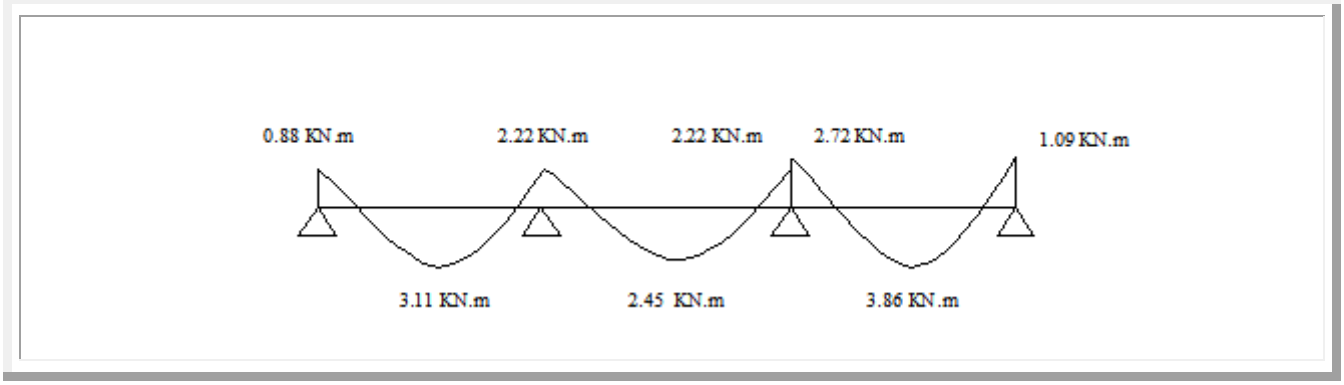


Figure III.2.10: **Diagramme des moments des poutrelles de l'étage courant à l'état limite de service.**

M^t_{ser} = 3.86 kN.m; M^a_{ser} = 2.72 kN.m

- **<u>En travées</u>**:

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I} \; ; \; \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$$

M_{ser}= 3.86 kN.m ; A_u = 1.57 cm^2 ; d=18cm.

<u>Calcul de y :</u>

b y_1^2 + 30 (A+A') y_1-30 (A'× c'+A×d) = 0, (A_s' = 0)

65 y_1^2 + 47.1 y_1 - 847.8 = 0

$\Rightarrow y_1 = 3.26$ (Avec $y_1 \in [0, d[$)

$$I_{xx'} = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 A_s (d - y_1)^2 = 5867.31 \text{cm}^2$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I_G} = \frac{3.86 \times 10^6}{5867.31 \times 10^4} = 0.066 N/mm^3$$

σ_b = k×y_1 = 0.066×32.6= 2.15 MPa < $\overline{\sigma_b}$ = 15 MPa. (CV)

- **<u>aux appuis</u>**:

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I} \; , \; \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$$

M_{ser}= 2.72 kN.m ; A_u = 0.78 cm^2 ; d=18cm.

<u>Calcul de y :</u>

b y_1^2 + 30 (A+A') y_1-30 (A'×c'+A×d) = 0, (A_s' = 0)

12 y_1^2 + 23.4 y_1 - 394.2 = 0

$\Rightarrow y_1 = 4.84$ (Avec: $y_1 \in [0, d[$)

$$I_{xx'} = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 A_s (d - y_1)^2 = 2479.79 \text{cm}^2$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I_G} = \frac{2.72 \times 10^6}{2349.72 \times 10^4} = 0.12 N/mm^3$$

$\sigma_b = k \times y_1 = 0.12 \times 4.84 = 0.58$ MPa < $\overline{\sigma_b}$ = 15 MPa . (OK)

Conclusion: les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

Détermination des efforts tranchants à l'Etat Limite Ultime:

Tableau.III.5 : Efforts tranchants des poutrelles.

	Terrasse			**Etage courant**		
Travées	A-B	B-C	C-D	A-B	B-C	C-D
T_0 (KN)	8,97	8,97	9,98	9,15	9,15	10,18
T_w (KN)	8,07	8,97	11,08	8,24	9,15	11,31
T_e (KN)	-9,56	-9,11	-11,82	-9,78	-9,32	-12,09

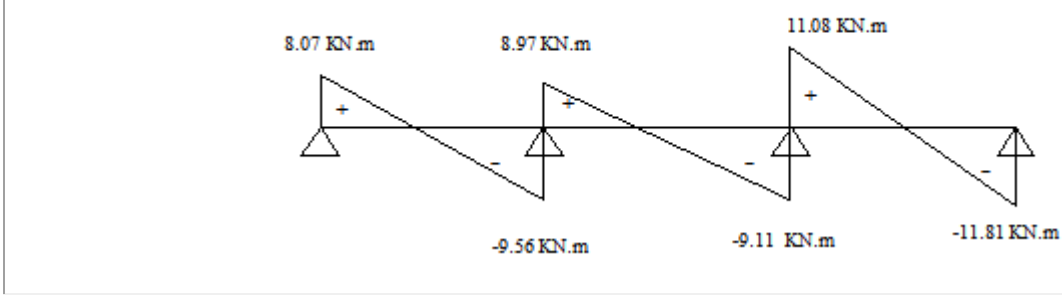


Figure III.2.11 : **Diagramme des efforts tranchants des poutrelles de terrasse à l'état limite**

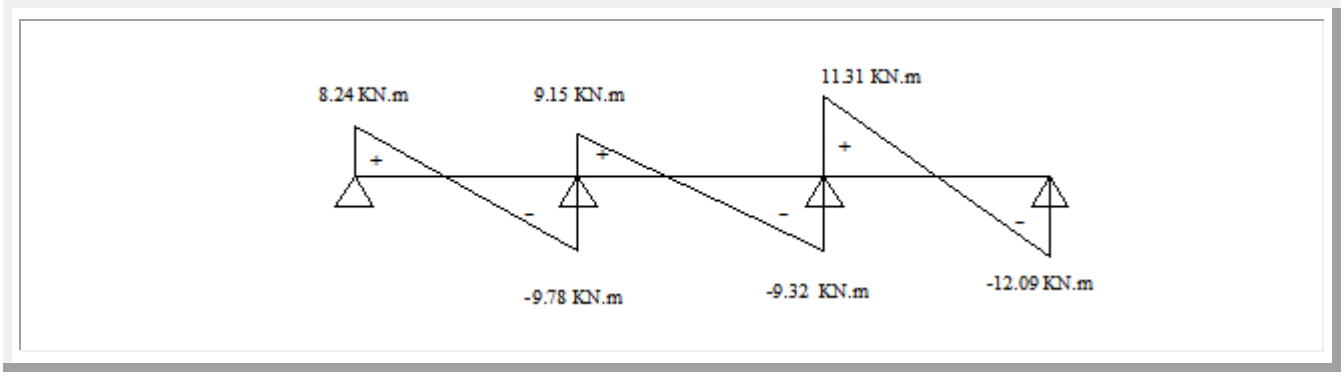


Figure III.2.12 : **Diagramme des efforts tranchants des poutrelles de l'étage courant à l'état limite**

$V_{u\,max}$ = 12.09 kN.

a) <u>Vérification de la contrainte de cisaillement :</u> *selon CBA A.5.1.1 [2]*

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{12.09 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.56\,\text{MPa}$$

On considère que la fissuration est peu nuisible

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\text{MPa}; 5\text{MPa}\right] = 3.33\,\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.56\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa} \qquad \text{(OK)}$$

b. <u>Calcul des armatures transversales</u>:

On a: $\phi \le \text{Min}\left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right]$ → $\phi \le [5.71;\ 12;\ 10]$

On adopt: ϕ_t = 6mm.

$a_t = \frac{\pi\phi_t^2}{4} = 0.28cm^2$; $n_t = 2$. D'où $A_t = a_t \times n_t = 0.56cm^2$

- ***Espacement*:**

D'après CBA 93 : $\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\gamma(\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times K)}{0.9 \times f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$

- $S_t \leq min[0.9\,d\,,\,40\,cm] = 16.20cm$

On doit calculer l'espacement **:**

* $\frac{A_t}{b_0 \cdot \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3\, f_{t28} \times k)}{0.9 \times f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$

Avec k = 1 (flexion simple) ; α = 90°.

D'OU $S_t \leq \frac{A_t \times 0.9 \times f_e}{\gamma_s(\tau_u - 0.3\, f_{t28} \times k) \times b_0}$ (*)

(*) $\Rightarrow S_t \leq \frac{0.56 \times 10^2 \times 0.9 \times 235}{1.15(0.56 - 0.3 \times 2.1) \times 120} = -1226.09$

Puisque la valeur de S_t<0 le béton seul peut résister au cisaillement dans ce cas les armatures transversale ne sont pas nécessaire

$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0.4 \times b_0}{f_e} = \frac{0.4 \times 12}{235} = 0.02\ cm$

Selon le R.P.A 99 [7.5.2.2]

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 : $\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \end{cases}$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times 12 = 0.036cm$$

On adopte $S_t = 15$ cm

b) *vérification au voisinage de l'appui*:

Appui de rive: $M_u = 5.32$ kN.m > $0.9V_u \times d = 1.96$ kN.m

→Aucun prolongement à faire.

c) *vérification de la compression dans la bielle de béton*:

$$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0 \times a$$

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2\,;\, 0.9d\right] = \text{Min}\left[30 - 2 - 2\,;\, 0.9 \times 18\right] = 16.20\text{cm}$$

$$\Rightarrow V_u = 12.09\text{kN} \leq 0.4 \times \left(\frac{25}{1.5}\right) \times 120 \times 162 = 129.6\,\text{kN} \qquad \text{(CV)}$$

d) *vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis*:

$$\sigma_m = \frac{2V_u}{b_0 \times a} < 1.3\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_m = \frac{2 \times 12.09 \times 10^3}{120 \times 162} = 1.24\,\text{MPa} < 1.3 \times \frac{25}{1.5} = 21.667\,\text{MPa} \qquad \text{(OK)}$$

$$A = 0.78\,\text{cm}^2 \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 12.09 \times 10^3}{400} = 0.34\text{cm}^2 \qquad \text{(OK)}$$

e) *vérification de la flèche*:

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps;

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{0.20}{2.95} = 0.068 > 0.044 \qquad \text{(OK)}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15}\frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.068 > \frac{5.32}{15 \times 7.51} = 0.047 \qquad \text{(OK)}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{1.57}{12 \times 18} = 0.0073 \; > \frac{3.6}{400} = 0.009 \qquad \text{(OK)}$$

On doit passer au calcul des flèches;

M_{ser} = 3.86 kN.m; A= 1.57cm^2

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h-y)^3\right] + \frac{(b-b_o)h_0^3}{12} + h_0(b-b_o)(y-h_0/2)^2 + 15A(y-d)^2$$

(Moment d'inertie de la section totale)

Avec : $Y = \dfrac{\frac{b_0.h^2}{2} + \frac{(b-b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0.h + (b-b_0).h_0 + 15A}$ (Position de l'axe neutre)

$\rho = \dfrac{A}{b_0 \cdot d}$; ρ = 0.73 % ⇒ β_1 = 0.876 (Tableau).

$\sigma_s = \dfrac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$ =155.92 MPa ;

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}};$$

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

$\lambda_v = \dfrac{2}{5}\lambda_i$ (Déformation de longue durée).

$$I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v \mu} \quad ; \quad I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i \mu}$$

Module de déformation longitudinal instantanée $E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}}$

Module de déformation longitudinale de longue durée $E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}}$

$$f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \quad \text{et} \quad f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i$$

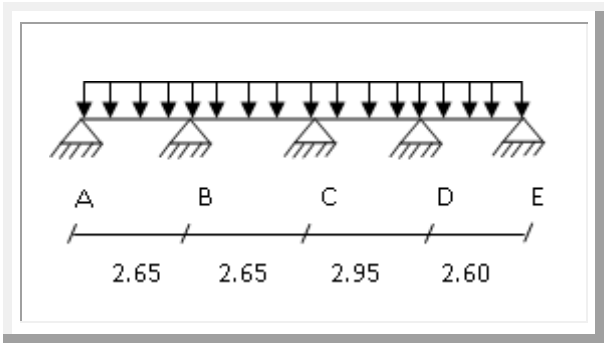
$$F_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{2950}{500} = 5.9 \text{ mm}$$

Tableau.III.6: Valeur de la flèche

A (cm²)	M_{ser} (KN.m)	ρ	σ_s (MPa)	μ	Y_G (cm)	I_0 (cm_4)
1.57	3.86	0.0073	155.92	0.45	10.78	34017.98
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	F_i (mm)	Fv (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
10590	18593.68	0.98	1.67	0.69	5.9	**Oui**

III .2-4.2/ Poutrelle à quatre travées

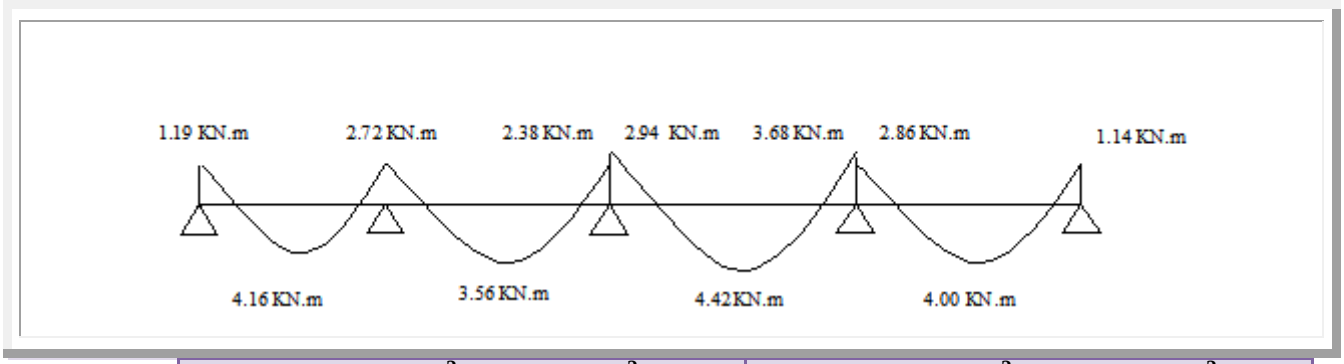
Les résultats sont résumés ci après



Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime :

Tableau III.7: Moments en appuis et en travées des poutrelles

	Terrasse	Etage courant



	G=6.6kN/m² ; Q=1 kN/m² **P_u = (1.35G+1.5Q) x 0.65** **= 6.767 kN/ml**				**G=6.2kN/m² ; Q=1.5 kN/m²** **P_u = (1.35G+1.5Q) x 0.65** **= 6.903 kN/ml**			
	$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.132$				$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.195$			
Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	A-B	B-C	C-D	D-E
M_0 (KNm)	5,94	5,94	7,36	5,72	6,06	6,06	7,51	5,83
M_w (KN.m)	1,19	2,97	2,94	2,86	1,21	3,03	3,00	2,92
M_e (KN.m)	2,97	2,38	3,68	1,14	3,03	2,42	3,75	1,17
M_{t1}≥	4,16	3,56	4,42	4,00	4,29	3,69	4,57	4,13
M_{t2}≥	3,68	3,09	3,83	3,54	3,81	3,21	3,97	3,67

Figure III.2.13**: Diagramme des moments des poutrelles de terrasse à l'état limite ultime.**

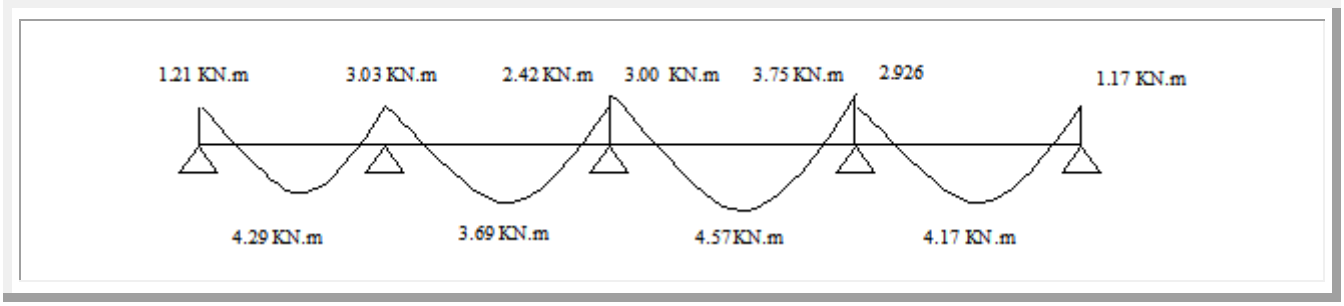


Figure III.2.14**: Diagramme des moments des poutrelles de l'étage courant à l'état limite ultime.**

Remarque: seules les valeurs maximums en travées et en appuis sont prises en compte.

a. <u>Calcul des armatures longitudinales</u>:

- **<u>En travées</u>**: M_t=4.57 KN.m

Position de l'axe neutre: $M_0=\overline{\sigma}_b \times h_0 \times b \times (d-\frac{h_0}{2})$ =59.07 KN.m

Avec σ_b = 14.2 MPa, h_0= 40mm, b= 650mm, d= 180mm.

M_0=59.07 KN.m > M_t=4.57 KN.m

L'axe neutre passe par la table de compression; donc le calcul d'armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime pour une section rectangulaire (b×h) = (65×20) cm^2

M_{tu} = 4.57 KN.m

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{4.57 \times 10^6}{14.2 \times 650 \times 180^2} = 0.015$$

$\mu = 0.015 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_s' = 0$ (armatures de compression) $\Rightarrow \beta = 0.992$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4.57 \times 10^6}{0.992 \times 180 \times 348} = 73.54 mm^2$$

On choisira: A_s= 2HA10=1.57 cm^2

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{20 \times 65}{1000} = 1.3\ cm^2 < A_t = 1.57\ cm^2 \qquad (OK)$$

- **<u>Aux appuis</u>**:

M_{ua} = -3.75 KN.m → le béton tendu se trouve dans la partie supérieure, donc le ferraillage se fait en flexion simple à l'état limite ultime pour une section rectangulaire (b×h) = (12×20) cm^2.

M_{au} = 3.75 KN.m

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{3.75 \times 10^6}{14.2 \times 120 \times 180^2} = 0.068$$

$\mu = 0.068 < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow A_s' = 0$ (armatures de compression) $\Rightarrow \beta = 0.965$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3.75 \times 10^6}{0.965 \times 180 \times 348} = 62.2 mm^2$$

On choisira: A_s= 1HA10= 0.78cm^2

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{12 \times 20}{1000} = 0.24\ cm^2 < A_t = 0.78\ cm^2 \qquad (OK)$$

Détermination des moments à l'Etat Limite service :

Tableau III.8: Moments en appuis et en travées des poutrelles

	Terrasse	**Etage courant**
	G=6.6kN/m2 ; Q=1 kN/m2 **P_s = (G+Q) x 0.65 = 4.94 kN/ml**	**G=6.2kN/m2 ; Q=1.5 kN/m2** **P_s = (G+Q) x 0.65 = 5.01 kN/ml**
	$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.132$	$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.195$

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	A-B	B-C	C-D	D-E
M_0 (KNm)	4,34	4,34	5,37	4,17	4,39	4,39	5,44	4,23
M_w (KN.m)	0,87	2,17	2,15	2,09	0,88	2,20	2,18	2,11
M_e (KN.m)	2,17	1,73	2,69	0,83	2,20	1,76	2,72	0,85
$M_{t1}\geq$	3,04	2,60	3,22	2,92	3,11	2,67	3,31	3,00
$M_{t2}\geq$	2,69	2,25	2,79	2,59	2,76	2,33	2,88	2,66

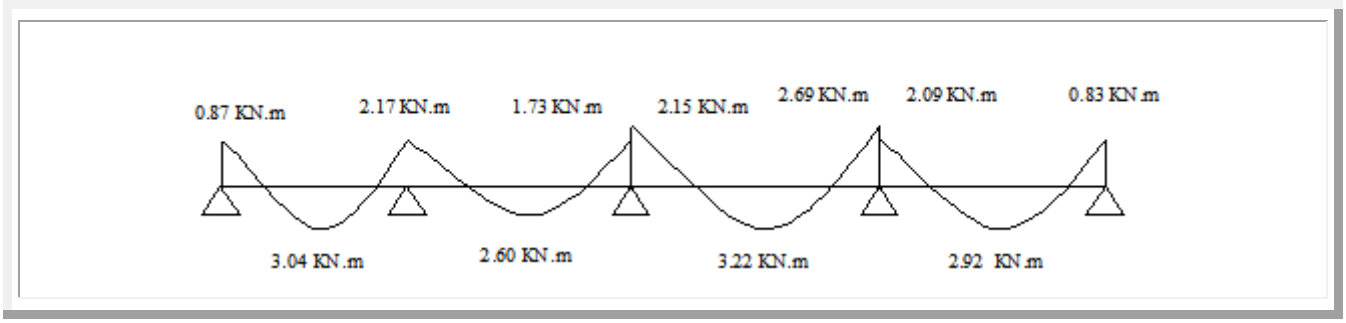


Figure III.2.16**: Diagramme des moments des poutrelles de terrasse à l'état limite de service.**

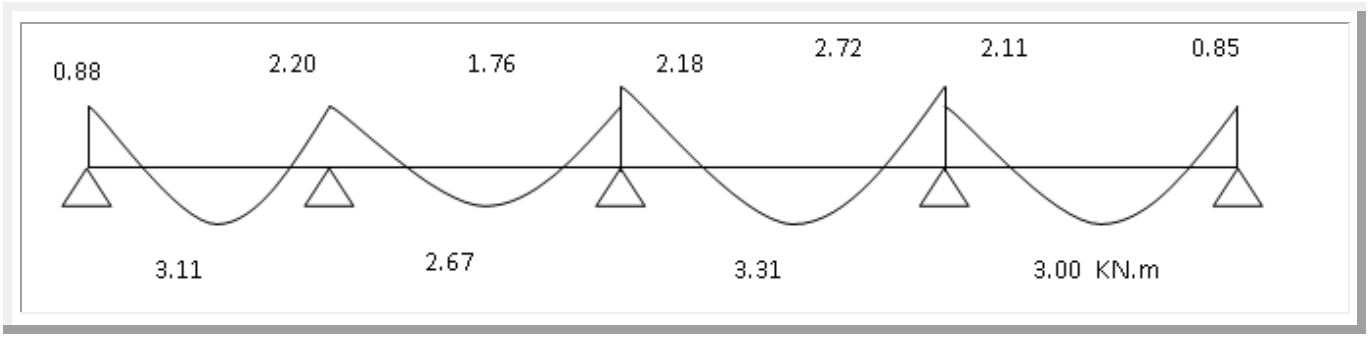


Figure III.2.15: **Diagramme des moments des poutrelles de l'étage courant à l'état limite de service.**

M^t_{ser} = 3.31 kN.m; M^a_{ser} = 2.72 kN.m

- **<u>En travées</u>**:

$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I}$, $\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$

M_{ser}= 3.31 kN.m, A_u = 1.57 cm^2, d=18cm.

<u>Calcul de y :</u>

b y_1^2 + 30 (A+A') y_1-30 (A'× c'+A×d) = 0 , (A_s' = 0)

65 y_1^2 + 47.1 y_1 - 847.8 = 0

$\Rightarrow y_1 = 3.26$ (Avec $y_1 \in [0, d[$)

$I_{xx'} = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A_s(d - y_1)^2 = 5867.31 cm^2$

$k = \frac{M_{ser}}{I_G} = \frac{3.31 \times 10^6}{5867.31 \times 10^4} = 0.056 \ N/mm^3$

σ_b = k.y_1 = 0.056×32.6= 1.84 MPa < $\overline{\sigma_b}$ = 15 MPa. (OK)

- **<u>aux appuis</u>**:

$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I}$, $\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$

M_{ser}= 2.72 kN.m, A_u = 0.78 cm^2, d=18cm.

<u>Calcul de y :</u>

b y_1^2 + 30 (A+A') y_1-30 (A'×c'+A×d) = 0, (A_s' = 0)

12 y_1^2 + 23.4 y_1 - 394.2 = 0

$\Rightarrow y_1 = 4.84$ (Avec: $y_1 \in [0, d[$)

$I_{xx'} = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A_s(d - y_1)^2 = 2479.79 cm2$

$k = \frac{M_{ser}}{I_G} = \frac{2.72 \times 10^6}{2349.72 \times 10^4} = 0.12 N/mm^3$

σ_b = k×y_1 = 0.12×4.84 = 0.58 MPa < $\overline{\sigma_b}$ = 15 MPa. (OK)

Conclusion: les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

Détermination des efforts tranchants à l'Etat Limite Ultime:

Tableau.III.9: Efforts tranchants des poutrelles.

	Terrasse				**Etage courant**			
Travées	A-B	B-C	C-D	D-E	A-B	B-C	C-D	D-E
T_0 (KN)	8,97	8,97	9,98	8,80	9,15	9,15	10,18	8,97
T_w (KN)	8,07	9,26	9,61	9,65	8,24	9,45	9,81	9,85
T_e (KN)	-9,86	-8,67	-10,35	-7,94	-10,06	-8,84	-10,56	-8,10

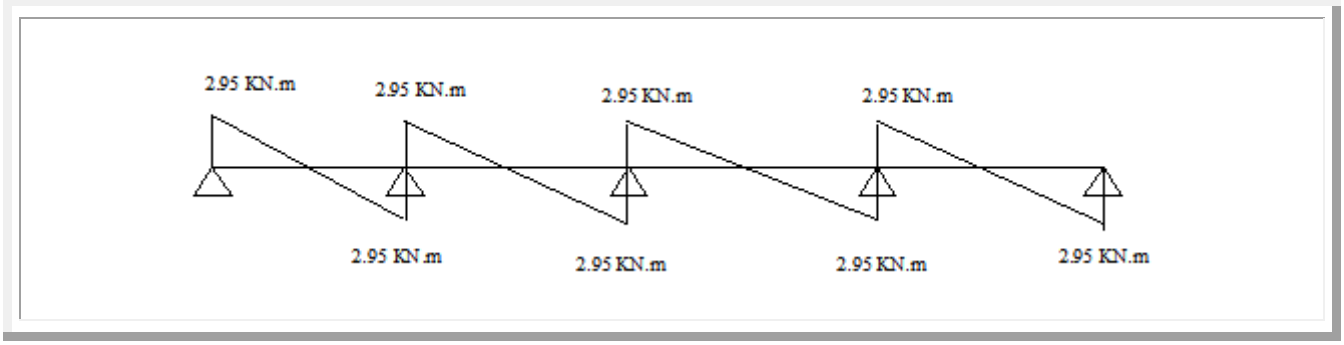


Figure III.2.16 : **Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'état limite ultime.**

$V_{u\,max}$ = 10.56 kN.

b. <u>Calcul des armatures transversales</u>:

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right] \rightarrow \phi \leq [5.71; 12; 10]$

On adopt: ϕ_t = 6mm.

$a_t = \frac{\pi \phi_t^2}{4} = 0.28cm^2$; $n_t = 2$.

$A_t = a_t.n_t = 0.56cm^2$

- ***<u>Espacement</u>:***

D'après CBA 93 : $\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \dfrac{\gamma(\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times K)}{0.9 \times f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$

- $S_t \leq min[0.9\,d\,,\,40\,cm] = 16.20cm$

On doit calculer l'espacement **:**

* $\dfrac{A_t}{b_0 \cdot \times S_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3\, f_{t28} \times k)}{0.9 \times f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$

Avec k = 1 (flexion simple) ; α = 90°.

D'OU $S_t \leq \dfrac{A_t \times 0.9 \times f_e}{\gamma_s(\tau_u - 0.3\, f_{t28} \times k) \times b_0}$ (*)

(*) $\Rightarrow S_t \leq \dfrac{0.56 \times 10^2 \times 0.9 \times 235}{1.15(0.56 - 0.3 \times 2.1) \times 120} = -1226.09$

Puisque la valeur de S_t<0 le béton seul peut résister au cisaillement dans ce cas les armatures transversale ne sont pas nécessaire

$\left(\dfrac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \dfrac{0.4 \times b_0}{f_e} = \dfrac{0.4 \times 12}{235} = 0.02\ cm$

Selon le R.P.A 99 [7.5.2.2]

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 : $\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \end{cases}$

$\dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times 12 = 0.036cm$

On adopte S_t = 15 cm

- ***Vérifications*:**

a) *vérification de l'effort tranchant*: *selon CBA A.5.1.1 [2]*

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{10.56 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.49\,MPa$$

On considère que la fissuration est peu nuisible

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa; 5MPa\right] = 3.33\,MPa$$

$$\tau_u = 0.49\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa \qquad \text{(OK)}$$

b) *vérification au voisinage de l'appui*:

Appui de rive: M_u = 3.31 kN.m > $0.9V_u d$= 1.71 kN.m

→Aucun prolongement à faire.

c) *vérification de la compression dans la bielle de béton*:

$$V_u \le 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0 \times a$$

$$a = Min\left[b - c - 2; 0.9d\right] = Min\left[65 - 2 - 2; 0.9 \times 18\right] = 16.20cm$$

$$\Rightarrow V_u = 10.56\ kN \le 0.4 \times \left(\frac{25}{1.5}\right) \times 120 \times 162 = 129.6\,kN \qquad \text{(OK)}$$

d) *vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis*:

$$\sigma_m = \frac{2V_u}{b_0 \times a} < 1.3\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_m = \frac{2\times10.56\times10^3}{120\times162} = 1.09\,MPa < 1.3\times\frac{25}{1.5} = 21.667\,MPa \qquad \text{(OK)}$$

$$A = 0.78\,cm^2 \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15\times10.56\times10^3}{400} = 0.30\ cm^2 \qquad \text{(OK)}$$

e) *<u>vérification de la flèche</u>*:

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps;

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{0.20}{2.95} = 0.068 > 0.044 \qquad \text{(OK)}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15}\frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.064 > \frac{4.57}{15\times7.51} = 0.041 \qquad \text{(OK)}$$

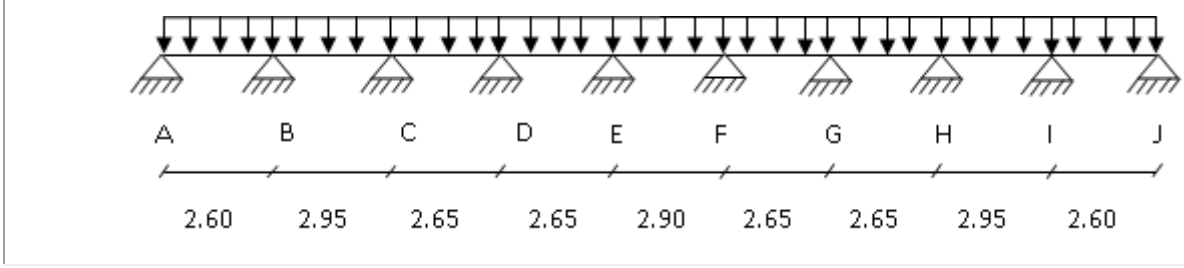
$$\frac{A}{b_0\times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{1.57}{12\times18} = 0.007 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \qquad \text{(OK)}$$

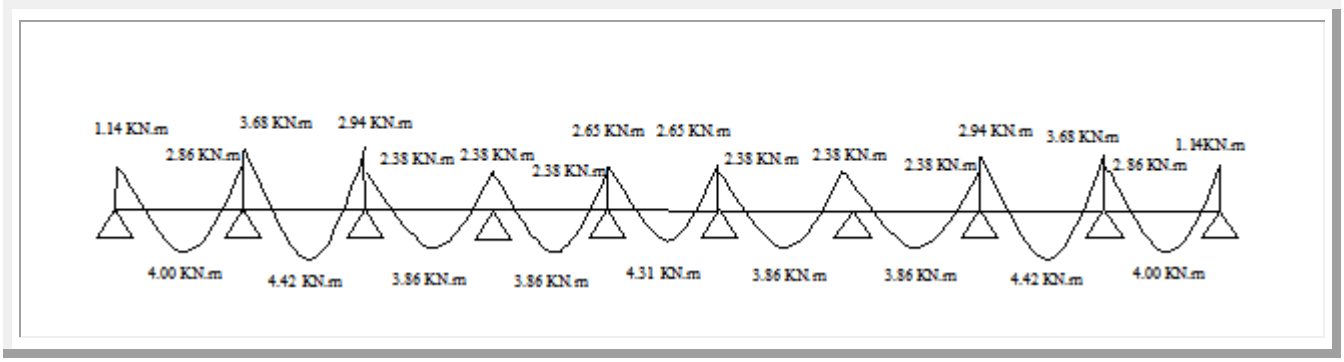
Tableau.III.10: Valeur de la flèche

A (cm²)	**M_{ser} (KN.m)**	**ρ**	**σ_s (MPa)**	**μ**	**Y_G (cm)**	**I_0 (cm^4)**
1.57	3.31	0.0073	133.71	0.388	10.78	34017.98
I_{fi} (cm^4)	**I_{fv} (cm^4)**	**F_i (mm)**	**F_v (mm)**	**ΔF (mm)**	**F_{adm} (mm)**	**$\Delta F < F_{adm}$**
11750.82	19978.53	0.76	1.33	0.57	5.9	**Oui**

<u>III- 2-4.3/ Poutrelle à neufs travées</u>

Les résultats sont résumés ci après





Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime :

Tableau III.11: Moments en appuis et en travées des poutrelles

	Terrasse								
	G=6.6kN/m² ; Q=1 kN/m²								
	P_u = (1.35G+1.5Q) x 0.65 = 6.77 kN/ml								
	$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.13$								
Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H	H-I	I-J
(M_0(KN.m)	5,72	7,36	5,94	5,94	6,63	5,94	5,94	7,36	5,72
(M_w(KN.m)	1,14	3,68	2,38	2,38	2,65	2,38	2,38	2,94	2,86
(M_e(KN.m)	2,86	2,94	2,38	2,38	2,65	2,38	2,38	3,68	1,14
M_{t1}≥	4,00	4,42	3,86	3,86	4,31	3,86	3,86	4,42	4,00
M_{t2}≥	3,54	3,83	3,09	3,09	3,45	3,09	3,09	3,83	3,54

Tableau III.12: Moments en appuis et en travées des poutrelles

Etage courant

Figure III.2.17**: Diagramme des moments des poutrelles de la terrasse à l'état limite ultime.**

	G=6.2kN/m² ; Q=1.5 kN/m²								
	P_u = (1.35G+1.5Q) x 0.65 = 6.90 kN/ml								
	$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.19$								
Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H	H-I	I-J
(M_0(KN.m)	5,83	7,51	6,06	6,06	6,76	6,06	6,06	7,51	5,83
(M_w(KN.m)	1,17	3,75	2,42	2,42	2,71	2,42	2,42	3,00	2,92
(M_e(KN.m)	2,92	3,00	2,42	2,42	2,71	2,42	2,42	3,75	1,17
M_{t1}≥	4,13	4,57	3,99	3,99	4,45	3,99	3,99	4,57	4,13
M_{t2}≥	3,67	3,97	3,21	3,21	3,58	3,21	3,21	3,97	3,67

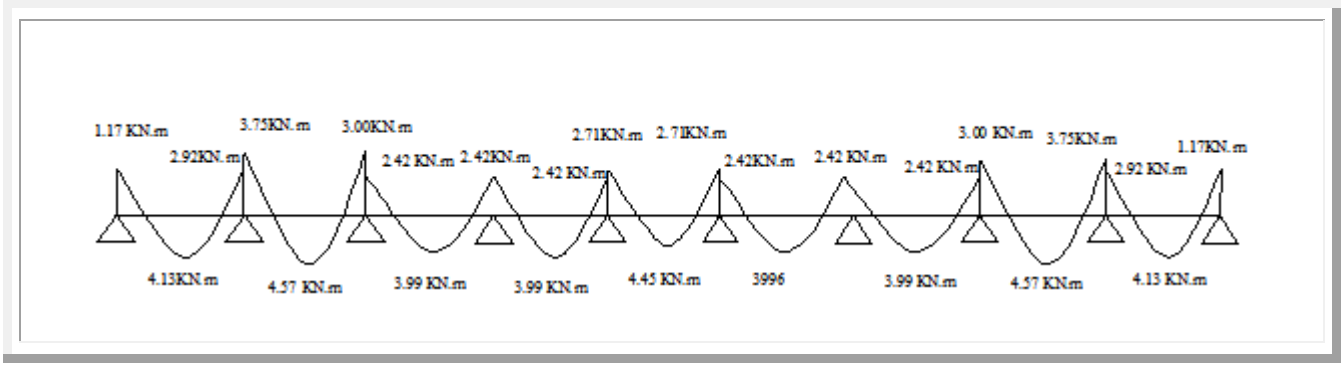


Figure III.2.19**: Diagramme des moments des poutrelles de l'étage courant à l'état limite ultime.**

Remarque: seules les valeurs maximums en travées et en appuis sont prises en compte.

a. <u>Calcul des armatures longitudinales</u>:

- **<u>En travées</u>**: M_t=4.57 KN.m

Position de l'axe neutre: $M_0 = \overline{\sigma}_b \times h_0 \times b \times (d - \frac{h_0}{2})$ =59.07 KN.m

Avec σ_b = 14.2 MPa, h_0= 40mm, b= 650mm, d= 180mm.

M_0=59.07 KN.m > M_t=4.57 KN.m

L'axe neutre passe par la table de compression; donc le calcul d'armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime pour une section rectangulaire

(b×h) = (65×20) cm^2

M_{tu} = 4.57 KN.m

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{4.57 \times 10^6}{14.2 \times 650 \times 180^2} = 0.015$$

$\mu = 0.015 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_s' = 0$ (armatures de compression)

$\Rightarrow \beta = 0.992$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4.57 \times 10^6}{0.992 \times 180 \times 348} = 73.54 mm^2$$

On choisira: A_s= 2HA10=1.57 cm^2

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{20 \times 65}{1000} = 1.3\ cm^2 < A_t = 1.57\ cm^2 \qquad (OK)$$

- **<u>Aux appuis</u>**:

M_{ua} = -3.75 KN.m → le béton tendu se trouve dans la partie supérieure, donc le ferraillage se fait en flexion simple à l'état limite ultime pour une section rectangulaire (b×h) = (12×20) cm^2.

M_{au} = 3.75 KN.m

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{3.75 \times 10^6}{14.2 \times 120 \times 180^2} = 0.068$$

$\mu = 0.068 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_s' = 0$ (armatures de compression)

$\Rightarrow \beta = 0.965$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3.75 \times 10^6}{0.965 \times 180 \times 348} = 62.2 mm^2$$

On choisira: A_s= 1HA10= 0.78cm^2

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{12 \times 20}{1000} = 0.24\ cm^2 < A_t = 0.78\ cm^2 \qquad (OK)$$

Détermination des moments à l'Etat Limite de service :

Tableau III.13: Moments en appuis et en travées des poutrelles

	Terrasse								
	G=6.6kN/m^2 ; Q=1 kN/m^2								
	Ps = (G+Q) x 0.65 =4.94 kN/ml								
	$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.13$								
Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H	H-I	I-J
(M_0(KN.m)	4,17	5,37	4,34	4,34	4,84	4,34	4,34	5,37	4,17
M_w(KN.m)	0,83	2,69	1,73	1,73	1,94	1,73	1,73	2,15	2,09
(M_e(KN.m)	2,09	2,15	1,73	1,73	1,94	1,73	1,73	2,69	0,83
M_{t1}≥	2,92	3,22	2,82	2,82	3,15	2,82	2,82	3,22	2,92
M_{t2}≥	2,59	2,79	2,25	2,25	2,52	2,25	2,25	2,79	2,59

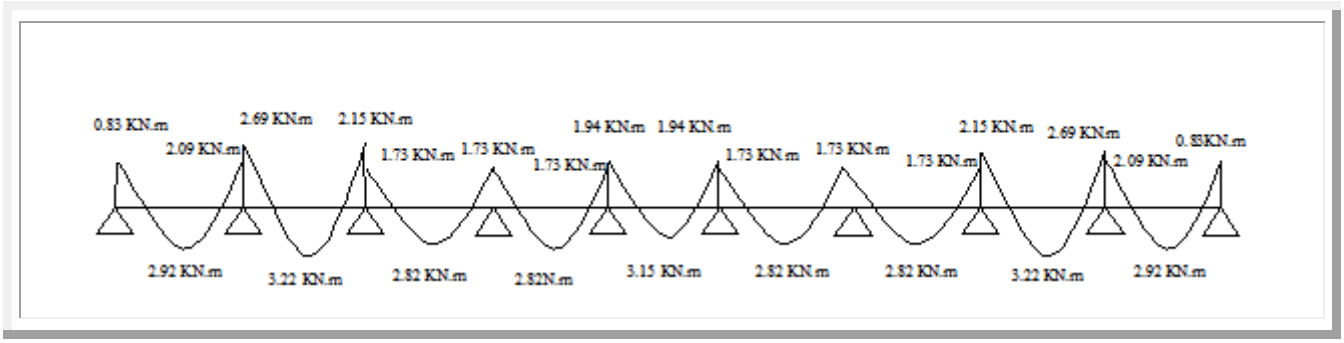


Figure III.2.19**: Diagramme des moments des poutrelles de terrasse à l'état limite ultime.**

Tableau III.14: Moments en appuis et en travées des poutrelles

	Etage courant								
	G=6.2kN/m^2 ; Q=1.5 kN/m^2								
	Ps = (G+Q) x 0.65 = 5.01 kN/ml								
	$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.19$								
Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H	H-I	I-J
(M_0(KN.m)	4,23	5,44	4,39	4,39	4,90	4,39	4,39	5,44	4,23
M_w(KN.m)	0,85	2,72	1,76	1,76	1,96	1,76	1,76	2,18	2,11
M_e(KN.m)	2,11	2,18	1,76	1,76	1,96	1,76	1,76	2,72	0,85
M_{t1}≥	3,00	3,31	2,89	2,89	3,23	2,89	2,89	3,31	3,00
M_{t2}≥	2,66	2,88	2,33	2,33	2,60	2,33	2,33	2,88	2,66

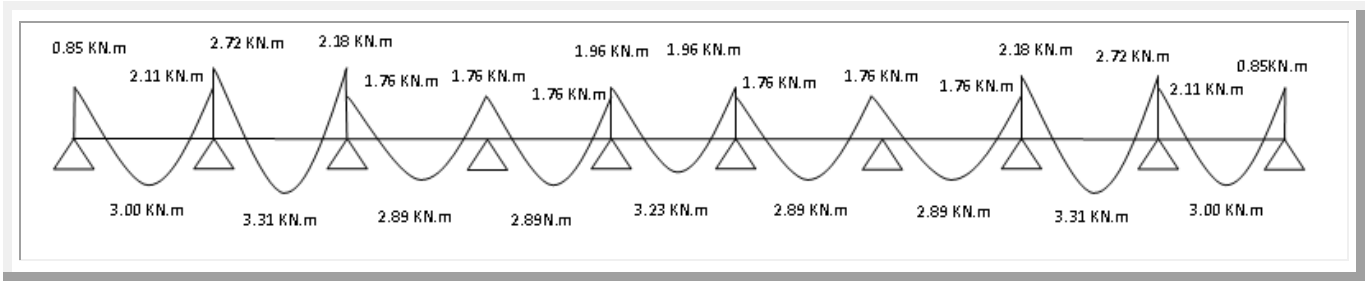


Figure III.2.20**: Diagramme des moments des poutrelles de l'étage courant à l'état limite ultime.**

M^t_{ser} = 3.31 kN.m; M^a_{ser} = 2.72 kN.m

- **<u>En travées</u>**:

f_{c28}= 25 MPa.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I} \ , \ \overline{\sigma_b} = 0 \times 6 f_{c28} = 15MPa$$

M_{ser}= 3.31 kN.m, A_u = 1.57 cm^2, d=18cm.

Calcul de y :

On a :

$b\, y_1^2 + 30\,(A+A')\, y_1 - 30\,(A' \times c' + A \times d) = 0$, ($A_s' = 0$)

$65\, y_1^2 + 47.1\, y_1 - 847.8 = 0$

$\Rightarrow y_1 = 3.26$ (Avec $y_1 \in [0, d[$)

$$I_{xx'} = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 A_s (d - y_1)^2 = 5867.31 cm^2$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I_G} = \frac{3.31 \times 10^6}{5867.31 \times 10^4} = 0.056 \ N/mm^3$$

σ_b = k×y_1 = 0.056×32.6= 1.84 MPa < $\overline{\sigma_b}$ = 15 MPa. (OK)

- **aux appuis**:

f_{c28}= 25 MPa.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I} \ , \ \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$$

M_{ser}= 2.72 kN.m ; A_u = 0.78 cm^2 ; d=18cm.

Calcul de y :

On a :

$b\, y_1^2 + 30\,(A+A')\, y_1 - 30\,(A' \times c' + A \times d) = 0$, ($A_s' = 0$)

$12\, y_1^2 + 23.4\, y_1 - 394.2 = 0$

$\Rightarrow y_1 = 4.84$ (Avec: $y_1 \in [0, d[$)

$$I_{xx'} = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 A_s (d - y_1)^2 = 2479.79 cm^2$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I_G} = \frac{2.72 \times 10^6}{2349.72 \times 10^4} = 0.12 N/mm^3$$

$\sigma_b = k \times y_1 = 0.12 \times 4.84 = 0.58$ MPa < $\overline{\sigma_b}$ = 15 MPa. (OK)

Conclusion: les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

Détermination des efforts tranchants à l'Etat Limite Ultime:

Tableau.III.15: Efforts tranchants des poutrelles.

	Terrasse								
Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H	H-I	I-J
T_0(KN.m)	8,80	9,98	8,97	8,97	9,47	8,97	8,97	9,98	8,80
T_w(KN.m)	7,94	10,35	8,97	8,97	9,47	8,97	8,97	9,61	9,65
T_e(KN.m)	-9,65	-9,61	-8,97	-8,97	-9,47	-8,97	-8,97	-10,35	-7,94

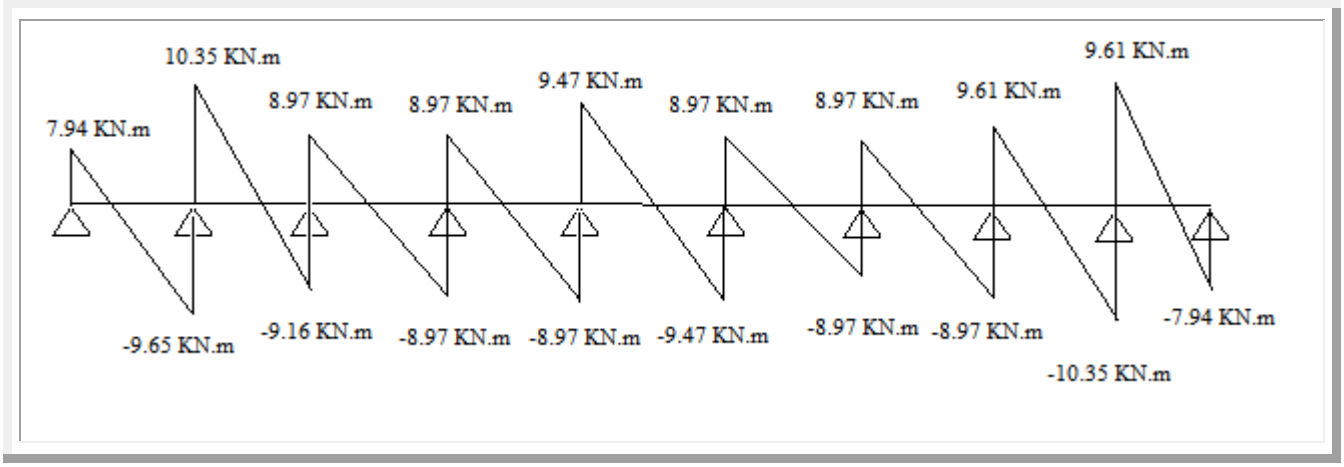


Figure III.2.21**: Diagramme des efforts tranchants des poutrelles de terrasse à l'état limite ultime.**

Tableau III.16: Moments en appuis et en travées des poutrelles

	Etage courant								
Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H	H-I	I-J
T_0(KN.m)	8,97	10,18	9,15	9,15	9,66	9,15	9,15	10,18	8,97
T_w(KN.m)	8,10	10,56	9,15	9,15	9,66	9,15	9,15	9,81	9,85
T_e(KN.m)	-9,85	-9,81	-9,15	-9,15	-9,66	-9,15	-9,15	-10,56	-8,10

$V_{u\,max}$ = 10.56 kN.

b. <u>Calcul des armatures transversales</u>:

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right] \rightarrow \phi \leq [5.71; 12; 10]$

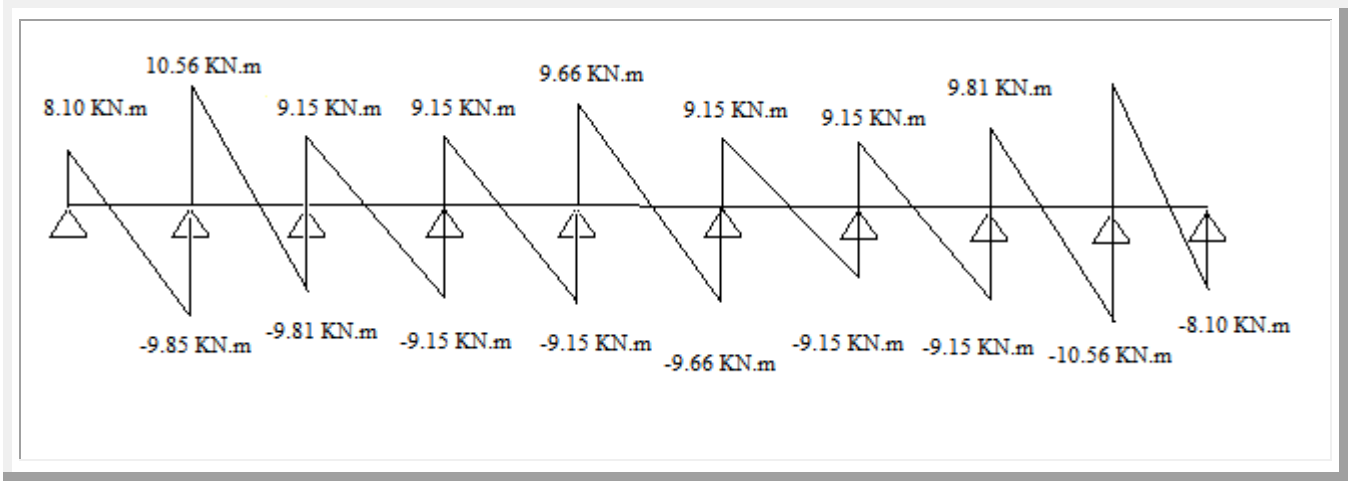
On adopt: ϕ_t = 6mm.

$a_t = \frac{\pi\phi_t^2}{4} = 0.28cm^2$; $n_t = 2$.

Figure III.2.22**: Diagramme des efforts tranchants des poutrelles de l'étage courant à l'état limite ultime.**

$A_t = a_t.n_t = 0.56cm^2$

- ***<u>Espacement</u>:***



-

D'après CBA 93 : $\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \dfrac{\gamma(\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times K)}{0.9 \times f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$

- $S_t \leq min[0.9\,d\,,\,40\,cm] = 16.20cm$

On doit calculer l'espacement **:**

* $\dfrac{A_t}{b_0 \cdot \times S_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3\, f_{t28} \times k)}{0.9 \times f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$

Avec k = 1 (flexion simple) ; α = 90°.

D'OU $S_t \leq \dfrac{A_t \times 0.9 \times f_e}{\gamma_s(\tau_u - 0.3\, f_{t28} \times k) \times b_0}$ (*)

(*) $\Rightarrow S_t \leq \dfrac{0.56 \times 10^2 \times 0.9 \times 235}{1.15(0.56 - 0.3 \times 2.1) \times 120} = -1226.09$

Puisque la valeur de S_t<0 le béton seul peut résister au cisaillement dans ce cas les armatures transversale ne sont pas nécessaire

$\left(\dfrac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \dfrac{0.4 \times b_0}{f_e} = \dfrac{0.4 \times 12}{235} = 0.02\ cm$

Selon le R.P.A 99 [7.5.2.2]

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 : $\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \end{cases}$

$\dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times 12 = 0.036cm$

On adopte S_t = 15 cm

- ***Vérifications:***

a) *vérification de l'effort tranchant:* *selon CBA A.5.1.1 [2]*

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{10.56 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.49\,MPa$$

On considère que la fissuration est peu nuisible

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa; 5MPa\right] = 3.33\,MPa$$

$$\tau_u = 0.49\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa \qquad \text{(OK)}$$

b) *vérification au voisinage de l'appui*:

Appui de rive: M_u = 3.31 kN.m > $0.9V_u \times d$= 1.71 kN.m

→Aucun prolongement à faire.

c) *vérification de la compression dans la bielle de béton*:

$$V_u \le 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0 \times a$$

$$a = Min[b - c - 2; 0.9d] = Min[65 - 2 - 2; 0.9 \times 18] = 16.20cm$$

$$\Rightarrow V_u = 10.56\ kN \le 0.4 \times \left(\frac{25}{1.5}\right) \times 120 \times 162 = 129.6\,kN \qquad \text{(OK)}$$

d) *vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis*:

$$\sigma_m = \frac{2V_u}{b_0 \times a} < 1.3\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_m = \frac{2\times 10.56\times 10^3}{120\times 162} = 1.09\,MPa < 1.3\times\frac{25}{1.5} = 21.667\,MPa \qquad \text{(OK)}$$

$$A = 0.78\,cm^2 \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15\times 10.56\times 10^3}{400} = 0.30\ cm^2 \qquad \text{(OK)}$$

e) *vérification de la flèche*:

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps;

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{0.20}{2.95} = 0.068 > 0.044 \qquad \text{(OK)}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15}\frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.064 > \frac{4.57}{15\times 7.51} = 0.041 \qquad \text{(OK)}$$

$$\frac{A}{b_0\times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{1.57}{12\times 18} = 0.007 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \qquad \text{(OK)}$$

Tableau.III.17: Valeur de la flèche

A (cm²)	**M_{ser} (KN.m)**	**ρ**	**σ_s (MPa)**	**μ**	**Y_G (cm)**	**I_0 (cm^4)**
1.57	3.31	0.0073	133.71	0.388	10.78	34017.98
I_{fi} (cm^4)	**I_{fv} (cm^4)**	**F_i (mm)**	**F_v (mm)**	**ΔF (mm)**	**F_{adm} (mm)**	**$\Delta F < F_{adm}$**
11750.82	19978.53	0.76	0.45	0.27	5.9	**Oui**

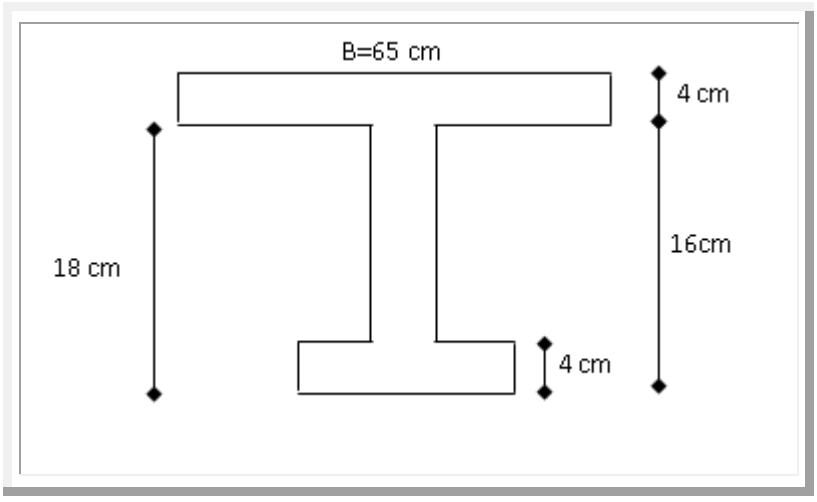


Fig. III-2.23: **schéma statique de poutrelle.**

III- 2-5/Ferraillage de la dalle de compression: [1]

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; On prévoit un ferraillage en quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser:

- 20 cm [5 p.m (barres par mètre)] pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).
- 33 cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

$50\,cm < L = 65\,cm < 80\,cm$

$A_{\perp}$: armatures ($\perp$) aux poutrelles.

$A_{//}$: armatures (//) aux poutrelles.

$$A_{\perp} \geq 0.02 \times L \times \frac{200}{f_e} = \frac{4 \times L}{f_e}$$

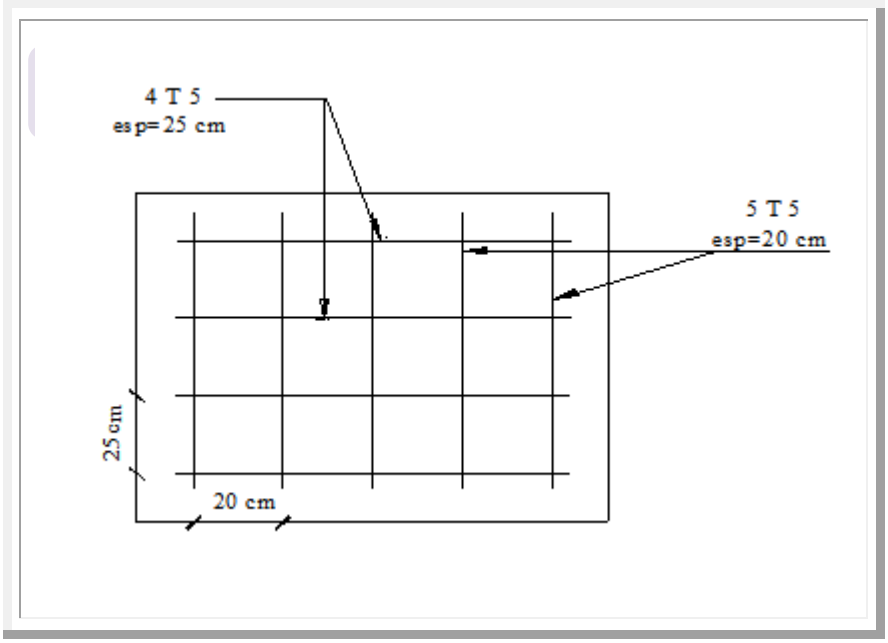
$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

Généralement les tables de compression sont ferraillées en treillis soudées soit le TLE 500 ou TLE 520, dans notre cas on considère le TLE 520.

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5\,cm^2/ml$$

On choisira: $A_{\perp} = 5\varphi 5 = 0.98\,cm^2$

esp = 20 cm.



$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.5\,cm^2$$

On choisira: $A_{//} = 4\varphi 5 = 0.78\,cm^2$

esp = 25 cm.

III .3/ Escalier :

III.3.1 / Introduction :

La circulation verticale dans une construction se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur.

III.3.2 /Terminologie :

Un escalier se compose d'un certain nombre de ***marches,*** on appelle ***emmarchement*** la longueur de ces marches, la largeur d'une marche « g » s'appelle ***le giron,*** « h » est la longueur d'une marche, le plafond qui monte sous les marches s'appelle ***paillasse***, la partie verticale d'une marche s'appelle ***contre marche***. L***a ligne de foulée*** est la courbe décrite par une personne gravissant l'escalier,

A chaque étage, l'escalier aboutit a un ***palier d'arrivée***, qui est en même temps ***palier de d'épart*** de deuxième volé vers l'étage au dessus.

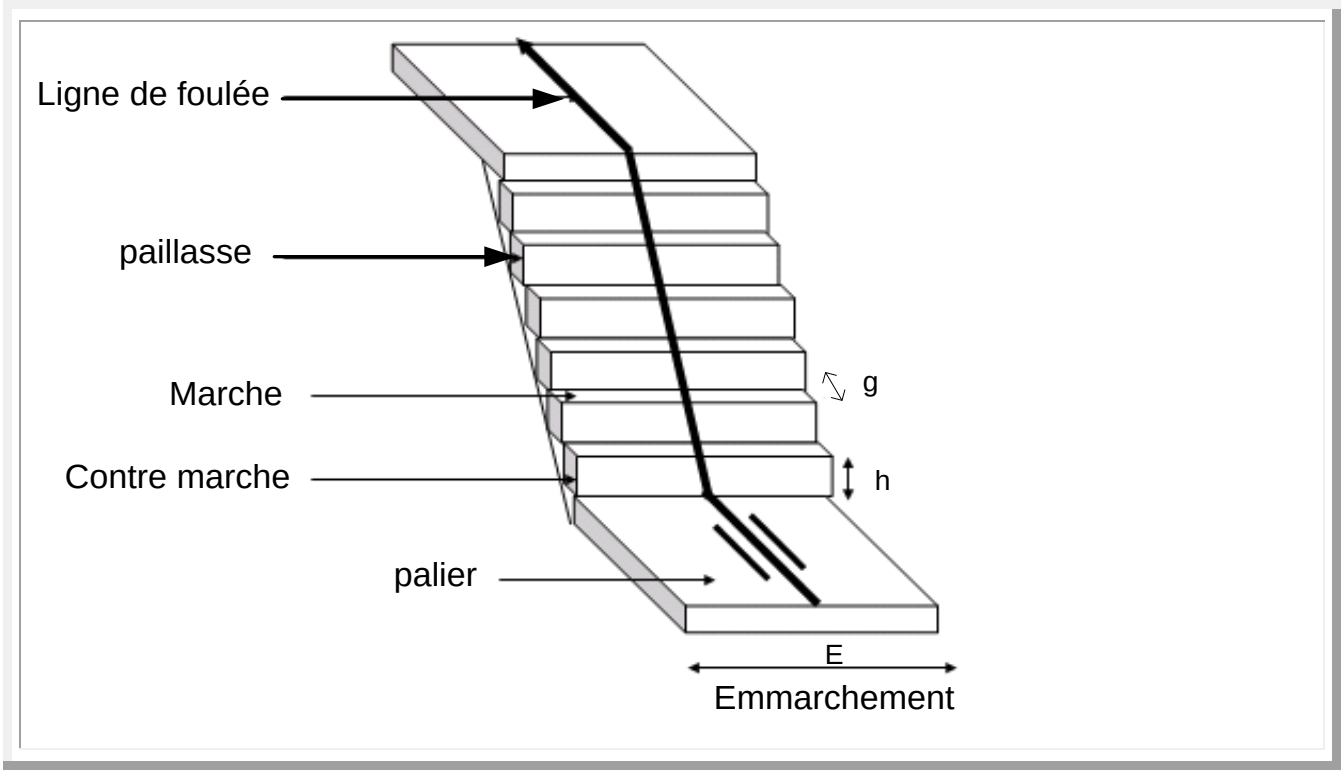


Fig. III-3.1: **Représentation d'un escalier.**

III .3.3/Dimensionnement:

Pour les dimensions des marches "g" et les contres marches "h" on utilise généralement la formule de BLONDEL: $59\,cm \le g + 2h \le 66\,cm$

Il porte un palier et une paillasse.

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

n: nombre de contres marches.

(n-1): nombre de marches.

$$x = g + 2h \Rightarrow 2H\ (n-1) + n \times L = x \times n \times (n-1)$$

On pose :

$$x \times n^2 - (x + 2H + L)\ n + 2H = 0 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (*)$$

Pour la formule générale (*): $59\,cm \le g + 2h \le 64\,cm$ on prend

g+2h = 64 m.

$$64\ n^2 - (64 + 2 \times 153 + 270)\ n + 2 \times 153 = 0$$

$$64\ n^2 - 610\ n + 306 = 0$$

$$\Rightarrow n = 9$$

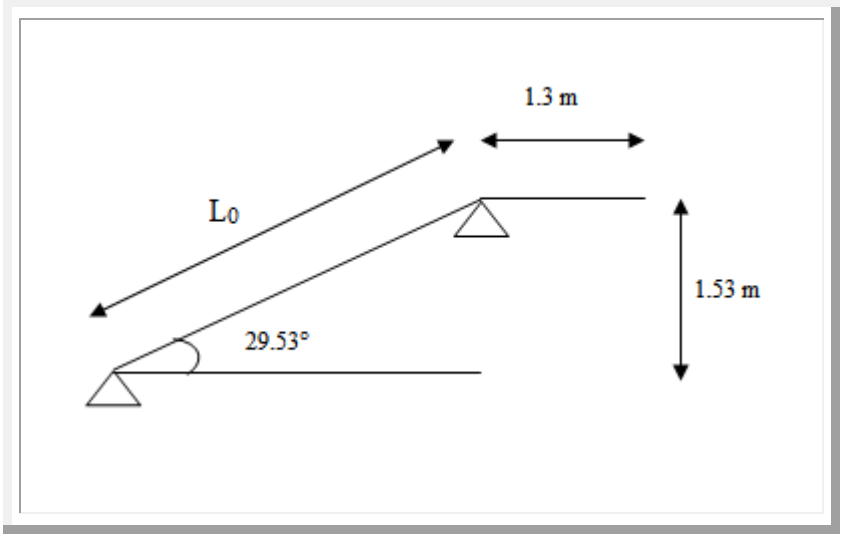


Fig. III-3.2: **Modélisation d'escalier**

Nombre de marches: n - 1 = 9

Nombre de contres marches: n = 10

Hauteur de la marche: $h = \frac{H}{n} = \frac{153}{10} = 15.3\ cm$

Le giron: $g = \frac{H}{n-1} = \frac{270}{9} = 30\ cm$

Vérification de la formule de blondel

$$59cm \leq g + 2h = 60.6cm \leq 66cm$$

Vérification d'inclinaison α :

$$\alpha = 29.538° \Rightarrow tg\ \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{270} = 0.567$$

Longueur de la paillasse e_p : ***L_0=3.10 m***

$$L_{total} = 3.10 + 1.3 = 4.4m = 440cm$$

Dans le cas d'une dalle portant sur deux cotés, on a :

$$\frac{L_{total}}{30} \leq e_p \leq \frac{L_{total}}{20} \Rightarrow 14.67\ cm \leq e_p \leq 22\ cm$$

On adoptera **: e_p = 16 cm**

III .3.4/<u>Evaluation des charges et surcharges</u> :

A- charges permanentes:

Tableau III.3.1: Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur	Poids volumique (KN/m²) [4]	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	**0.44**
2	Lit de sable	0.03	18	**0.54**
3	Mortier de pose	0.02	20	**0.40**
4	Poids propre du palier	0.16	25	**4**
5	Enduit plâtre	0.02	20	**0.36**
Charge permanente				**5.74**

Tableau III.3.2: Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier

N°	**Composants**	**Epaisseur (m)**	**Poids volumique (KN/m²) [4]**	**Poids surfacique (KN/m²)**
1	Carrelage	0.02		**0.44**
2	Lit de sable	0.03	18	**0.36**
3	Mortier de pose	0.02	20	**0.40**
4	Poids propre de la paillasse	0.16 / cos α	25	**4.746**
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	**2.125**
6	Enduit plâtre	0.02	18	**0.36**
Charge permanente				**8.431**

B- Surcharge d'exploitation :

$Q = 2.5KN/m^2$

III .3.5/<u>Détermination des efforts :</u>

A l'E.L.U: $P_u = 1.35\ G + 1.5\ Q$

A l'E.L.S: $P_{ser} = G + Q$

Tableau III.3.3: Combinaison des charges de l'escalier

	G (KNm)	**Q (KNm)**	**P_u (KNm)**	**P_{ser} (KNm)**
Palier	5.74	2.5	11.499	8.24
Paillasse	8.431	2.5	15.131	10.931

a- A l'E.L.U:

Les réactions d'appuis:

$\sum F = 0$

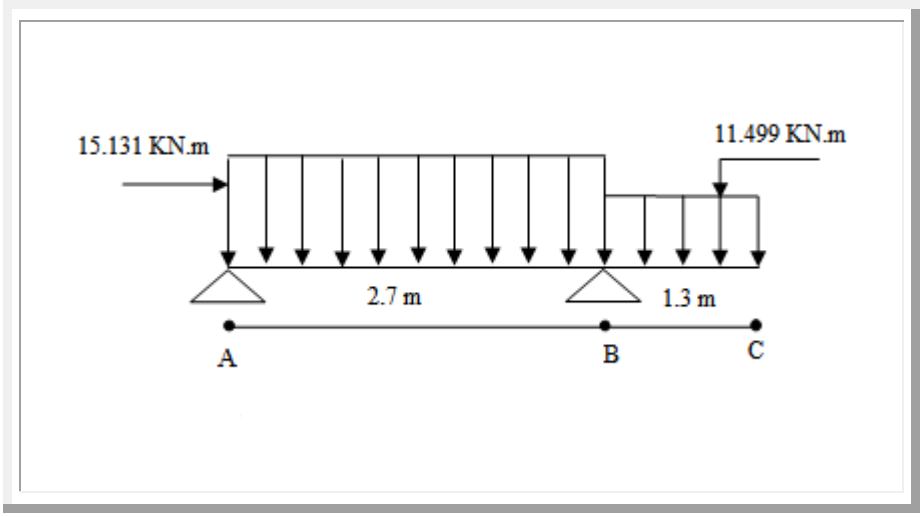
R_a+R_b- (11.499 x 1.30) – (15.131 x 2.7) = 0

R_a+R_b = 55.8024

$\sum M/A = 0$

R_b x 2.7 – 11.499 x $(1.3)^2/2$+2.7 – 15.131 x $(2.\ 7)^2/2$ = 0

R_a = 16.32 KN et R_b = 38.97 KN



Tronçon AC (0 ≤ x ≤ 2.7)

Moment fléchissant M(x) = 38.97x – $15.131x^2/2$

Effort tranchant**:** T(x) = -15.131x+ 38.97

M(0) = 0 ; T(0) = 38.97Kn

Tronçon BC (0 ≤ x ≤ 1.3)

Moment fléchissant **:** M(x) = 16.83 x – $11.499x^2/2$

Effort tranchant**:** $\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = -11.499x+16.83$

M(0) = 0 ; T(0) = 16.83 T(x) = 0 ⟹ x = 2.57m M (2.57) =50.18KN.m

Donc **:**

M_t = 0.85 x 50.18 =42.653 KN.m

M_a = 0.50 x 50.18= 25.09KN.m

T = 38.97KN.

b-**A l'E.L.S :**

$\sum F = 0$

$\sum M/A = 0$

Donc **R_a = 14.64KN** **et** **R_b = 25.57KN**

Tronçon AB (0 ≤ x ≤ 2.70)

Moment fléchissant $M(x) = 25.57x - 10.931x^2/2$

Effort tranchant**:** $T(x) = -10.931x + 25.57$

$M(0) = 0$; $T(0) = 25.57$

Tronçon BC (0 ≤ x ≤ 1.30)

Moment fléchissant **:** $M(x) = 14.64x - 8.24x^2/2$

Effort tranchant**:** $\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = -8.24x + 14.64$

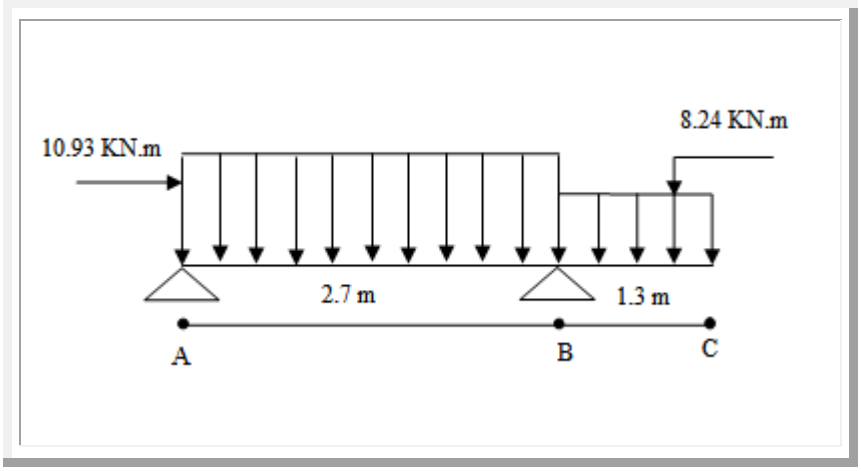
$M(0) = 0$; $T(0) = 14.64$ $T(x) = 0 \Longrightarrow$ $x = 2.34$ m $M(2.34) = 29.91$KN.m

Donc **:**

M_t = 0.85 x 29.91 = 25.4235KN.m

M_a = 0.50 x 29.91 = 14.955KN.m

T = 25.57KN



III.3.6 Calcul du ferraillage :

$f_e = 400MPa$; $\gamma_s = 1.15$; $\overline{\sigma_s} = 348$ Acier :

$f_{c28} = 25MPa$; $f_{t28} = 2.1$; $\gamma = 1.5$ Béton

$\overline{\sigma_{bc}} = 14.2MPa$; $b = 100cm$; $h = 16cm$ $d = 14cm$; $c = 2cm$

Le moment en travée : M_t^{max} = 32.1524 KN.m

Le moment max aux appuis : M_a^{max} = 18.913 KN.m

Tableau III.3.4 : les résultats de la flexion simple.

	M_u(KN.m)	**d(cm)**	**μ**	**β**	**A_{cal} (cm^2/ml)**	**$A_{choisit}$(cm^2)**	$A_r = \frac{A}{4}(cm^2)$	**A_r choisit(cm^2)**
En travée	42.653	14	0.115	0.916	9.55	9T12=10.18	2.54	**6T8=3.01**
Aux appuis	25.09	14	0.090	0.953	5.40	5T12=5.65	1.35	**3T8=1.50**

Avec $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \overline{\sigma_{bc}}}$; $A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$

	M_{ser}(kn.m)	**d(cm)**	**μ**	**B**	**A_{cal} (cm^2/ml)**	**$A_{choisit}$(cm^2)**	$A_r = \frac{A}{4}(cm^2)$	**A_r choisit(cm^2)**
En travée	25.42	14	0.102	0.946	5.51	5T12=5.65	1.41	**3T8=1.5**
Aux appuis	14.95	14	0.054	0.972	3.15	5T10=3.92	0.98	**2T8=1.00**

Avec $\mu = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma_{bc}}}$; $A = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times \sigma_s}$

Condition de non fragilité :

$$A \geq A_{\min} = \frac{B}{1000} = 16 \ cm^2$$

Le choix :

En travée : $A = 9.55\,cm^2 \geq A_{\min} = \frac{100 \times 16}{1000} = 1.60\,cm^2$

En appuis : $A = 5.40\,cm^2 \geq A_{\min} = \frac{100 \times 16}{1000} = 1.60\,cm^2$

Armature de répartition : $A_r = \frac{A}{4}$

En travée : $A_r = 6T8 = 3.01\ cm^2$

Aux appuis : $A_r = 3T8 = 1.50\ cm^2$

Condition d'espacement :

Pour les armatures longitudinales :

$$S_t \leq S_{t.adm} = Min\ [3h = 48cm\ ;\ 33cm] = 33cm \quad S_t = 25cm < 33cm$$

Pour les armatures transversales :

$$S_t \leq S_{t.adm} = Min\ [4h = 64cm\ ;\ 45cm] = 45cm \quad S_t = 35cm < 45cm$$

Vérification de l'effort tranchant: [2]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{1.5} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16\,MPa$$

$$\tau_u = \frac{38.97 \times 10^3}{1000 \times 140} = 0.278\,MPa$$

$$\tau_u = 0.278\,MPa \leq \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa \quad \text{Donc} \quad (c.v)$$

III.3.7. Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition:

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\,MPa$$

En travées:

A = 5.65 cm²

$M_{ser} = 25.42\,\text{KN.m}$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

Cherchons la position de l'axe neutre " y ".

On a: $50y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 4.09\text{cm}$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A'(y - c')^2 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 10604.18\text{cm}^4$$

$\sigma_b = \dfrac{25.42 \times 10^6}{10604.18 \times 10^4} \times 40.9 = 9.80$ MPa D'où:

$\sigma_b = 9.80\,\text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15\,\text{MPa}$ (c.v)

En appuis:

y = 3.5119 cm A = 3.92cm²

$M_{ser} = 14.95\,\text{KN.m}$ I = 2058.54 cm²

$\sigma_b = \dfrac{14.95 \times 10^6}{2058.54 \times 10^4} \times 35.119 = 6.63\ MPa$

$\sigma_b = 6.63\,\text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15\,\text{MPa}$ (c.v)

III.3.8 Vérification de la flèche

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions ci-après sont vérifiées:

1• $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{20} \times \dfrac{M_t}{M_o} \rightarrow \dfrac{16}{440} = 0.036 \geq \dfrac{42.65}{20 \times 50.18} = 0.042$ (*c.n.v*)

2• $\dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{1}{20} \times \dfrac{1}{16} \Rightarrow 0.036 \geq 0.0031$ (*c.v*)

3• $\dfrac{A}{b_0.d} \leq \dfrac{2}{f_e} \rightarrow \dfrac{5.65}{100 \times 14} = 0.0040 \leq \dfrac{2}{400} = 0.005$ (*c.v*)

Ainsi on doit procéder à la vérification de la flèche

III.3.9/Calcul de la flèche: **[2]**

Le calcul de la flèche se fait à l'aide des formules indiquées par le règlement CBA93, la flèche maximale sous charges instantanées.

$$f_i = \frac{M \times L^2}{10E_i \times I_{fi}}$$

La valeur de la flèche maximale sous les charges à langue durée d'application:

$$f_v = \frac{M \times L^2}{10E_v \times I_{fv}}$$

Calcul du moment d'inertie I_0:

Donnée : h = 16 cm d=14 cm c=2 cm L=3.06 m

$$y = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A} \Rightarrow y = 9.15\ cm$$

$$I_0 = \frac{b}{3}\left[y^3 + (h-y)^3\right] + 15A(y-d)^2 \Rightarrow I_0 = 45225.68\ cm^4$$

Avec A=6.78cm²

M_{ser}=25.42 kN.m

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = 0.0181\ \%$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 0.865$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{c28}}{(2 + \frac{3b_0}{d})\rho} = 2.95\ MPa$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1.18$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I}{1 + \lambda_v \times \mu} = 24627.84\ cm^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I}{1 + \lambda_i \times \mu} = 14013.59\ cm^4$$

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}}$; $E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}}$

$$f_i = \frac{M \times L^2}{10E_i \times I_{fi}} = 3.08mm\ ;\ f_v = \frac{M \times L^2}{10E_v \times I_{fv}} = 5.13mm \Rightarrow \Delta f = f_v - f_i = 2.05$$

$$\overline{F} = \frac{L}{500} \Rightarrow \quad \overline{F} = 8mm \qquad \text{Donc :} \qquad \Delta f < \overline{F}_{adm} \quad \text{(C.V)}$$

III .4/Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est considérée comme une poutre encastrer sur les deux poteau elle est de section *(b×h)*.

III .4.1/ Pré dimensionnement :

La poutre palière a une longueur ***L=3.1m***

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \rightarrow 20.67\ cm < h < 31\ cm$$

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

Vérification des conditions du RPA99V2003 :

$b \geq 20cm \rightarrow on\ adopte\ b = 30\ cm$.....$(C.V)$

$h \geq 30cm \rightarrow on\ adopte\ h = 30cm$.....$(C.V)$

$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow on\ adopte\ \frac{30}{30} = 1$.....$(C.V)$

III .4.2/ Evaluation des charges :

III .4.2.1/*Charges revenants à la poutre:*

Les réactions d'appuis de l'escalier (au niveau de la poutre palière):

R_u = 38.97KN ; R_{ser} = 25.57KN

Poids propre de la poutre: 0.30×0.30× 25 = 2.25 KN/ml.

Donc: P_u = 1.35× (2.25) +38.97 = 42.00 KN/ml

P_{ser} = (2.25) +25.57 = 27.82 KN/ml.

III .4.2.2/ *Calcul des efforts:*

La poutre palière de l'escalier est encastrée aux deux extrémités. Le calcul se fait pour une poutre hyperstatique.

On a pris les valeurs données par l'aide mémoire de la résistance des matériaux.

$$R_A = R_B = \frac{pl}{2}$$

$$M_{appuis} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12} \quad ; \quad M_{travée} = \frac{pl^2}{24}$$

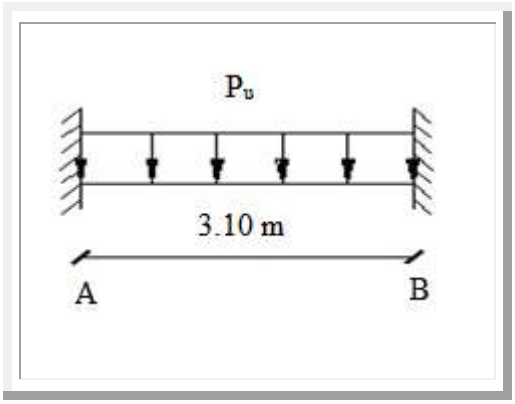


Figure III.4.1 : **schéma statique de la poutre palière**

Tableau III.4.1: Efforts de la poutre palière

	T (KN)	**M_t (KNm)**	**M_a (KNm)**
E.L.U	60.40	15.60	**31.20**
E.L.S	39.63	10.23	20.47

Le tableau III.27 donne les efforts de la poutre palière aux états limites ultime et de service.

III .4.3/ ***Ferraillage de la poutre palière:***

III .4.3.1/ ***Armatures longitudinales:***

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Le résultat obtenu est:

M^t_u = 15.60 KN m; A = 3.29cm^2 → on adopte: A = 3T12.

M^a_u = 31.20 KN m; A = 8.81 cm^2 → on adopte: A = 7T12.

- ***Vérifications:***

La vérification des contraintes se fait à l'état limite de service.

M^t_{ser} = 10 .23 KNm → σ_b = 5 .48 MPa ≤ $\overline{\sigma_b}$ = 15 MPa. (cv)

M^a_{ser} = 20.47 KNm → σ_b = 6 .98 MPa ≤ $\overline{\sigma_b}$ = 15 MPa. (cv)

a. RPA 99 Version 2003:

A_{min} = 0.5% b×h

A_{max} = 4% b×h zone courante

A_{max} = 6% b×h zone de recouvrement

Alors ;

A_{min} = 4.5cm^2 ≤ A = 3.39 +3.39 = 6.78 cm^2 ≤ A_{max} = 36.00cm^2 (C.V)

b. <u>Vérification de l'effort tranchant</u>:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = 0.43\,\text{MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\text{MPa}; 5\text{MPa}\right] = 3.33\,\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.43\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa}$$

c. <u>Vérification de compression dans la bielle de béton</u>:

$$V_u \le 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0 \times a$$

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2; 0.9d\right] = 24.3\text{cm}$$

$$V_u = 60.40\ \ KN \le 486\ \ KN \qquad (C.V)$$

d. <u>Vérification au voisinage de l'appui</u>:

$$V_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = -56.76 \le 0$$

Donc pas de vérification a faire, la section existante « A_l » peut équilibré l'effort tranchant.

e. <u>Contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis</u>:

$$\sigma_m = \frac{|V_u|}{a \times b_0} \le \overline{\sigma_m} = \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_m = 0.69MPa \le \overline{\sigma_m} = 21.67MPa \quad \text{(C.V)}$$

III .4.3.2/ *<u>Armatures transversales</u>*:

$$\phi_t \le \text{Min}\left[\frac{h}{35} = 8.57\ ;\ \phi_1 = 10\ ;\ \frac{b_0}{10} = 30\ ;\ \phi_2 = 12\right] = 8.57\ \ mm$$

$$\phi_t = 8\ \ \text{mm}$$

$$a_t = \frac{\pi \times \phi^2}{4} = 0.502\ \ cm^2$$

$$S_t \le \left[\frac{h}{4}\ ;\ 12\phi_1\ ;\ 30\ \ cm\right]$$

$S_t \leq [7.5 ; 14.4 ; 30] = 7cm$ en zone nodale

$S_t \leq \frac{h}{2} = 15\ cm$ en zone courante

On adopte les valeurs suivantes:

$$\begin{cases} S_t = 7\ cm & (\text{zone nodale}) \\ S_t = 15\ cm & (\text{zone courante}) \end{cases}$$

$S_t \leq \overline{S_t} = Min\left[0.9d\ ;\ 40cm\right] = 24.3\ cm$ $(C.V)$

$A_t = a_t.n_t = 2.01$ cm2 ; $n_t = 4$.

On doit verifier:

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e \times \gamma_s}{b \times \tau_u - 3 f_{t28}}$$

$S_t \leq 51.45$ cm (cv)

Section minimale d'armatures transversales:

Zone nodale $A_t = 2.01cm^2 \geq A_{\min} = \frac{0.4 \times 300 \times 70}{235} = 0.36\ cm^2$

Zone courante $A_t = 3.14\ \text{cm}^2 \geq A_{\min} = \frac{0.4 \times 300 \times 150}{235} = 0.76\ \text{cm}^2$

f. Vérification de la flèche:

$\frac{h}{L_x} = \frac{30}{310} = 0.096 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ $(C.V)$

$\frac{h}{L_x} = 0.096 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_x} = 0.067$ $(C.V)$

$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{30 \times 27} = 0.0041 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ $(C.V)$

IV. ETUDE DYNAMIQUE:

IV.1/ Introduction:

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Rependre une charge verticale et horizontale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

Ce chapitre réellement ne présente pas une simple étude dynamique de la structure, mais il a pour objet de comparer l'effet de choix de système de contreventement sur la réponse d'une structure. Dans la plus part des projets de fin d'études, les étudiants (ou les promoteurs) fixent un système de contreventement selon la zone sismique ou la conception de l'ouvrage, lorsqu'il s'agit d'un système mixte (portique-voile) le règlement RPA propose deux types, la question que nous voulons posée est quelle est la différence entre les comportements dynamiques d'une même structure étudier selon deux système :

- Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles
- Système de contreventement des structures en portiques par des voiles en béton armé.

IV.2/ Etude comparative de deux systèmes de contreventement

Avant d'entamer l'étude dynamique, nous présentons les deux systèmes de contreventement selon le règlement RPA 99 version 2003 Art 3.4.A.4 [1]

a) Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. En plus, les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

b) Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales. On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum.

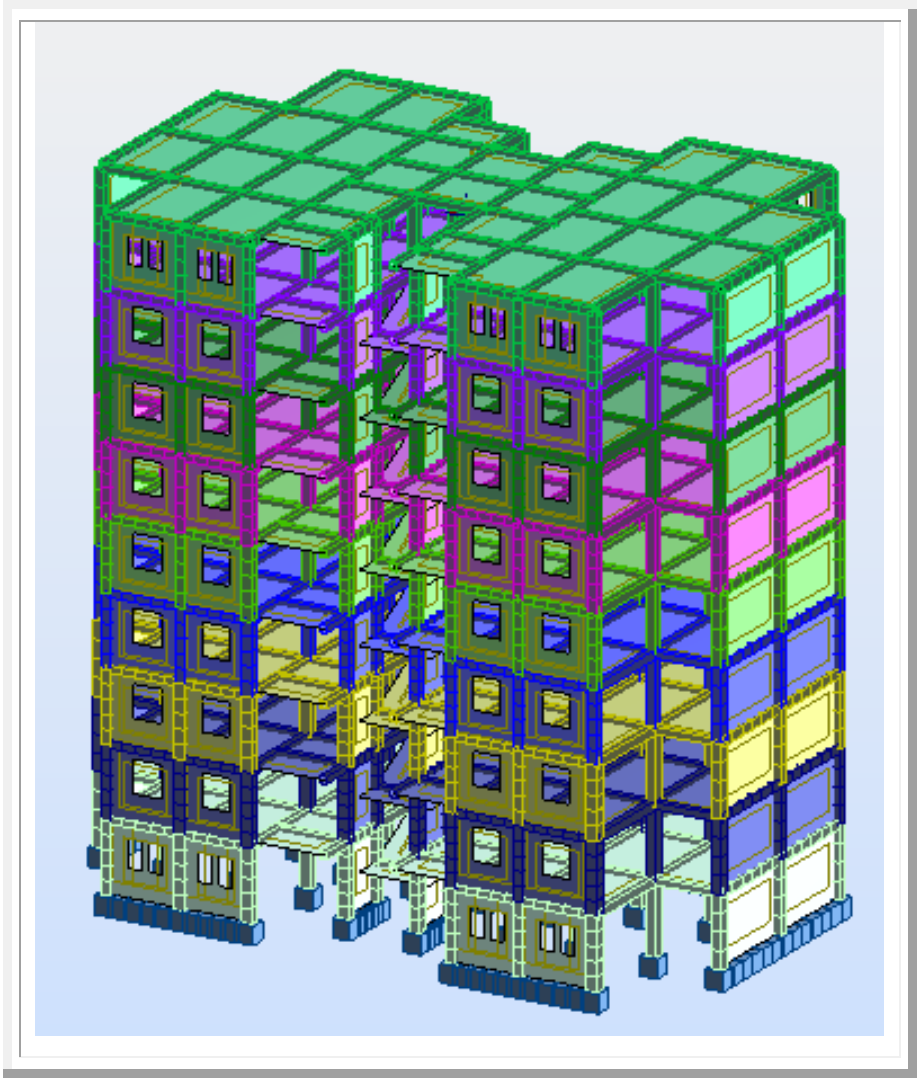


Figure IV-1 : **Vue en 3D de la structure**

IV. 3/ Caractéristiques dynamiques de la structure:

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont:

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

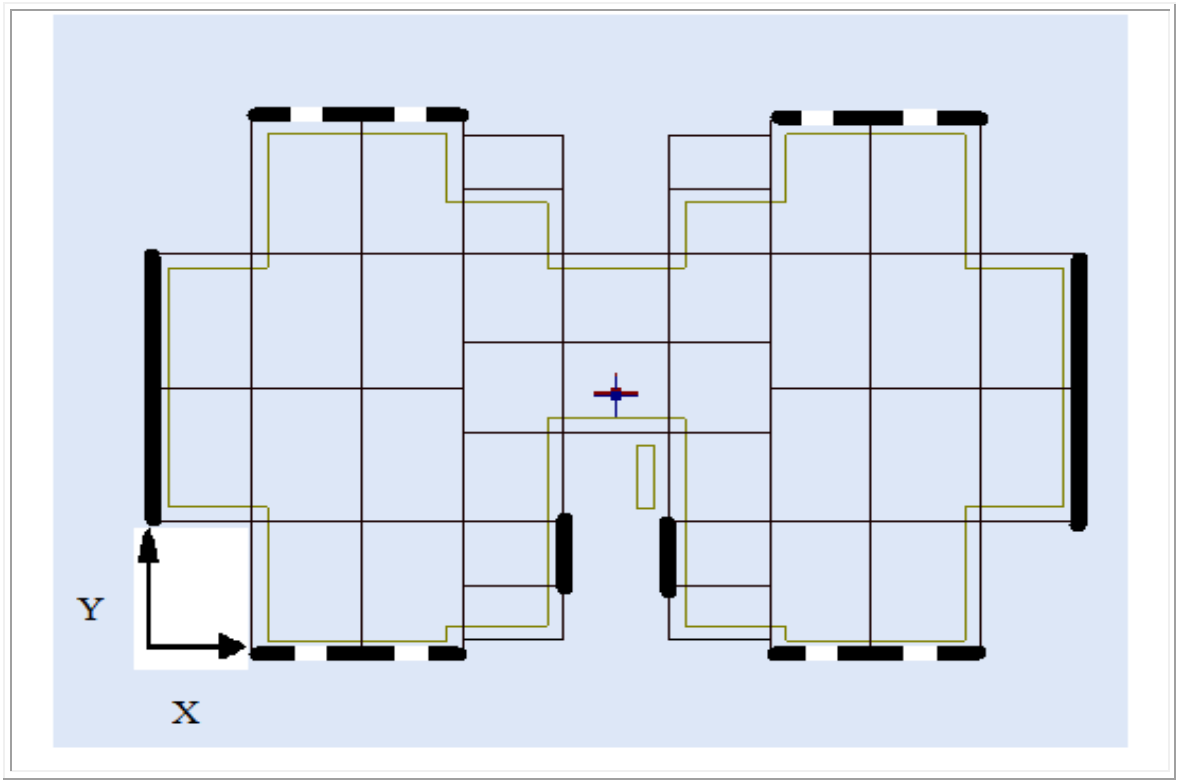


Figure IV-2 : **Vue en plan de la structure**

IV.3.1/ Centre de masse:

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (plancher, maçonnerie, escalier, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axe choisi, il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum Wi*Xi}{\sum Wi} \qquad X_G = \frac{\sum w_i \cdot x_i}{\sum w_i} \qquad Y_G = \frac{\sum Wi*Yi}{\sum Wi} \qquad Y_G = \frac{\sum w_i \cdot y_i}{\sum w_i}$$

Avec:

- W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global

Les coordonnées du centre de masse de la structure sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau IV.1: Coordonnées du centre de masse de la structure

	Wi (kN)	**Wi*Xi**	**Wi*Yi**	**Xi(m)**	**Yi (m)**
RDC	2041.87	27769.43	18070.55	13.60	8.85
1	2019.58	27466.29	17832.89	13.60	8.83
2	2019.58	27466.29	17832.89	13.60	8.83
3	1856.93	25254.25	16359.55	13.60	8.81
4	1856.93	25254.25	16359.55	13.60	8.81
5	1856.93	25254.25	16359.55	13.60	8.81
6	1713.42	23302.51	15078.10	13.60	8.80
7	1713.42	23302.51	15078.10	13.60	8.80
8	1713.64	23305.50	15114.30	13.60	8.82
	∑ Wi (kN)	**∑ Wi*Xi**	**∑ Wi*Yi**	**X_G(m)**	**Y_G (m)**
	16792.30	228375.28	148085.48	**13.60**	**8.82**

IV.3.2/ Centre de torsion:

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoquant une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoquant une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} \cdot x_i}{\sum I_{yi}} \qquad Y_T = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}} \qquad Y_T = \frac{\sum I_{xi} \cdot y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec:

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Chaque poteau ou voile i est défini par :

- son centre de torsion T_i ;
- ses axes principaux d'inerties par rapport à son centre de gravité (X_{Gi} ; Y_{Gi}).
- ses moments d'inertie principaux : $I'_{xi} = \int y'^2 dS$ et $I'_{yi} = \int x'^2 dS$ par rapport au plan (x ; y).
- l'orientation α_i avec le repère général : α_i = angle de l'axe principal de l'inertie la plus grande avec l'axe y.

Il est rappelé que:

- Le centre de torsion d'un voile ou poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
  - Pour les poteaux : $I_X = \frac{a^4}{12}$; $I_Y = \frac{a^4}{12}$
  - pour les voiles : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$

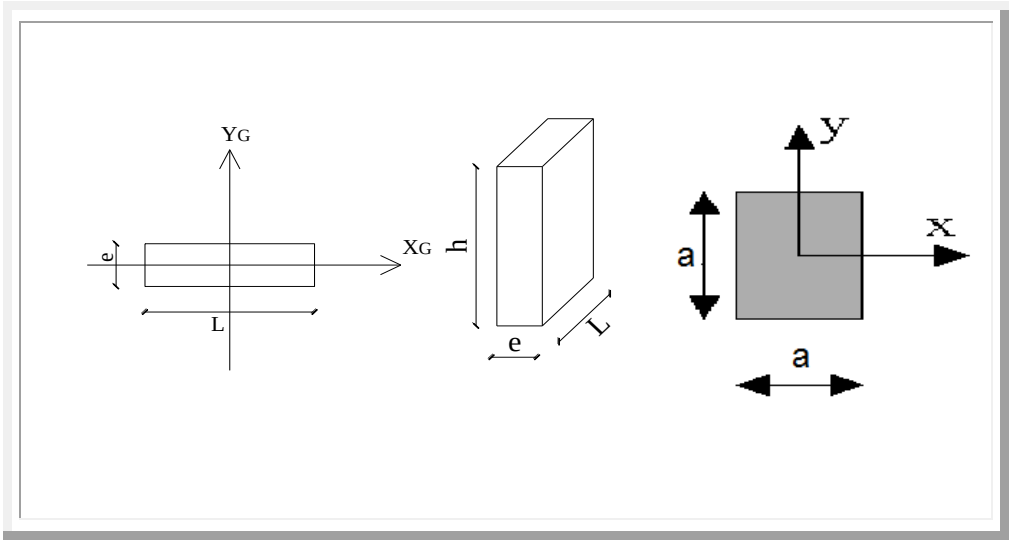


Figure IV-3 : **Dimension des voiles et poteaux**

Tableau IV.2: Coordonnées du centre de torsion de la structure

	I_{xi}	I_{yi}	$I_{yi} * x_i$	$I_{Xi} * Y_i$	X_i(m)	Y_i(m)
RDC	0.69	1.49	20.26	6.00	13.60	8.70
1	0.68	1.49	20.26	5.92	13.60	8.70
2	0.68	1.49	20.26	5.92	13.60	8.70
3	0.62	1.38	18.77	5.39	13.60	8.70
4	0.62	1.38	18.77	5.39	13.60	8.70
5	0.62	1.38	18.77	5.39	13.60	8.70
6	0.58	1.29	17.54	5.05	13.60	8.70
7	0.58	1.29	17.54	5.05	13.60	8.70
8	0.58	1.30	17.68	5.05	13.60	8.70
	$\sum I_{xi}$	$\sum I_{yi}$	$\sum I_{yi} * x_i$	$\sum I_{Xi} * Y_i$	X_T(m)	Y_T(m)
	5.65	12.49	169.85	49.16	**13.60**	**8.70**

IV.3. 3/Excentricité :

IV.3. 3.A/ Excentricité théorique (statique) :

C'est la différence entre le centre de torsion et le centre de gravité. L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe vertical due à l'excentricité doit être prise en compte.

L'excentricité statique est donnée par : $e_x = |X_T - X_G|$ $e_Y = |Y_T - Y_G|$

Tableau IV.3: Calcule d'excentricité théorique

	Direction X			Direction Y		
	X_G	X_T	$E_{x\ Théo}$ (m)	Y_G	Y_T	$E_{y\ Théo}$ (m)
RDC	13.60	13.60	0.00	8.85	8.70	0.15
1	13.60	13.60	0.00	8.83	8.70	0.13
2	13.60	13.60	0.00	8.83	8.70	0.13
3	13.60	13.60	0.00	8.81	8.70	0.11
4	13.60	13.60	0.00	8.81	8.70	0.11
5	13.60	13.60	0.00	8.81	8.70	0.11
6	13.60	13.60	0.00	8.80	8.70	0.10
7	13.60	13.60	0.00	8.80	8.70	0.10
8	13.60	13.60	0.00	8.82	8.70	0.12

IV.3. 3.B/ <u>Excentricité accidentelle:</u> [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} E_x = 0.05 \times L_x \\ E_y = 0.05 \times L_y \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.4: Calcule d'excentricité accidentelle

	Lx [m]	**Ly [m]**	**$E_{x\ ACC}$ (m)**	**$E_{Y\ ACC}$ (m)**
RDC	27.50	18.30	1.38	0.92
1	27.50	18.30	1.38	0.92
2	27.50	18.30	1.38	0.92
3	27.50	18.30	1.38	0.92
4	27.50	18.30	1.38	0.92
5	27.50	18.30	1.38	0.92
6	27.50	18.30	1.38	0.92
7	27.50	18.30	1.38	0.92
8	27.50	18.30	1.38	0.92

IV.2. 3.C/ <u>Effets de la torsion accidentelle:</u> [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale ± 0.05 L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tableau IV.5: Calcule d'excentricité totale

	Direction X			**Direction Y**		
	$E_{x\ Théo}$ (cm)	$E_{x\ ACC}$ (cm)	$E_{x\ Théo}+E_{x\ ACC}$	$E_{y\ Théo}$ (cm)	$E_{y\ ACC}$ (cm)	$E_{y\ Théo}+E_{y\ ACC}$
RDC	0.00	1.38	1.38	0.15	0.92	1.07
1	0.00	1.38	1.38	0.13	0.92	1.05
2	0.00	1.38	1.38	0.13	0.92	1.05
3	0.00	1.38	1.38	0.11	0.92	1.03
4	0.00	1.38	1.38	0.11	0.92	1.03
5	0.00	1.38	1.38	0.11	0.92	1.03
6	0.00	1.38	1.38	0.10	0.92	1.02
7	0.00	1.38	1.38	0.10	0.92	1.02
8	0.00	1.38	1.38	0.12	0.92	1.04

IV. 4/ Choix de la méthode de calcul :

IV. 4.1/ Introduction:

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement deux méthodes:

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale

Pour notre structure, la hauteur est 27.54 m ne dépassant les 30 m, donc selon le RPA Art 4.1.2, la Méthode statique équivalente applicable, et en même temps pour simplifier les calculs, cette étude sera menée selon, la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse 'ROBOT'.

L'ouvrage en question sera implanté à Médéa, zone II_b de moyenne sismicité selon le RPA 99 VERSION 2003 qui limite l'utilisation des portiques auto-stable en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide à trois niveaux ou 11m pour cette zone. Donc, on doit disposer des voiles pour que notre structure dont la hauteur soit de 27.54m.

IV.4.2/ Méthode dynamique modale spectrale :

IV.4.2.1/ Principe :

Par cette méthode il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de structure.

IV.4.2.2/ Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le ROBOT est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître, suite de la concentration de la masse, son mouvement est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV.4.2.3/ Le spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}(2.5\eta\frac{Q}{R}-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)(\frac{Q}{R}) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2.5\eta(1.25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{3})^{\frac{2}{3}}(\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

a. Coefficient d'accélération A : [RPA : Tab.4.1]

Il dépend de la zone et type d'usage, d'où pour notre cas (zone II_b, groupe d'usage 2) **A = 0.15**

b. Facteur de correction d'amortissement η:

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % [RPA: Tab.4.2].

Avec remplissage dense → η = 0,882

c. Coefficient de comportement R : [RPA : Tab.4.3]

Ce coefficient dépend de système de contreventement :

- Pour le premier système (Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.) : **R = 4**
- Pour le deuxième système (Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles.) **: R = 5**

d. Facteur de qualité Q : [RPA : Tab.4.4.]

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau IV.6

Ce facteur ne dépend pas de système de contreventement mais il dépend de la forme de la structure et la qualité des matériaux et d'exécution.

Tableau IV.6: Détermination du facteur de qualité Q

		Direction X		Direction Y	
	Critère	Observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	oui	0
2	Redondance en plan	Oui	0	oui	0
3	Régularité en plan	Oui	0	oui	0
4	Régularité en élévation	Oui	0	oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	non	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1	non	0.1

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0.15 = 1.15$$
$$Q_Y = 1 + 0.15 = 1.15$$

e. <u>Périodes caractéristiques :</u> [RPA : Tab.4.7.]

Le spectre de réponse dépend du système de contreventement, donc on à deux spectres

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0.15\,\text{s} \\ T_2 = 0.50\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site}\,S_3.$$

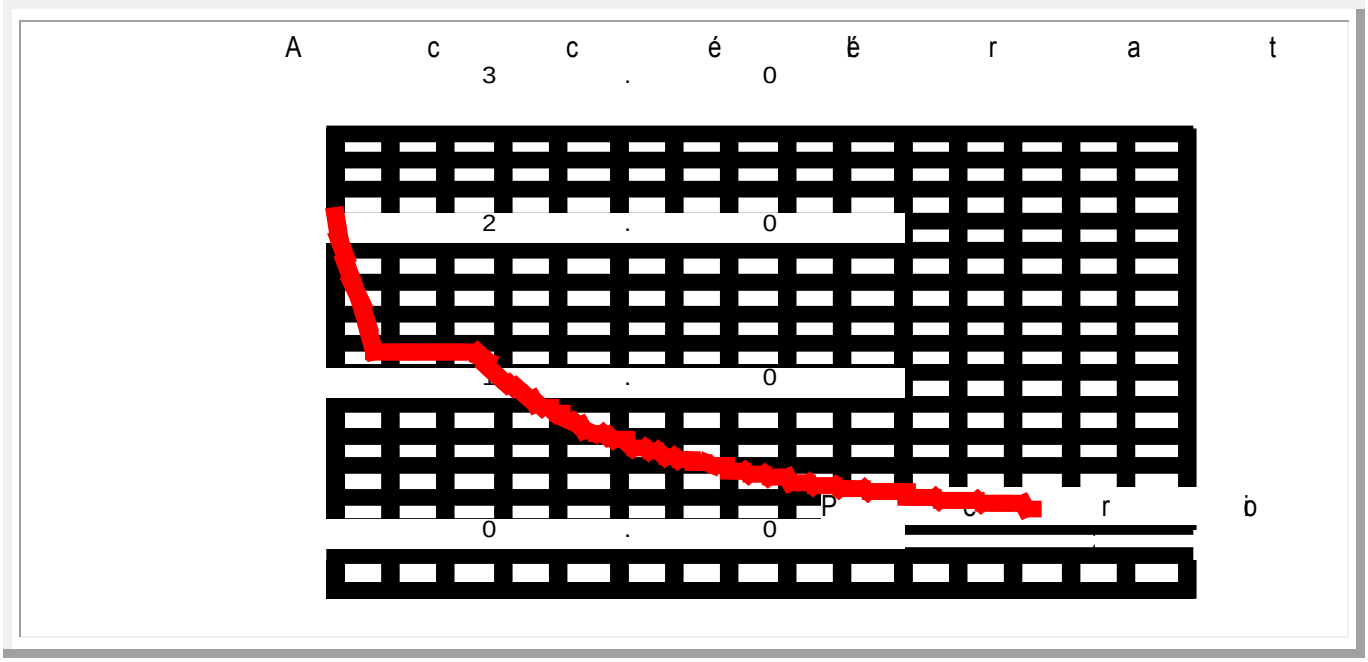


Figure IV.4: **Spectre de réponse pour des structures en portiques contreventées par des voiles en béton armé (R=4)**

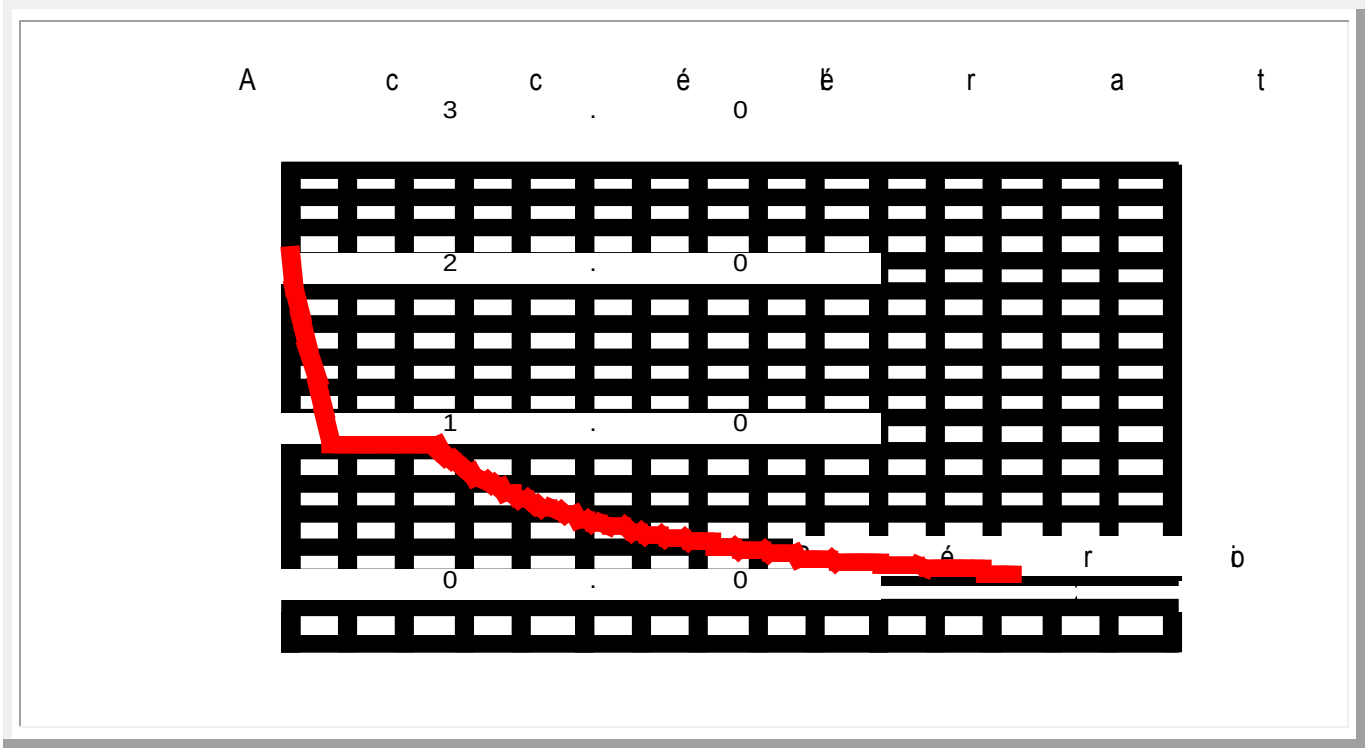


Figure IV.5: **Spectre de réponse dans le cas de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles (R=5)**

IV.5/ Résultats de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique
- Vérification des périodes
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification de déplacement
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

IV.5.1/ Vérification de comportement:

Système 1 : système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé (R=4)

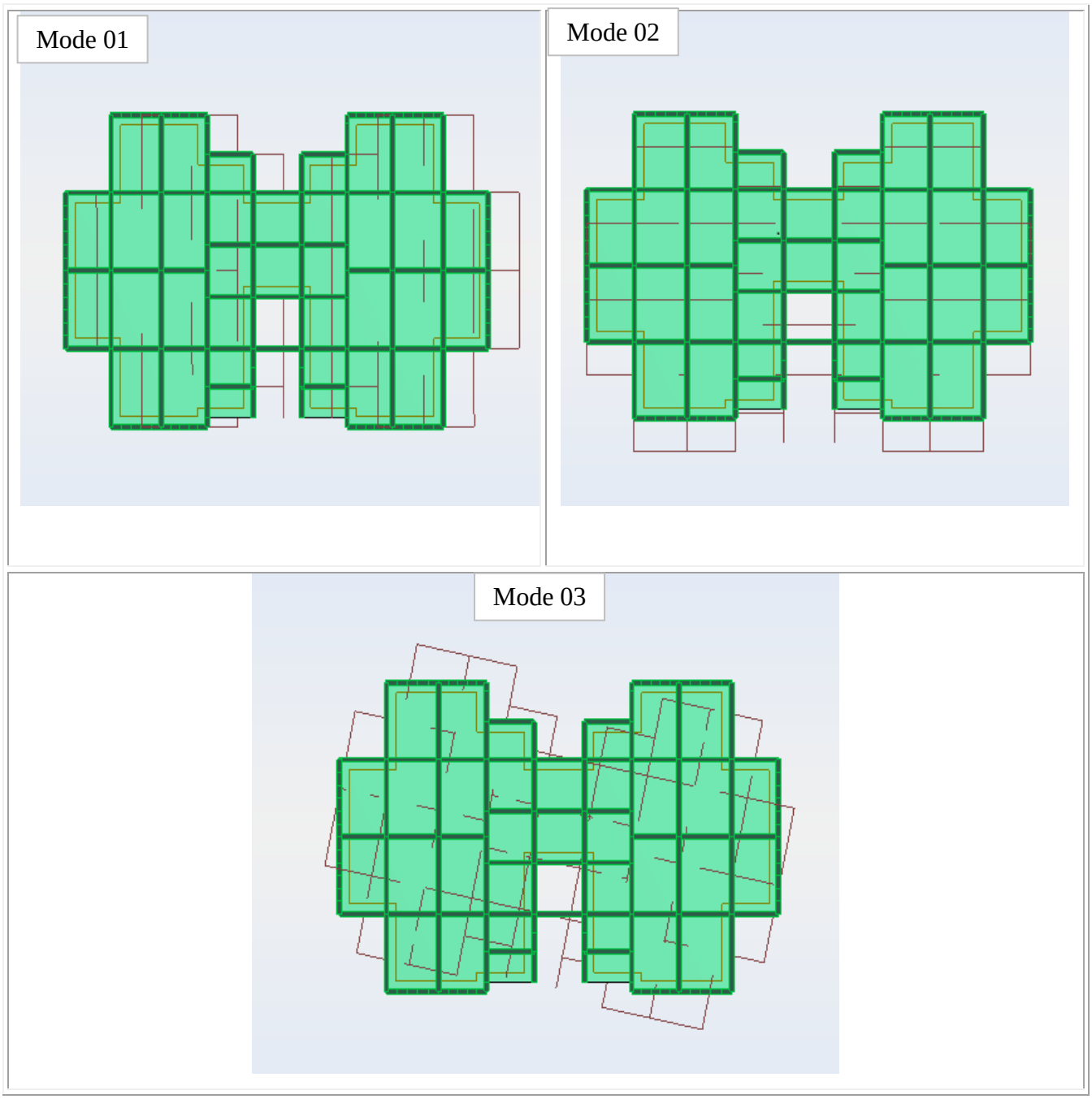


Figure IV.6: **Le comportement des trois premiers modes du système 1 (R=4)**

Système 2 : système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles (R=5)

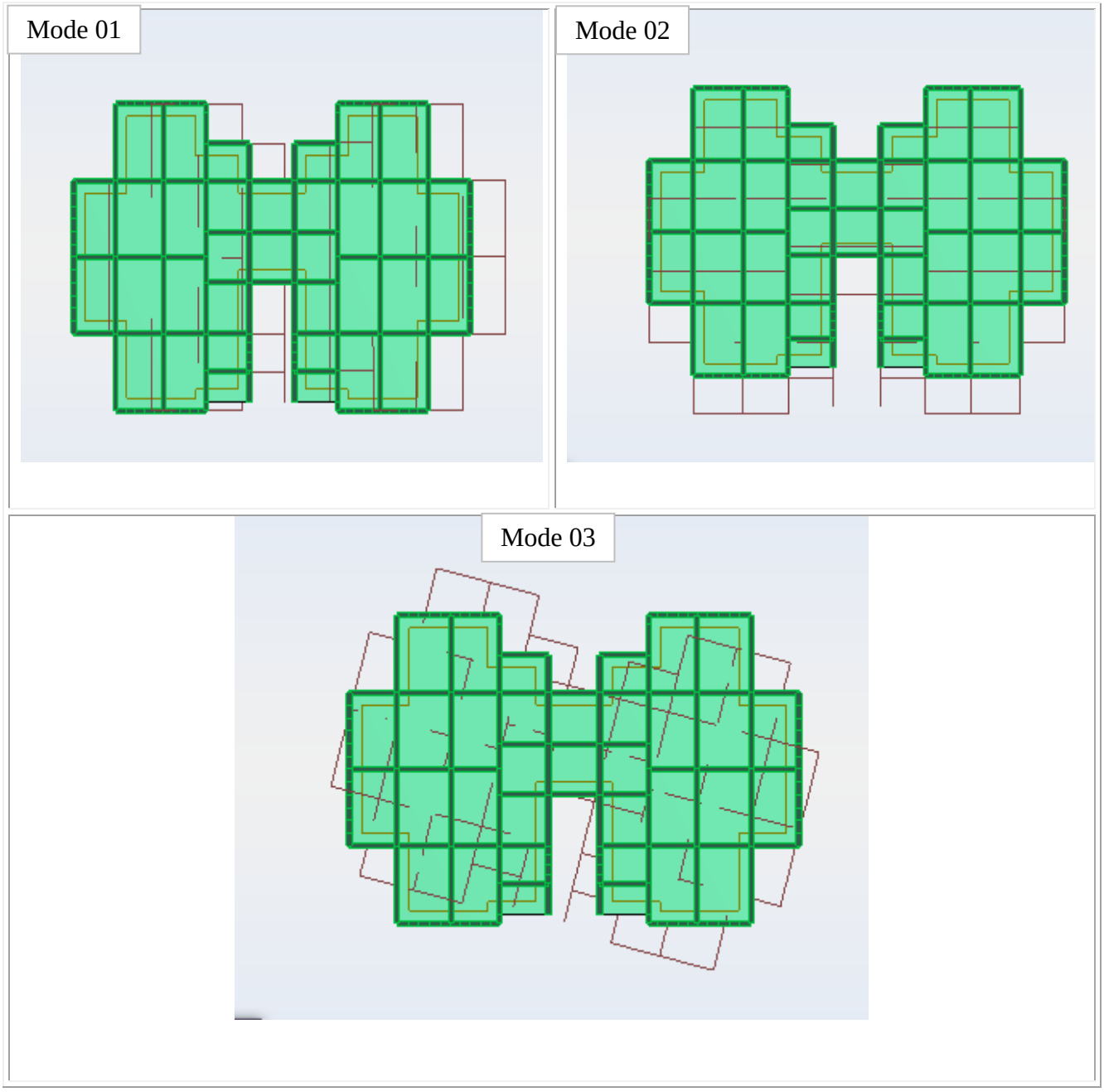


Figure IV.7 : **Le comportement des trois premiers modes de deuxième système (R=5)**

Tableau IV.7: Le comportement des trois premiers modes pour les deux systèmes de contreventement

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation pure suivant la première diagonale	translation pure suivant la première diagonale	rotation pure autour de z

IV.5.2/ Vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.

Tableau IV.8: Coefficient de participation massique pour système 1 (R= 4)

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)		
		Sens x	Sens y	Sens z
01	0.60	67.23	0.00	0.00
02	0.49	67.23	66.94	0.00
03	0.33	67.23	66.94	0.00
04	0.15	87.77	66.94	0.00
05	0.12	87.77	87.53	0.00
06	0.08	87.77	87.53	0.00
07	0.07	93.61	87.53	0.00
08	0.06	93.62	87.53	0.00
09	0.06	93.62	87.53	0.00
10	0.06	93.62	87.53	0.00
11	0.06	93.65	87.53	0.00
12	0.06	93.65	93.55	0.00

Tableau IV.9: Coefficient de participation massique pour système 2 (R=5)

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)		
		Sens x	Sens y	Sens z
01	0.60	67.23	0.00	0.00
02	0.49	67.23	66.94	0.00
03	0.33	67.23	66.94	0.00
04	0.15	87.77	66.94	0.00
05	0.12	87.77	87.53	0.00
06	0.08	87.77	87.53	0.00
07	0.07	93.61	87.53	0.00
08	0.06	93.62	87.53	0.00
09	0.06	93.62	87.53	0.00
10	0.06	93.62	87.53	0.00
11	0.06	93.65	87.53	0.00
12	0.06	93.65	93.55	0.00

Remarque : on remarque que la participation massique atteint 90 % dans les deux sens et pour les deux systèmes dans le $12^{ème}$ mode.

IV.5.3/ Vérification des périodes :

Les valeurs de période (T), calculées à partir de ROBOT ne doivent pas dépasser celles estimées à Partir des formules empiriques appropriées de 30%. [RPA 99 version2003Art 4.2.4.4]

- T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$$T = 0.09\frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

Avec D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcule considéré.

h_N : hauteur mesuré en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

T_X=0.473 s

T_Y=0.579 s

La période ne dépend pas de système de contreventement, donc pour les deux systèmes on à les résultats représenté dans le tableau suivant :

Tableau IV.10: vérification des périodes

	$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	$1.3\times T_{emp}$	$T_{num} \leq 1.3\times T_{emp}$
Sens X	0.473	0.6	0.614	oui
Sens Y	0.579	0.6	0.753	oui

IV.5.4/ Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 version 2003 Art 4.2.6] .

Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0.8$

- Calcul de la force sismique totale :(par la méthode statique équivalente) [RPA99 version 2003 Art 4.2.3]

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon les formules

$$\begin{cases} V_X = \dfrac{A.D_X.Q_X}{R}.W \\ V_Y = \dfrac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W \end{cases}$$

Tel que:

- **A :** coefficient d'accélération de zone A =0.15
- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0\ s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0\ s \end{cases}$$

T_2 = 0.5 s ; [tableau 4.7 (avec site S_2)]

η: facteur de correction d'amortissement: $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$$T = \frac{0.09\,h_N}{\sqrt{D}}$$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

D_x=2.21 D_y=2.00

- **R** : coefficient de comportement global de la structure
- **Q :** facteur de qualité Q_x=1.15 ; Q_y=1.15
- **W :** poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β = 0.2 [tableau 4.5 RPA] d'où W= 16792.31 KN.

Tableau IV.11: Calcul de la force sismique pour les deux systèmes de contreventement

Système de contr	A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
Système 1	0.15	2.21	2.00	**4**	1.15	1.15	16792.31	1600.41	1448.34
Système 2	0.15	2.21	2.00	**5**	1.15	1.15	16792.31	1280.33	1158.67

Tableau IV.12: Vérification de la résultante des forces sismiques de deux systèmes de contreventement

		V (kN)	V_t (kN)	0.8*V	$V_t \geq 0.8*V$
Système 1	**X**	1600.41	3768.96	1280.33	Oui
	Y	1448.34	4242.92	1158.67	Oui
Système 2	**X**	1280.33	3015.17	1024.26	Oui
	Y	1158.67	3394.34	926.94	Oui

IV.5.5/ Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à : $M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix}$ $M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$

Avec:

- F_{ix} , F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à : $M_{tx} = X_G . W_i$, $M_{ty} = G_Y . W_i$

Avec:

- X_G, Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

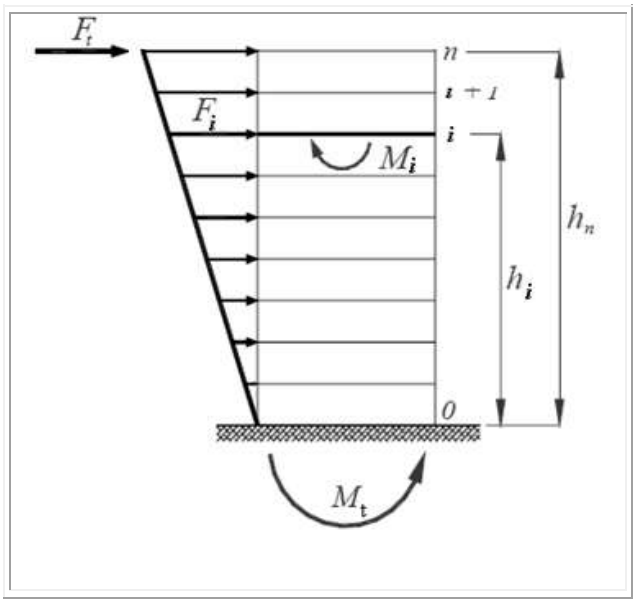


Figure IV-8 : **Les forces agissent sur la stabilité au renversement**

IV.5.5.1/ Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : [Art 4.2.5]

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0.07TV \le 0.25V & \text{si } T \ge 0.7\,s \\ 0 & \text{si } T < 0.7\,s \end{cases}$$

On a:

- $T_X = 0.472$ s $\rightarrow F_t = 0$
- $T_Y = 0.579$ s $\rightarrow F_t = 0$

Donc :

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) . V_X = \alpha_x . V_X$$

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) . V_Y = \alpha_Y . V_Y$$

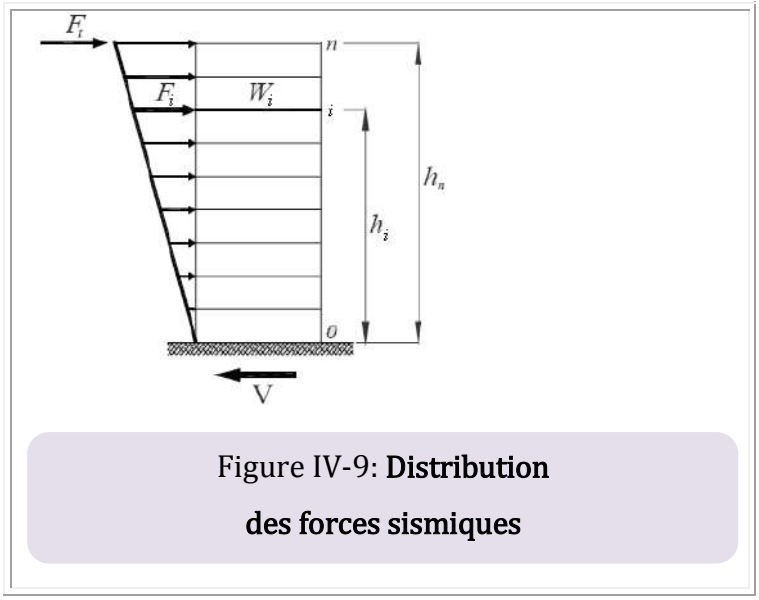


Figure IV-9: **Distribution des forces sismiques**

A- système 1 (R=4)

V_X =1600.41kN:

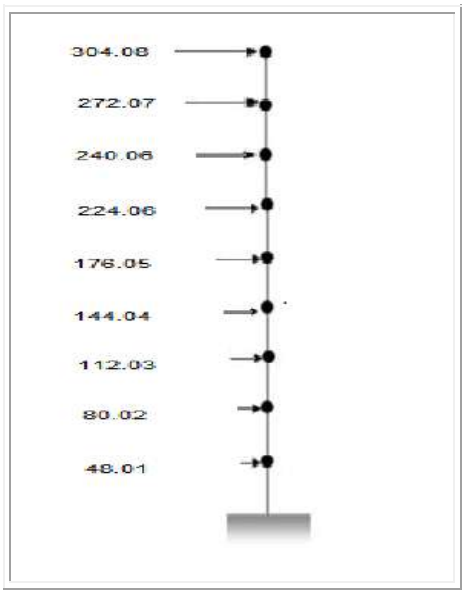
Tableau IV.13: Forces sismiques selon la hauteur suivant X pour système 1 (R=4)

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	α_x	F_{ix} (kN)
+27.54	1713.64	47193.65	0.19	304.08
+24.48	1713.42	41944.52	0.17	272.07
+21.42	1713.42	36701.46	0.15	240.06
+18.36	1856.93	34093.23	0.14	224.06
+15.30	1856.93	28411.03	0.11	176.05
+12.24	1856.93	22728.82	0.09	144.04
+9.18	2019.58	18539.74	0.07	112.03
+6.12	2019.58	12359.83	0.05	80.02
+3.06	2041.87	6248.12	0.03	48.01
SOMME		**248220.40**	**1.00**	**1600.42**

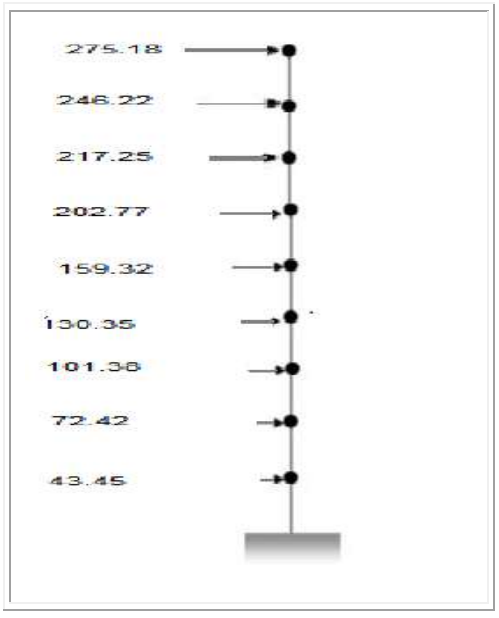
Pour V_y =1448.34 kN :

Tableau IV.14: Forces sismiques selon la hauteur suivant Y pour système 1 (R=4)

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	α_y	F_{iy} (kN)
+27.54	1713.64	47193.65	0.19	275.18
+24.48	1713.42	41944.52	0.17	246.22
+21.42	1713.42	36701.46	0.15	217.25
+18.36	1856.93	34093.23	0.14	202.77
+15.30	1856.93	28411.03	0.11	159.32
+12.24	1856.93	22728.82	0.09	130.35
+9.18	2019.58	18539.74	0.07	101.38
+6.12	2019.58	12359.83	0.05	72.42
+3.06	2041.87	6248.12	0.03	43.45
SOMME		**248220.40**	**1.00**	**1448.27**



(a)



(b)

Figure IV-10 : **Concentration des forces sismiques aux étages pour le système 1 (R=4) a- suivant X, b- suivant Y**

B- Système 2 (R=5)

V_X =1280.33 kN:

Tableau IV.15: Forces sismiques selon la hauteur suivant X pour le système 2 (R=5)

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	α_x	F_{ix} (kN)
+27.54	1713.64	47193.65	0.19	243.26
+24.48	1713.42	41944.52	0.17	217.66
+21.42	1713.42	36701.46	0.15	192.05
+18.36	1856.93	34093.23	0.14	179.25
+15.30	1856.93	28411.03	0.11	140.84
+12.24	1856.93	22728.82	0.09	115.23
+9.18	2019.58	18539.74	0.07	89.62
+6.12	2019.58	12359.83	0.05	64.02
+3.06	2041.87	6248.12	0.03	38.41
SOMME		**248220.40**	**1.00**	**1280.34**

V_y =1158.67 kN :

Tableau IV.16: Forces sismiques selon la hauteur suivant Y pour le système 2 (R=5)

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	α_y	F_{iy} (kN)
+27.54	1713.64	47193.65	0.19	220.15
+24.48	1713.42	41944.52	0.17	196.97
+21.42	1713.42	36701.46	0.15	173.80
+18.36	1856.93	34093.23	0.14	162.21
+15.30	1856.93	28411.03	0.11	127.45
+12.24	1856.93	22728.82	0.09	104.28
+9.18	2019.58	18539.74	0.07	81.11
+6.12	2019.58	12359.83	0.05	57.93
+3.06	2041.87	6248.12	0.03	34.76
SOMME		**248220.40**	**1.00**	**1158.66**



(a) (b)

Figure IV-11 **: Concentration des forces sismiques aux étages pour le système 2 (R=5) a- suivant X, b- suivant Y**

IV.5.5.2/ Moment de renversement:

A - Système 1 (R=4)

Tableau IV-17 : calcul du moment de renversement pour système 1 (R=4)

Niveau (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
+27.54	304.08	275.18	8374.36	7578.46
+24.48	272.07	246.22	6660.27	6027.47
+21.42	240.06	217.25	5142.09	4653.50
+18.36	224.06	202.77	4113.74	3722.86
+15.30	176.05	159.32	2693.57	2437.60
+12.24	144.04	130.35	1763.05	1595.48
+9.18	112.03	101.38	1028.44	930.67
+6.12	80.02	72.42	489.72	443.21
+3.06	48.01	43.45	146.91	132.96
$\sum M_o$			**30411.41**	**27522.21**

A - Système 2 (R=5)

Tableau IV-18 : calcul du moment de renversement pour système 2 (R=5)

Niveau (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
+27.54	243.26	220.15	6699.38	6062.93
+24.48	217.66	196.97	5328.32	4821.83
+21.42	192.05	173.80	4113.71	3722.80
+18.36	179.25	162.21	3291.03	2978.18
+15.30	140.84	127.45	2154.85	1949.99
+12.24	115.23	104.28	1410.42	1276.39
+9.18	89.62	81.11	822.71	744.59
+6.12	64.02	57.93	391.80	354.53
+3.06	38.41	34.76	117.53	106.37
$\sum M_o$			**24329.75**	**22017.61**

IV.5.5.3/ Moment stabilisant:

Tableau IV-19 : calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	W_i (kN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{txi} (KN.m)	M_{tyi} (KN.m)
+27.54	1713.64	13.60	8.85	23305.50	15165.71
+24.48	1713.42	13.60	8.83	23302.51	15129.50
+21.42	1713.42	13.60	8.83	23302.51	15129.50
+18.36	1856.93	13.60	8.81	25254.25	16359.55
+15.30	1856.93	13.60	8.81	25254.25	16359.55
+12.24	1856.93	13.60	8.81	25254.25	16359.55
+9.18	2019.58	13.60	8.80	27466.29	17772.30
+6.12	2019.58	13.60	8.80	27466.29	17772.30
+3.06	2041.87	13.60	8.82	27769.43	18009.29
$\sum M_t$				**228375.28**	**148057.25**

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1.5$

Tableau IV-20 : Vérification de stabilisation pour les deux systèmes

Systèm	M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ox} (kN.m)	M_{oy} (kN.m)	$\frac{M_{tx}}{M_{0x}}$	$\frac{M_{ty}}{M_{0_y}}$	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1.5$
1	**228375.28**	**148057.25**	**30411.41**	**27522.21**	**7.51**	**5.38**	**Oui**
2	**228375.28**	**148057.25**	**24329.75**	**22017.61**	**9.39**	**6.72**	**Oui**

Le bloc est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc la structure est stable suivant les deux directions et pour les deux systèmes.

IV.5.6/ <u>Vérification des déplacements:</u>

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$\delta_K = R\delta_{ek}$ $\delta_K = R\delta_{eK}$ [RPA: Art 4.4.3]

- δ_{eK} : Déplacement du aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à : $\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser la valeur $\Delta_{k\ limite} = 0.01\ h_e$

Avec h_e : la hauteur de l'étage k.

A- Système 1 (R = 4)

Tableau IV-21 : Vérification des déplacements inter-étage sens X pour système 1 (R = 4)

Niv (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R \times \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0.01 \times h_e$ (cm)	Vérification
+27.54	1.9	7.6	1.2	3.06	OUI
+24.48	1.6	6.4	0.8	3.06	OUI
+21.42	1.4	5.6	1.2	3.06	OUI
+18.36	1.1	4.4	1.2	3.06	OUI
+15.30	0.8	3.2	0.8	3.06	OUI
+12.24	0.6	2.4	0.8	3.06	OUI
+9.18	0.4	1.6	0.8	3.06	OUI
+6.12	0.2	0.8	0.4	3.06	OUI
+3.06	0.1	0.4	0.4	3.06	OUI
+0.00	0.0	0.0			

Tableau IV-22 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y système 1 (R = 4)

Niv (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R \times \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0.01 \times h_e$ (cm)	Vérification
+27.54	1.4	5.6	0.8	3.06	OUI
+24.48	1.2	4.8	0.8	3.06	OUI
+21.42	1.0	4.0	0.8	3.06	OUI
+18.36	0.8	3.2	0.8	3.06	OUI
+15.30	0.6	2.4	0.8	3.06	OUI
+12.24	0.4	1.6	0.4	3.06	OUI
+9.18	0.3	1.2	0.4	3.06	OUI
+6.12	0.2	0.8	0.4	3.06	OUI
+3.06	0.1	0.4	0.4	3.06	OUI
+0.00	0.0	0.0			

A- Système 2 (R=5)

Tableau IV-23 : Vérification des déplacements inter-étage sens X système 2 (R = 5)

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R \times \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0.01 \times h_e$ (cm)	Vérification
+27.54	1.5	7.5	1.0	3.06	OUI
+24.48	1.3	6.5	1.0	3.06	OUI
+21.42	1.1	5.5	1.0	3.06	OUI
+18.36	0.9	4.5	1.0	3.06	OUI
+15.30	0.7	3.5	1.0	3.06	OUI
+12.24	0.5	2.5	1.0	3.06	OUI
+9.18	0.3	1.5	1.0	3.06	OUI
+6.12	0.2	1.0	0.5	3.06	OUI
+3.06	0.1	0.5	0.5	3.06	OUI
+0.00	0.0	0.0			

Tableau IV-24 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y pour système 2 (R = 5)

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R \times \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0.01 \times h_e$ (cm)	Vérification
+27.54	1.1	5.5			
+24.48	0.9	4.5	1.0	3.06	OUI
+21.42	0.8	4.0	0.5	3.06	OUI
+18.36	0.6	3.0	1.0	3.06	OUI
+15.30	0.5	2.5	0.5	3.06	OUI
+12.24	0.4	2.0	0.5	3.06	OUI
+9.18	0.2	1.0	1.0	3.06	OUI
+6.12	0.1	0.5	0.5	3.06	OUI
+3.06	0.0	0.0	0.5	3.06	OUI
+0.00	0.0	0.0	0.0	3.06	OUI

IV.5.7/<u>Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :</u>

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = \dfrac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$

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".

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur de l'étage « k ».

➢ Si $0.10 \leq \theta \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

➢ Si $\theta > 0.20$; la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

A - Système 1 (R=4)

Tableau IV-25 : Vérification l'effet P-Δ sens X Pour R=4

h_k (m)	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	V_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ ≤ 0.10
+27.54	1713.64	304.08	304.08	1.2	0.00246	OUI
+24.48	3427.06	272.07	326.15	0.8	0.00343	OUI
+21.42	5140.48	240.06	566.21	1.2	0.00509	OUI
+18.36	6997.41	224.06	790.27	1.2	0.00579	OUI
+15.30	8854.34	176.05	966.32	0.8	0.00479	OUI
+12.24	10711.27	144.04	1110.36	0.8	0.00631	OUI
+9.18	12730.85	112.03	1222.39	0.8	0.00908	OUI
+6.12	14750.43	80.02	1302.41	0.4	0.00740	OUI
+3.06	16792.30	48.01	1350.42	0.4	0.01625	OUI

Tableau IV-26 : Vérification l'effet P-Δ sens Y Pour R=4

h_k (m)	P_k (KN)	F_{iy} (KN)	V_{ky} (KN)	Δ_{ky} (cm)	θ	θ ≤ 0.10
+27.54	1713.64	275.18	275.18	0.80	0.00181	**OUI**
+24.48	3427.06	246.22	521.40	0.80	0.00215	**OUI**
+21.42	5140.48	217.25	738.65	0.80	0.00260	**OUI**
+18.36	6997.41	202.77	941.42	0.80	0.00324	**OUI**
+15.30	8854.34	159.32	1100.74	0.80	0.00421	**OUI**
+12.24	10711.27	130.35	1231.09	0.40	0.00284	**OUI**
+9.18	12730.85	101.38	1332.47	0.40	0.00416	**OUI**
+6.12	14750.43	72.42	1404.89	0.40	0.00686	**OUI**
+3.06	16792.30	43.45	1448.34	0.40	0.0152	**OUI**

B- Système 2 (R=5)

Tableau IV-27: Vérification l'effet P-Δ sens X Pour R=5

h_k (m)	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	V_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ ≤ 0.10
+27.54	1713.64	243.26	243.26	1.0	0.00256	**OUI**
+24.48	3427.06	217.66	460.92	1.0	0.00304	**OUI**
+21.42	5140.48	192.05	652.97	1.0	0.00368	**OUI**
+18.36	6997.41	179.25	832.22	1.0	0.00458	**OUI**
+15.30	8854.34	140.84	973.06	1.0	0.00595	**OUI**
+12.24	10711.27	115.23	1088.29	1.0	0.00804	**OUI**
+9.18	12730.85	89.62	1177.91	1.0	0.01177	**OUI**
+6.12	14750.43	64.02	1241.93	0.5	0.00970	**OUI**
+3.06	16792.30	38.41	1280.34	0.5	0.0214	**OUI**

Tableau IV-28 : Vérification l'effet P-Δ sens Y Pour R=5

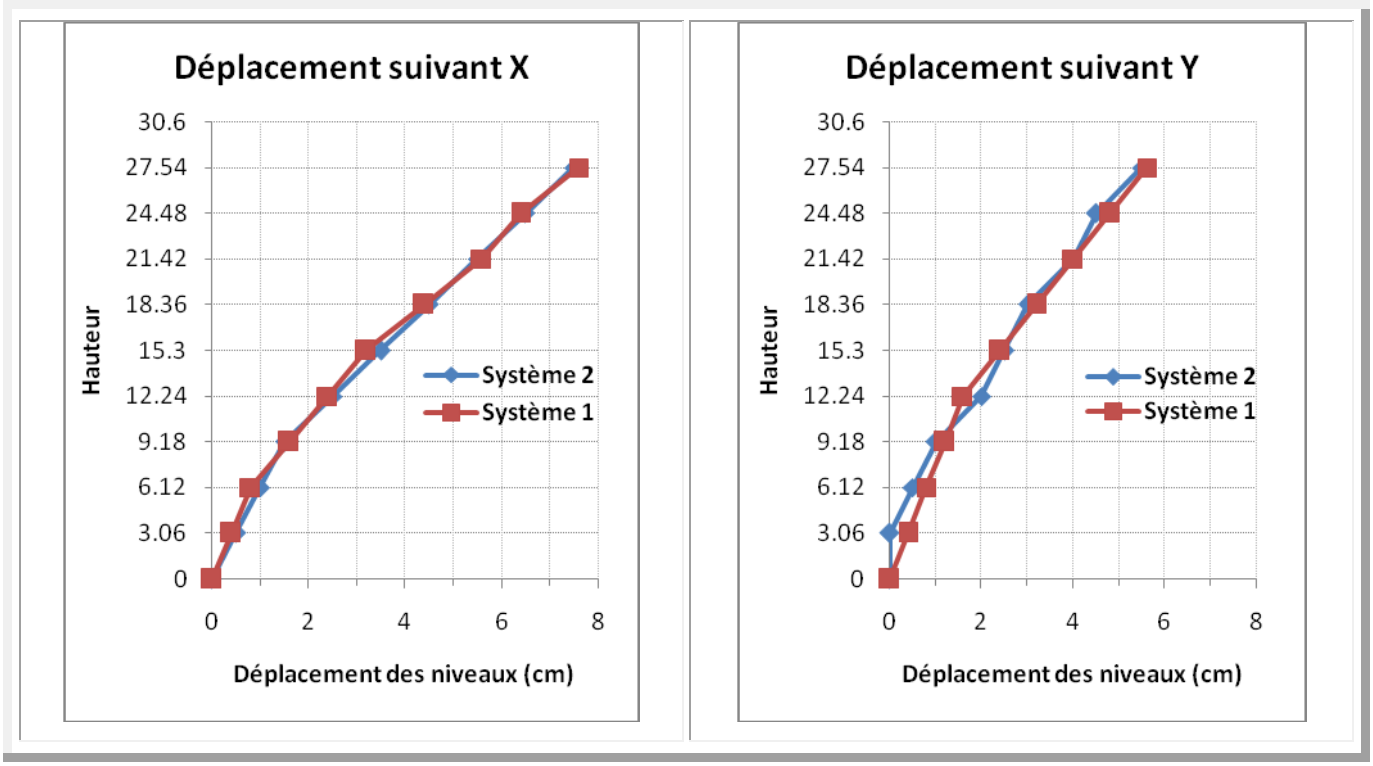
$_k$ (m)	P_k (KN)	F_{iy} (KN)	V_{ky} (KN)	Δ_{ky} (cm)	θ	θ ≤ 0.10
+27.54	1713.64	220.15	220.15	1.0	0.00283	**OUI**
+24.48	3427.06	196.97	417.12	0.5	0.00168	**OUI**
+21.42	5140.48	173.80	590.92	1.0	0.00406	**OUI**
+18.36	6997.41	162.21	753.13	0.5	0.00253	**OUI**
+15.30	8854.34	127.45	880.58	0.5	0.00329	**OUI**
+12.24	10711.27	104.28	984.86	1.0	0.00889	**OUI**
+9.18	12730.85	81.11	1065.97	0.5	0.00650	**OUI**
+6.12	14750.43	57.93	1123.90	0.5	0.01072	**OUI**
+3.06	16792.30	34.76	1158.66	0.0	0.0	**OUI**

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifier vis a vis de l'effet P-Δ pour les deux systèmes.

L'étude de la structure sous deux systèmes de contreventement montre qu'il n'y a pas une différence des participations massique, et les périodes, malgré que le coefficient de comportement R et le spectre de réponse dépendent du système de contreventement

La diminution de coefficient de comportement de R=5 à R=4 conduit une augmentation des efforts sismiques de 20% suivant les deux sens (X ; Y) et par conséquence les moments de renversement et l'effort tranchant augmentes par rapport aux deuxième systèmes R=5

Les déplacements des diffère niveau de deux systèmes suivant X, Y n'ont pas une même allure comme il est représenté dans les figures suivantes :



(a) (b)

Figure IV-12 : **Comparaison des déplacements des niveaux déterminés par les deux systèmes de contreventement : a – suivant X ; b – suivant Y**

<u>Vérification spécifiques (Sollicitations normales)</u> :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_C \times f_{C28}} \leq 0.3 \qquad \text{[RPA: Art 7.4.3.1]}$$

$$V = \frac{1471.81 \times 10^3}{450^2 \times 25} = 0.29 \leq 0.3 \quad \text{.....} (CV)$$

V. COMPARAISON :

V.1/ Introduction :

L'objet de cette étape est de comparer les sollicitations des éléments résistants (poteaux, poutres, voiles) déterminées par les deux systèmes de contreventement étudiés. La comparaison base sur les valeurs maximales.

V.2/Comparaison des efforts normaux maximaux et les moments pour les deux systèmes:

V.2.1/<u>Les Poteaux</u> : Systéme1 : coefficient de comportement R=4

Systéme2 : coefficient de comportement R=5

Tableau V.1 : Comparaison des efforts normaux maximaux et les moments dans les poteaux pour les deux systèmes

Etages	R=5				R=4			
	comb	N_{max}	comb	M_{max}	comb	N_{max}	comb	M_{max}
RDC	Acc_2	1473.68	Acc_5	45.41	Acc_2	1807.877	Acc_5	53.83
1er	Acc_2	1192.14	Acc_5	25.21	Acc_2	1457.79	Acc_5	32.14
2ème	Elu	1012.44	Acc_5	27.24	Acc_2	1157.53	Acc_5	33.16
3ème	Elu	866.46	Acc_5	24.60	Elu	866.39	Acc_5	29.83
4ème	Elu	721.22	Acc_5	29.69	Elu	721.18	Acc_5	35.82
5ème	Elu	577.20	Acc_5	34.03	Elu	577.17	Acc_5	40.83
6ème	Elu	433.08	Acc_5	26.52	Elu	433.07	Acc_5	31.74
7ème	Elu	288.36	Acc_5	27.23	Elu	288.34	Acc_5	32.50
8ème	Elu	144.45	Acc_5	35.38	Elu	144.42	Acc_5	42.45

Avec : $Acc_2 = G+Q+E_Y$

$Acc_5 = 0.8G-E_X$

Elu = 1.35G+1.5Q

L'effet de type de système de contreventement est important dans le cas des combinaisons accidentelles avec une force horizontale élevée est-ce le cas de système 1 (R=4), la différence entre les efforts normaux de deux systèmes est observé dans les trois premiers niveaux, par contre la différence entre les moments apparait dans tous les niveaux. Lorsque la structure est contreventée par des voiles (système 1, R=4), les poteaux sont plus sollicités que si la structures est contreventée par des voiles et portiques.

V.2.2/Les Voiles :

V.2.2.a /Les Voiles suivant X :

Tableau V.2 : Comparaison des efforts normaux maximaux et les moments dans les voiles pour les deux systèmes suivant X

Etages	R=5				R=4			
	comb	N_{max}	comb	M_{max}	comb	N_{max}	comb	M_{max}
RDC	Acc_1	363.15	Acc_1	1.58	Acc_1	454.04	Acc_1	1.68
1er	Acc_1	464.64	Acc_1	2.15	Acc_1	572.66	Acc_1	2.30
2ème	Acc_1	423.68	Acc_1	2.75	Acc_3	524.32	Acc_1	2.99
3ème	Acc_1	384.63	Acc_1	3.99	Acc_3	477.21	Acc_1	4.41
4ème	Acc_1	340.89	Acc_1	4.40	Acc_1	423.36	Acc_1	4.83
5ème	Acc_1	276.59	Acc_1	5.26	Acc_1	346.70	Acc_1	5.79
6ème	Acc_1	226.55	Acc_1	7.17	Acc_3	282.30	Acc_1	7.80
7ème	Acc_1	158.84	Acc_1	6.98	Acc_1	198.54	Acc_1	7.67
8ème	Acc_5	73.42	Acc_1	11.12	Acc_1	85.52	Acc_1	12.15

Avec : $Acc_3=0.8G+E_X$

$Acc_1=G+Q+E_X$

$Acc_5=0.8G-E_X$

V.2.2.b /<u>Les Voiles suivant Y</u>:

Tableau V.3 : Comparaison des efforts normaux maximaux et les moments pour les deux systèmes suivant Y

Etages	**R=5**				**R=4**			
	comb	**N_{max}**	**comb**	**M_{max}**	**comb**	**N_{max}**	**comb**	**M_{max}**
RDC	Acc_6	1055.08	Acc_2	0.34	Acc_6	1303.53	Acc_2	0.34
1er	Acc_6	849.04	Acc_2	0.40	Acc_6	1047.71	Acc_2	0.42
2ème	Acc_6	679.38	Acc_2	0.53	Acc_6	828.46	Acc_2	0.61
3ème	Acc_6	601.38	Acc_2	0.77	Acc_6	738.43	Acc_2	0.89
4ème	Acc_6	426.23	Acc_2	0.86	Acc_6	520.90	Acc_2	0.99
5ème	Acc_6	290.55	Acc_2	1.11	Acc_6	355.31	Acc_2	1.29
6ème	Acc_6	211.73	Acc_2	1.35	Acc_6	252.45	Acc_2	1.56
7ème	Acc_6	112.12	Acc_2	1.40	Acc_6	126.03	Acc_2	1.61
8ème	Acc_6	99.05	Acc_2	2.21	Acc_6	115.62	Acc_2	2.49

Avec: $Acc_6=0.8G-E_Y$

$Acc_2=G+Q+E_Y$

$Acc_4=0.8G+E_Y$

Les moments maximums déterminés dans les voiles sous les deux systèmes de contreventement sembles presque égaux pour chaque niveau, mais la différence est importantes aux niveaux des efforts normaux, mais plus le nombre des niveaux augmente, plus cette différence diminue.

V.2 .3/<u>Les poutres secondaires</u> :

Tableau V.4 : Comparaison des efforts normaux maximaux et les moments dans les poutres secondaires pour les deux systèmes

Etages	R=5				R=4			
	comb	N_{max}	comb	M_{max}	comb	N_{max}	comb	M_{max}
RDC	Acc_1	18.14	Acc_5	15.18	Acc_1	22.31	Acc_5	18.18
1er	Acc_1	18.24	Acc_5	21.77	Acc_1	22.29	Acc_5	25.72
2ème	Acc_1	13.28	Acc_5	27.03	Acc_1	16.11	Acc_5	31.75
3ème	Acc_1	12.87	Acc_5	31.40	Acc_1	15.69	Acc_5	36.64
4ème	Acc_1	10.60	Acc_5	35.31	Acc_1	12.83	Acc_5	40.98
5ème	Acc_1	7.80	Acc_5	36.28	Acc_1	9.22	Acc_5	41.89
6ème	Acc_1	10.36	Acc_5	35.84	Acc_1	12.48	Acc_5	41.12
7ème	Acc_1	12.85	Acc_5	37.81	Acc_1	15.91	Acc_5	43.14
8ème	Acc_1	22.66	Acc_5	28.63	Acc_1	25.66	Acc_5	32.37

Les poutres transmettent les charges vert les poteaux et voiles, les grandeurs des sollicitations qui les affectent dépend de la grandeur de la force sismique, et c'est le cas de système contreventé par voile, donc les résultats présentés dans le tableau sont attendues

V.3/Comparaison des efforts normaux maximaux et les efforts tranchants dans la base de la structure pour les deux systèmes:

Tableau V.5 : Comparaison des efforts normaux maximaux et les efforts tranchant pour dans la base de la structure

R=5		**R=4**	
Les poteaux	$\frac{N_{POTEAU}}{N_{TOTAL}} = \frac{1473.68}{1473.68} = 1$	**Les poteaux**	$\frac{N_{POTEAU}}{N_{TOTAL}} = \frac{1807.20}{1807.20} = 1$
	$\frac{V_{POTEAU}}{V_{TOTAL}} = \frac{60.36}{84.89} = 0.71$		$\frac{V_{POTEAU}}{V_{TOTAL}} = \frac{73.41}{84.89} = 0.86$
Les voiles	$\frac{N_{VOILE}}{N_{TOTAL}} = \frac{1623.08}{1473.68} = 1.10$	**Les voiles**	$\frac{N_{VOILE}}{N_{TOTAL}} = \frac{1870.08}{1807.20} = 1.03$
	$\frac{V_{VOILE}}{V_{TOTAL}} = \frac{18.09}{84.89} = 0.21$		$\frac{V_{VOILE}}{V_{TOTAL}} = \frac{19.27}{84.89} = 0.22$

A travers les résultats de tableau V.5 nous remarquons que :

- Dans le cas de système contreventé par voile unique les poteaux reprennent 86% des efforts tranchant, alors que dans le cas de système contreventé par voile et portique, les poteaux reprennent 71% des efforts tranchant.
- Les voiles reprennent presque les mêmes efforts tranchant pour les deux systèmes

A partir de cette constatation nous pouvons conclure que les poteaux sont très sollicités dans le cas de système contreventé par voile,

VII / ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1/ Introduction

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

❖ Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure ;

❖ Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

- ***Choix du type de la fondation :***

Pour les fondations On distingue : les fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers, etc.….) les fondations peu profondes (puits), et les fondations profondes (pieux). On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations entre les quelles on devra choisir en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'hétérogénéité du sol, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous –jacent qui contribuent à la complexité des problèmes de fondations, dont la solution doit vérifier deux conditions :

- Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant ; le calcul des fondations est un calcul à la rupture.
- Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment.

Les tassements différentiels sont la cause la plus fréquente d'incident pour la structure. Un même tassement différentiel aura des conséquences plus ou moins graves selon la nature de la construction : d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation.

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à σ_{sol} **= 1.5 bars** avec un ancrage de **2.0 m.**

Le choix du type de fondation dépend de :

- ❖ Type d'ouvrage à construire.
- ❖ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ❖ La capacité portante du terrain de fondation.
- ❖ La raison économique.
- ❖ La facilité de réalisation.
- ❖ La distance entre axes des poteaux.

VII.2/ Calcul des fondations :

Afin de satisfaite la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes donnée du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (*C.D.G*) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} + (\gamma_b \times D) \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol} - (\gamma_b \times D)}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

γ_b : Poids volumique du béton.

D : ancrage des semelles.

Nous avons :

δ_b =25KN/m^3 et D = 2m

N (de la superstructure) calculé par la combinaison *[G+Q]*

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations

VII.2.1/ Semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de *A* sur *B* est égal au rapport *a* sur *b* :

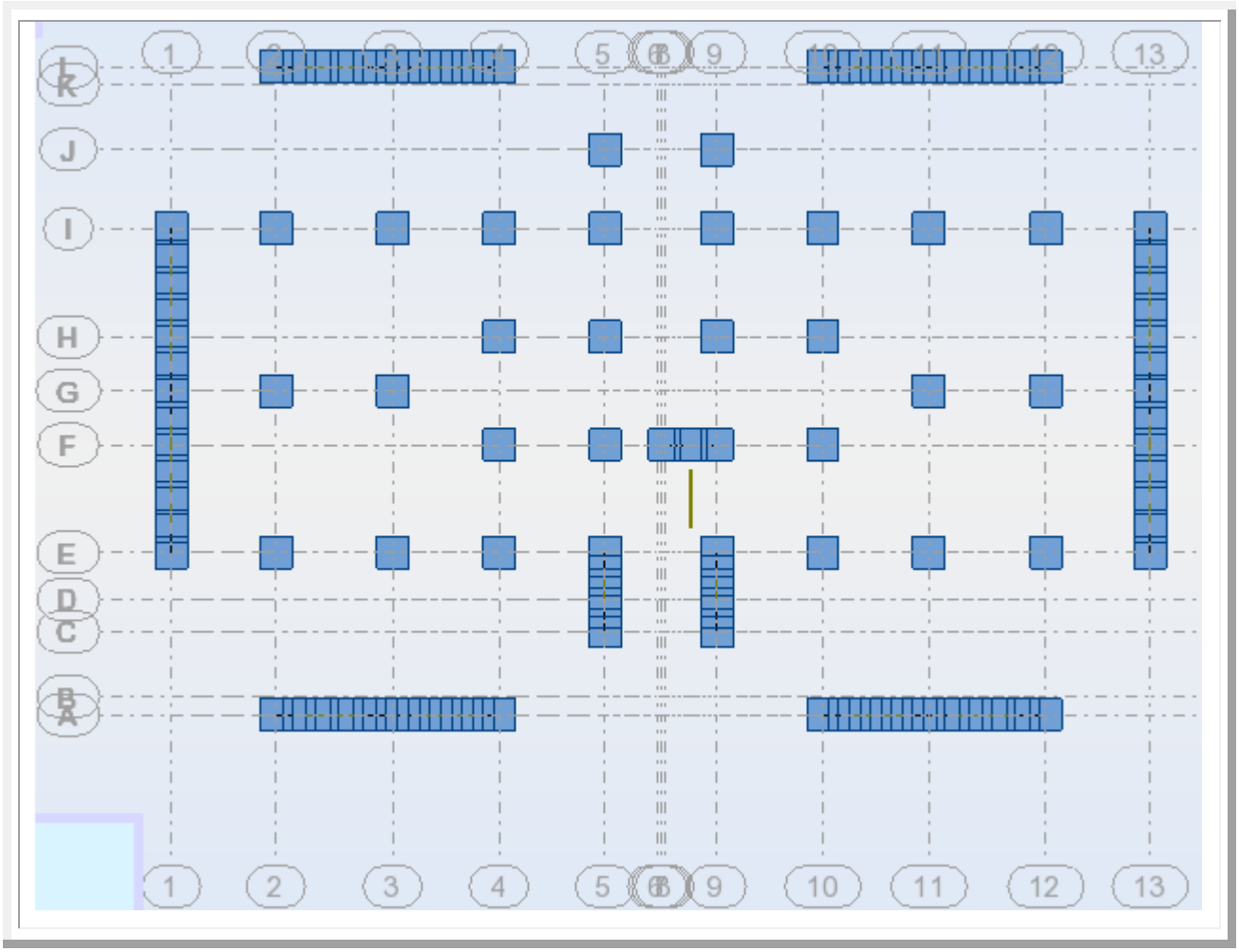
$$\frac{a}{b}=\frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S=A^2$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}-(\delta_b \times D)}$ d'où $S=\left[\frac{N}{\sigma_{sol}-(\delta_b \times D)}\right]$

Avec :

$A=\sqrt{S}$; $\sigma_{sol}=1.50bars$



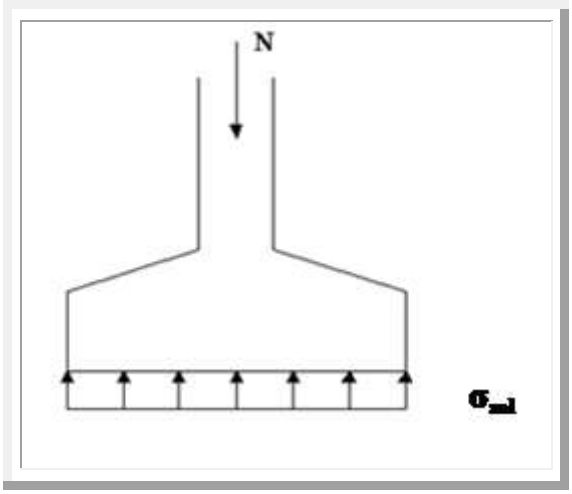


Figure VII.1. **Semelle isolée sous poteau**.

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VII.1. Sections des semelles isolées.

Poteaux	***N(kN)***	***S(m^2)***	***B(m)***	***$A^{choisie}$(m)***
E2	909.58	9.10	3.02	**3.10**
E3	1216.78	12.17	3.49	**3.50**
E4	940.95	9.41	3.07	**3.10**
F4	972.42	9.72	3.12	**3.20**
F5	755.89	7.56	2.75	**2.80**
G2	1170.34	11.70	3.42	**3.50**
G3	1307.19	13.07	3.62	**3.70**

- **Vérification de l'interférence entre deux semelles :**

Il faut vérifie que : $L \geq 1.5 \times \frac{B_1 + B_2}{2}$

Tel que :

L: est l'entre axe entre deux poteaux.

B**:** Largeur de la semelle

On a

Tableau VII.2. Vérification de l'interférence entre deux semelles.

	B(m)		***L(m)***	$1.5\times\frac{B_1+B_2}{2}$	$L\geq 1.5\times\frac{B_1+B_2}{2}$
	B_1	***B2***			
E2- E3	3.10	3.50	3.25	4.95	**CNV**
E2- G2	3.10	3.50	4.50	4.95	**CNV**
E3- G3	3.50	3.70	4.50	5.40	**CNV**
E3-E4	3.50	3.10	2.95	4.95	**CNV**
E4-F4	3.10	3.20	3.00	4.73	**CNV**
G2- G3	3.50	3.70	3.25	5.40	**CNV**

***Conclusion*:**

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les semelles seront de nature filante

VII.2.2/ <u>Semelles filantes</u>

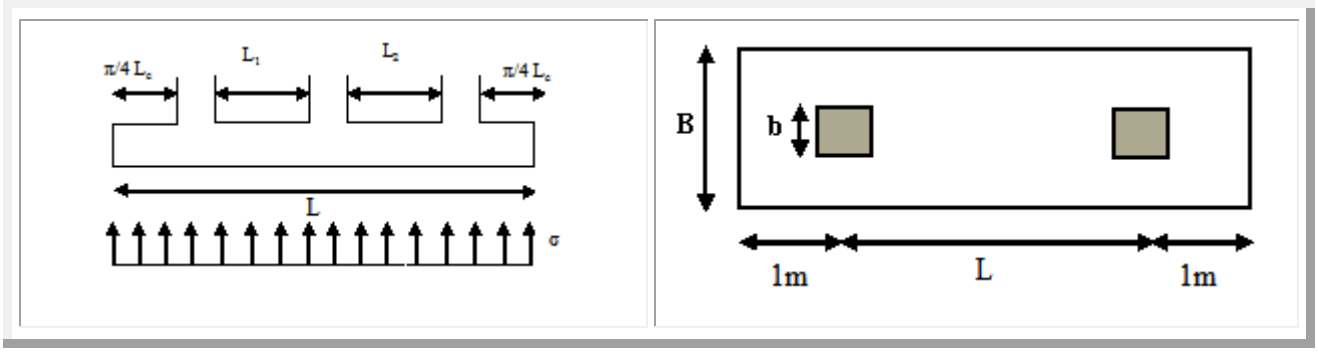


Fig. VII-2: **Schéma équivalent de la semelle filante**

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol}\geq\frac{N}{S}+\delta_b D$

Tel que:

$N=\sum N_i$ de chaque fil de poteaux.

$S=B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur du fil considéré.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N - \delta_b D}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit:

Tableau VII.3. Sections des semelles filantes

Files	***N (kN)***	***S (m^2)***	***L+2(m)***	***B(m)***	***$B^{choisie}$(m)***
A	821.00	*5.14*	*8.20*	*0.63*	***0.70***
E	*7173.74*	*47.49*	*29.20*	*1.63*	***1.70***
F	*3456.62*	*22.71*	*11.00*	*2.06*	***2.10***
G	2639.19	*17.26*	*8.15*	*2.12*	***2.20***

- **Vérification de l'interférence entre deux semelles :**

Il faut vérifie que : $L \geq 4 \times \frac{B_1 + B_2}{2}$

Tel que :

L: La distance entre deux files.

B**:** Largeur de la semelle.

Tableau VI.4. Vérification de l'interférence entre deux semelles.

	B(m)		***L(m)***	$4 \times \frac{B_1 + B_2}{2}$	$L \geq 4 \times \frac{B_1 + B_2}{2}$
	B_1	***B2***			
A-E	0.7	1.7	4.5	4.80	**CNV**
E-F	1.7	2.1	3.0	7.60	**CNV**
E-G	1.7	2.2	4.5	7.80	**CNV**
F-H	2.1	2.1	3.0	4.20	**CNV**

***Conclusion*:**

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors a l'étude Un Radier générale

VII.2.3/ Radier général

VII.2.3.1. Introduction

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

- lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartiteur de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement générale da la construction.
- lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions.

Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique). Les nervures sont vers le bas car le sous-sol est une AIR de STOCKAGE.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

VII.2.3.2/ Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier in faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour : $\begin{cases} N = 31224.22 \ kN \\ \sigma_{sol} = 1.5 \ bars \end{cases}$

On trouve : $S \geq 208.16 \ m^2$

La surface du bâtiment $S_b = 410.65 \ m^2$

Donc la surface totale du radier est 410.65 m^2

VII.2.3.3/Pré dimensionnement de radier

1. Détermination de l'épaisseur du radier :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

a. Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

L_{max}: La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 4.5\ m \Rightarrow 18\ cm \leq h_1 \leq 22.5cm$$

$$\Rightarrow h_1 = 20\ cm$$

b. Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=20000MPa$).

B : Largeur de la semelle par bande d'un mètre ($b=1m$).

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5kg/cm^3 \leq K \leq 12kg/cm^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[kg/cm^3]$ →pour un très mauvais sol.
- $K=4\ [kg/cm^3]$ →pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[kg/cm^3]$ →pour un très bon sol.

On aura : $h_2 \geq \sqrt[3]{\dfrac{3K\left(\dfrac{2L_{\max}}{\pi}\right)^4}{E}} \Rightarrow h_2 \geq 3.43\ cm$

$\Rightarrow h_2 = 3.50\ cm$

c. <u>Condition de cisaillement</u> :

On doit vérifier que : $\tau_u = \dfrac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = Min\ \left(0.1 f_{c28}; 4MPa\right) = 2.5MPa$

Avec : $T_u = \dfrac{qL}{2}$; $q = \dfrac{N_u 1ml}{S_{rad}}$

N_u*= 31224.22 kN*

L=4.50 m ; b=1m

$$\tau_u = \frac{q \times L}{2b \times d} = \frac{N_u \times L.1ml}{2S_{rad} \times b \times d} = \frac{N_u \times L}{2S_{rad} \times b \times (0.9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u \times L.1ml}{2S_{rad} \times b(0.9\bar{\tau})} = 7.60\ cm$$

$\Rightarrow h_3 \geq 7.60\ cm$

***<u>Conclusion</u>* :**

h≥ Max (h_1 *;* h_2 *;* $h_{3)}$*= 20 cm*

On prend: *h=20 cm*.

VII.2.3.4/ <u>Ferraillage du radier</u> :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferraillage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

a. <u>Ferraillage de la dalle du radier</u>:

a.1. <u>Détermination des efforts</u>:

- Si $0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1.0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$M_x = \mu_x q L_x^2$ ……sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$ ……sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastrés aux niveaux des appuis, d'ou on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

***<u>Panneau de rive</u>* :**

- Moment en travée : $M_{tx}=0.85M_x$

  $M_{ty}=0.85M_y$
- Moment sur appuis : $M_{ax}=M_{ay}=0.3M_x$ (appui de rive)

  $M_{ax}=M_{ay}= 0.5M_x$ (autre appui)

***<u>Panneau intermédiaire</u>* :**

- Moment en travée : $M_{tx}=0.75M_x$

  $M_{ty}=0.75M_y$
- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0.5M_x$

- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée : $M_t=0.85M_0$
- Moment sur appuis : $M_a=0.5M_0$

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

a.2. *Valeur de la pression sous radier* :

ELU :

$$q_u = \sigma_m^u .1m = 76.04 \ \ kN/m$$

ELS :

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} .1m = 55.15 \ \ kN/m$$

CALCUL DES MOMENTS

On prend le panneau le plus sollicité avec :

$$L_x = 3.25 \ \ m ; L_y = 4.50 \ \ m$$

a.3. *Moment en travée et sur appuis à l'ELU (ν=0)*:

On au rapport des panneaux $0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1.0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII.5 : Calcul des moments à l'ELU

Panneaux	L_x ***(m)***	L_y ***(m)***	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	q_u ***(kN/m)***	M_x ***(kNm)***	M_{tx} ***(kNm)***	M_y ***(kNm)***	M_{ty} ***(kNm)***	M_a ***(kNm)***
P	3.25	4.50	0.72	0.0658	0.4624	76.04	52.85	39.64	24.43	18.32	26.43

a.4. *Moment en travée et sur appuis à l'ELS (ν=0.2)*:

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII.6 : Calcul des moments à l'ELS

Panneaux	L_x ***(m)***	L_y ***(m)***	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	q_{ser} ***(kN/m)***	M_x ***(kNm)***	M_{tx} ***(kNm)***	M_y ***(kNm)***	M_{ty} ***(kNm)***	M_a ***(kNm)***
P	3.25	4.50	0.72	0.0719	0.6063	55.15	41.88	31.41	25.39	19.04	20.94

a.5. *Calcul du ferraillage* :

Le ferraillage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; σ_{bc}=14.2MPa ; f_e=400MPa ; σ_s=348MPa ; b=100cm ; h=20cm

d=0.9h=18 cm

Tableau VII.7 : Ferraillage des panneaux du radier

	Sens	M_u***(kNm)***	μ	β	$A_s^{cal}(cm^2)$	***Choix***	$A_s^{adp}(cm^2)$	S_t***(cm)***
Travée	*x-x*	52.85	*0.114*	*0.939*	*8.99*	*6 T 14*	*9.23*	***10***
	y-y	24.43	*0.053*	*0.972*	*4.01*	*3 T 14*	*4.62*	***20***
Appui	***x-x*** ***y-y***	*26.43*	*0.057*	*0.970*	*4.35*	*3 T 14*	*4.62*	***20***

***Espacement* :**

$$Esp \le Min(3h;33cm) \Rightarrow S_t \le Min(60\ cm\ ;\ 33\ cm) = 33\ cm$$

***Travée* :**

Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{10} = 10\ cm < 33\ cm$$

On opte : $S_t = 10\ cm$

Sens y-y :

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\ cm < 33\ cm$$

On prend : $S_t = 20\ cm$

***Appuis* :**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\ cm < 33\ cm$$

On prend : $S_t = 20\ cm$

a.6. *Vérifications nécessaires :*

1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0.23b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.17\ cm^2 < 9.23\ cm^2$$

Donc la condition est vérifiée.

2.1. <u>Vérification de la contrainte tangentielle du béton</u> :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = Min\ \left(0.1 f_{c28}\ ;\ 4MPa\right) = 2.5MPa$

Avec :

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

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{76.04 \times 3.25}{2} = 123.57\ \ kN$$

$$\tau_u = \frac{123.57 \times 10^3}{450 \times 180} = 1.53\ \ MPa < \bar{\tau}_u = 2.5\ \ MPa \text{.....} Vérifier$$

2.2. <u>Armatures transversales</u> :

- ***<u>BAEL 91 modifier 99</u>* :**

$$* \frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \times K}{0.8 f_e} \qquad (K = 1 pas\ de\ reprise\ de\ bétonnage)$$

$$* S_t \leq Min.\left(0.9d\ ;\ 40cm\right) = 18\ \ cm$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq Max\left(\frac{\tau_u}{2}\ ;\ 0.4MPa\right) 0.77\ \ MPa$$

- ***<u>RPA99 version 2003</u>* :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 b_0$$

$$* S_t \leq Min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 5\ \ cm \text{.....} Zone\ nodale$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 10\ \ cm \text{.....} Zone\ courante$$

Avec :

$$\phi_t \leq Min\left(\frac{h}{35}\ ; \phi_l ;\ \frac{b}{10}\right) = 0.57\ \ cm$$

f_e=400 MPa ; τ_u=1.53 Mpa ; f_{t28}=2.1 Mpa ; b=3.25 m ; d=18 cm

On trouve :

S_t=*5cm*……Zone nodale.

S_t=*10cm*……Zone courante.

$A_t \geq 4.88\ cm^2$

On prend : *7T10=5.49* cm^2

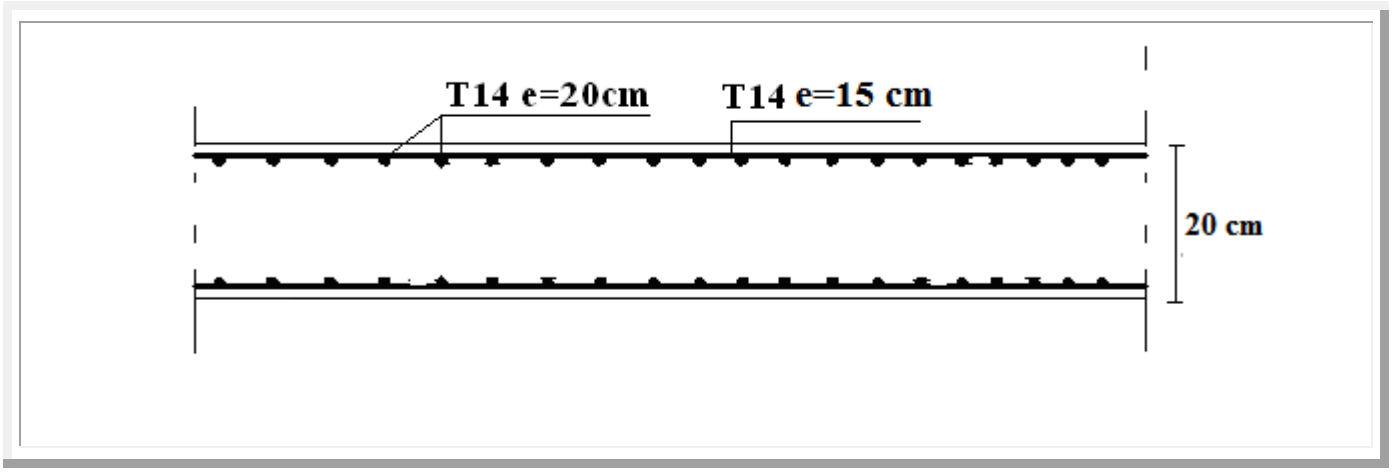


Figure VII.3 **: Ferraillage de la dalle du radier**

c. <u>Ferraillage des débords</u> :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur *L=1m*, le calcul du ferraillage sera fait pour une bande de *1m* à l'ELU.

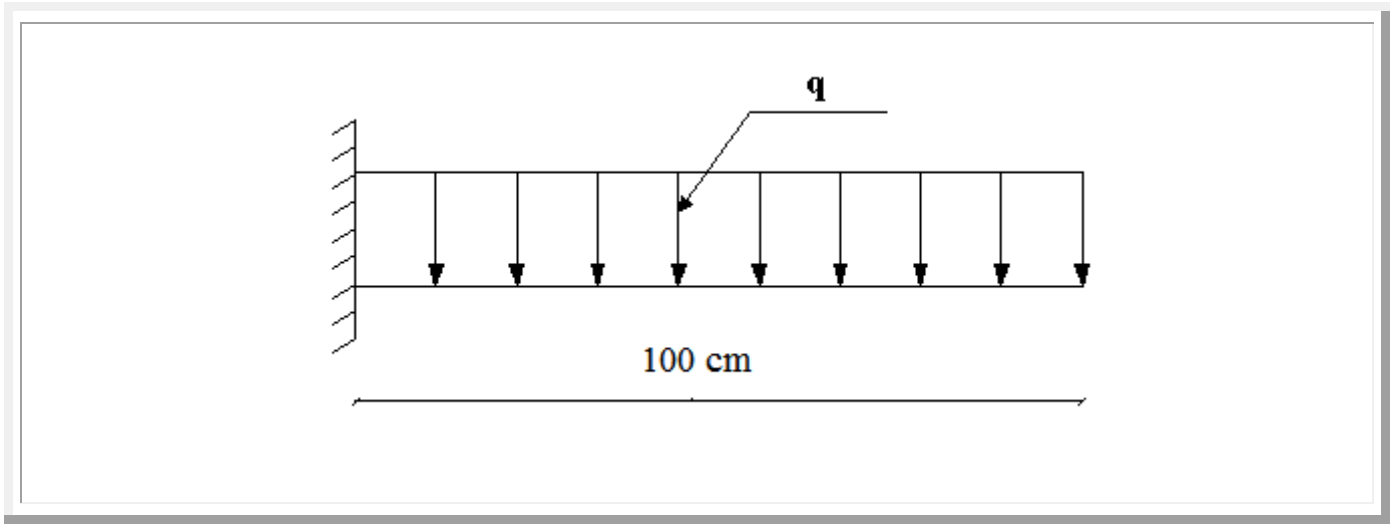


Figure VII.4 **: Schémas statique**

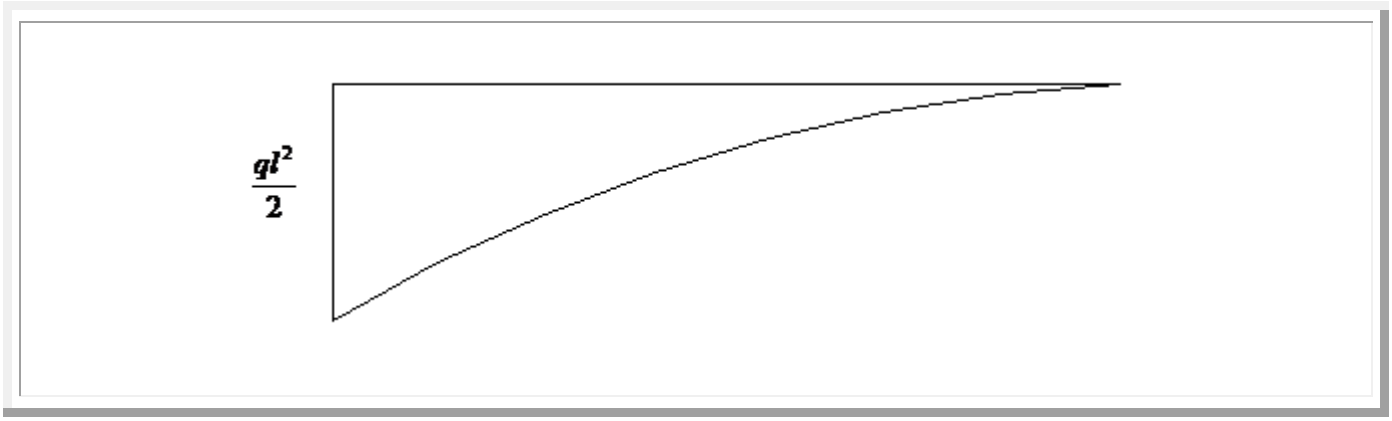


Figure VII.5 **: Diagramme des moments**

c.1. Calcul de ferraillage :

q_u=76.04 kN/ml, b=100 cm, h=20 cm, f_{c28}=25 MPa, σ_{bc}=14.2 MPa.

Tableau VII.8 : Ferraillage des débords

	M_u(kNm)	μ	β	A_s^{cal}(cm^2)
Travée	***9.51***	***0.29***	***0.824***	***1.84***

VI.3. Les longrines:

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui sont coulées sur le sol et qui relient des fondations superficielles, leur rôle est de transmettre les efforts de traction ou de compression pouvant exister entre les fondations, elles peuvent également jouer le rôle de poutre pour reprendre des charges verticales ou des moments.

VI.3.1. Prédimensionnement: *RPA99 version 200 3*[Art 10.1.1.b]

Pour un sol de fondation de catégorie (S_2) et (S_3), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 x 30) cm².

On adopte une section de: (b x h) = (30 x 30) cm².

VI.3.2. Sollicitations:

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à:

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kN}.$$

N : effort normal à la base du poteau le plus sollicité.

α : coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Dans notre cas : α = 12 **(**zone: II_b; site: S_3)

VI.3.3. Ferraillage:

Etat Limite Ultime:

Les armatures longitudinales sont données par : $A_u \geq \frac{N}{10\sigma_s}$

Le résultat obtenu est:

N_u =1307.19 KN ; $A_u \geq 3.75 cm^2$

Condition de non fragilité*: *(CBA 93)

$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$ Le résultat obtenu est: $A \geq 4.73\ cm^2$

Etat Limite Service:

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ti}}\right] = 202 MPa$$

Le résultat obtenu est:

N_{ser} =948.70 kN; A_{ser} = 2.37 cm^2

***Section minimale donnée par le RPA 99VERSION 2003*:**

$A_r \geq 0.6\% B$

Le résultat obtenu est: A_r = 5.4 cm^2

***Résultats*:**

$A = \max\left[A_u , A_{ser} , A_{RPA} , A_{CBA} \right] = 5.4\ cm^2$

On adopte : A = 5 HA 12=5.65 cm^2

Armatures transversales :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{12}{3} = 3\,mm$$

On adopte : $\varphi_t = 6\,mm$

Espacement:

$$S_t \leq \min\left\lfloor 20cm\,;15\varphi_l \right\rfloor = \min\,[20cm\,;18cm]$$

On adopte: $S_t = 15cm$.

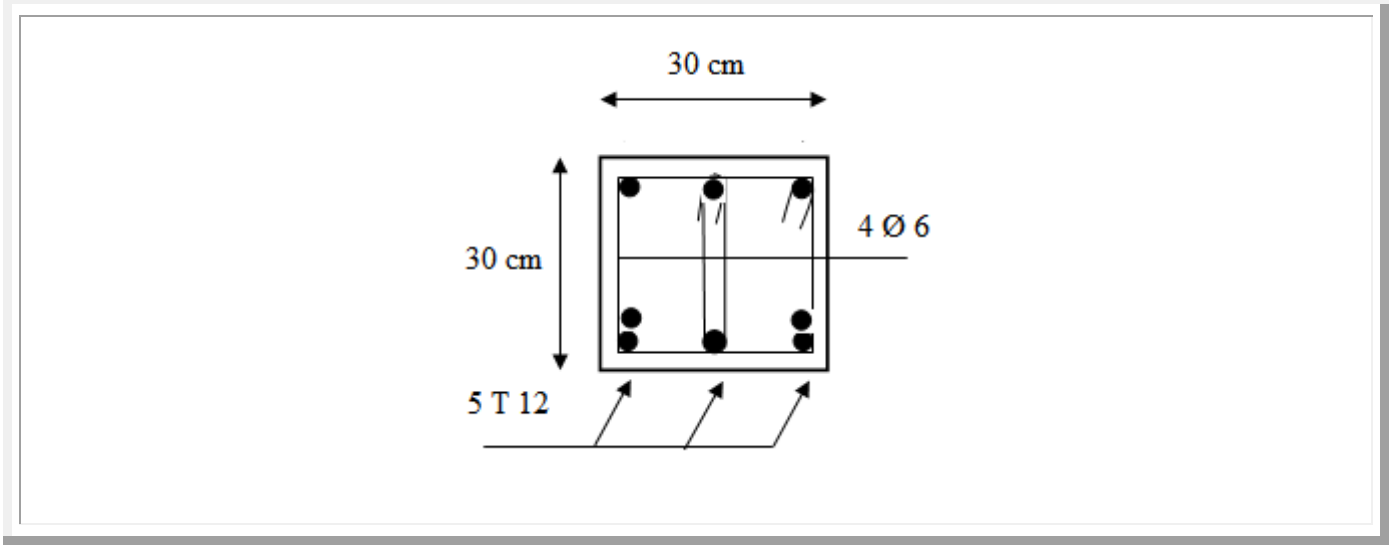


Figure VI.6 **: Ferraillage des longrines.**

Notations

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A_{max}, A_{min} : Section d'acier maximale et minimale

A: Section d'un cours d'armatures transversales.

A_{ver} : Section d'armatures verticales.

A_h : Section d' d'armatures horizontales.

A_c : Section d'armatures en partie courante (armatures de peau.)

A_D : Section d'armatures diagonales.

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

M_t : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_U : Effort normal ultime.

T_U : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

❖ Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

I_f : Longueur de flambement,

S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

S_h : Espacement de cours d'armature horizontale.

S_v : Espacement des armatures verticales.

❖ Majuscules grecques :

Δ : Variation.

$\sum$: sommation.

Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W *:* poids.

- **Minuscules grecques :**

  α*:* Angle.

  γ : Coefficient de sécurité.

  ε: Déformation relative.

  η: Coefficient de fissuration.

  λ :Élancement mécanique.

  μ : Coefficient de frottement.

  ν: Coefficient de POISSON.

  ρ : Rapport de deux dimensions

  σ : Contrainte normale.

  τ : Contrainte tangentielle.

  δ: Déplacement d'un niveau.

- **Autres notations :**

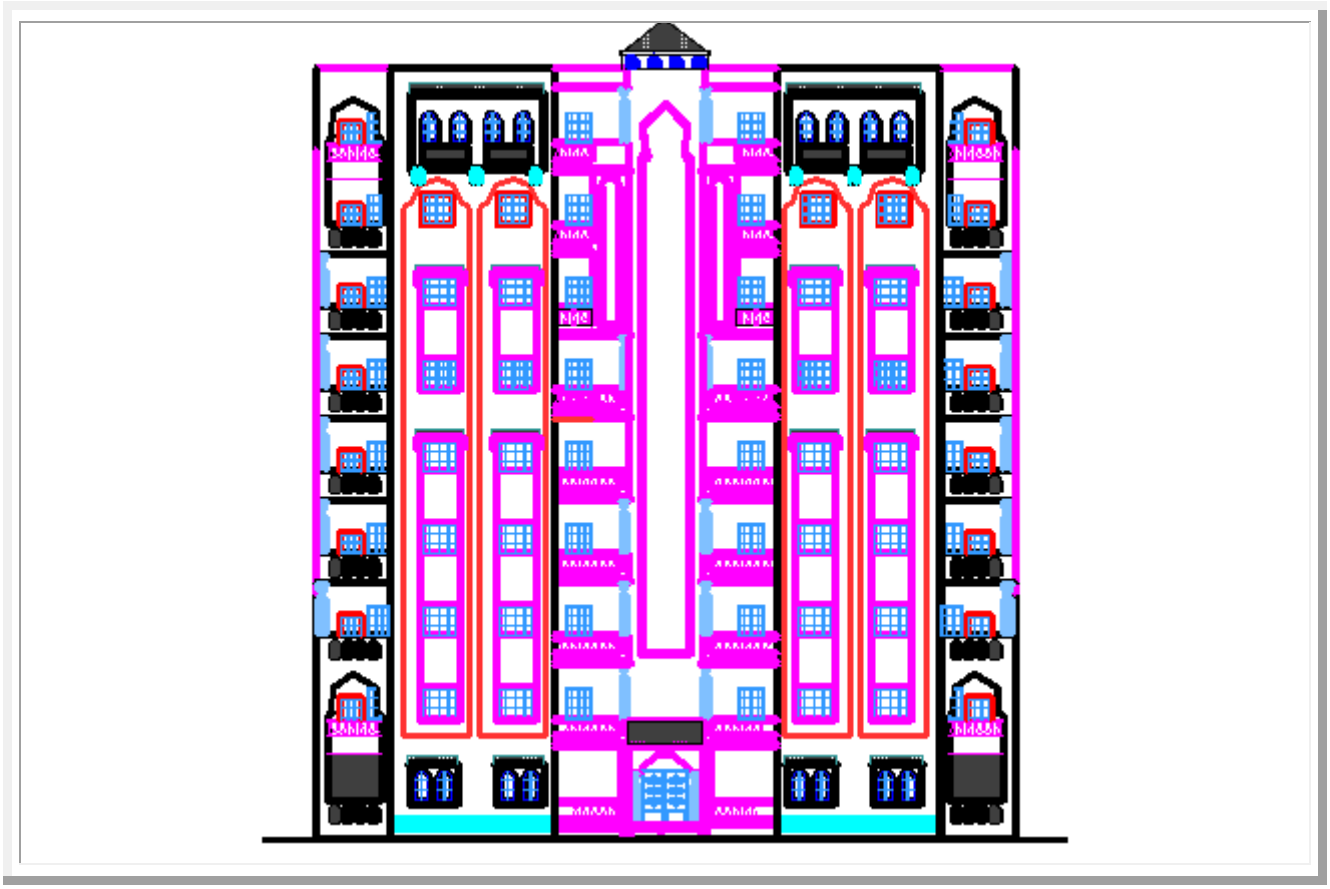
  A.N : Axe neutre.

  OK : Condition vérifiée.

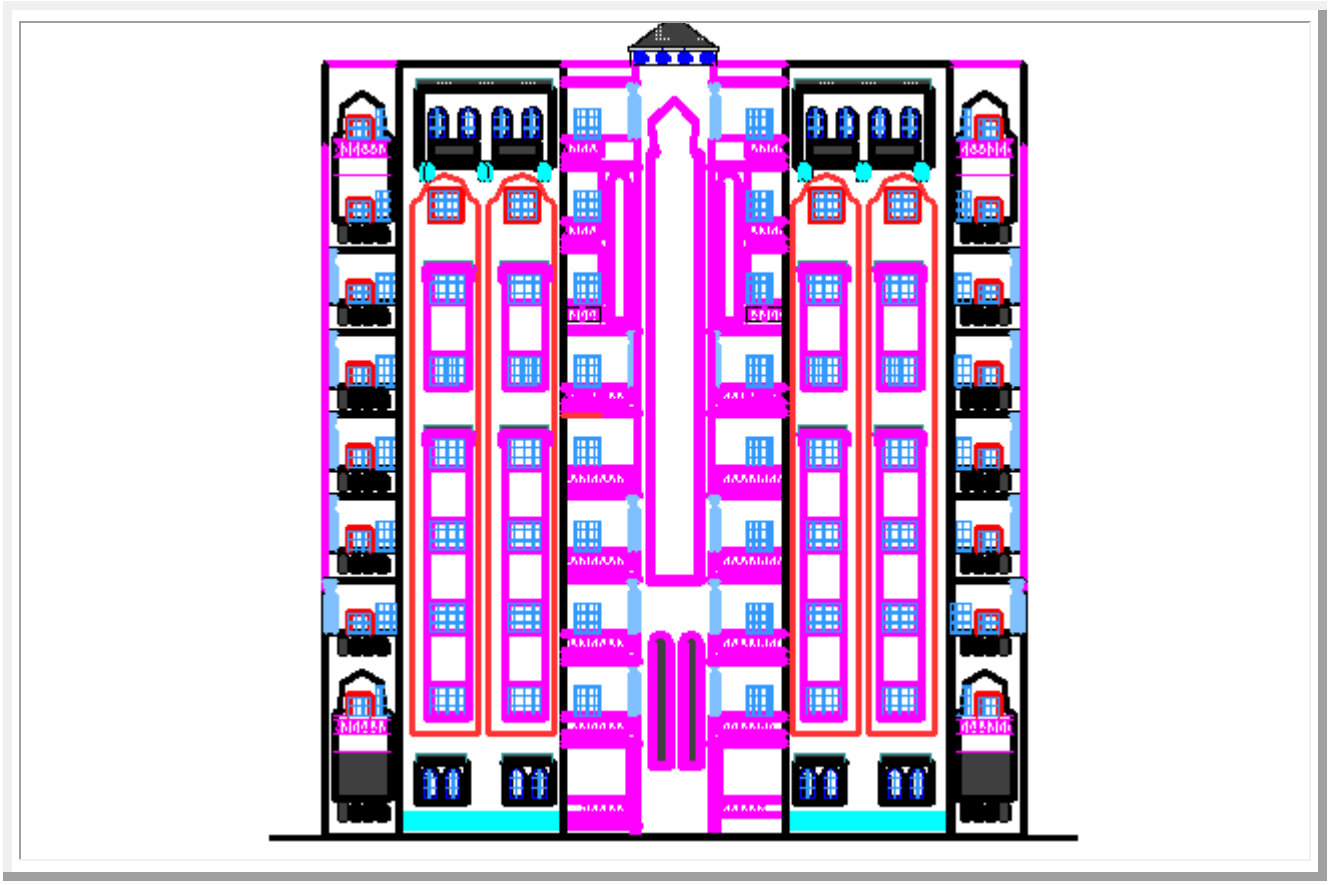
  C.N.V : Condition non vérifiée.

  Dur : Durable.

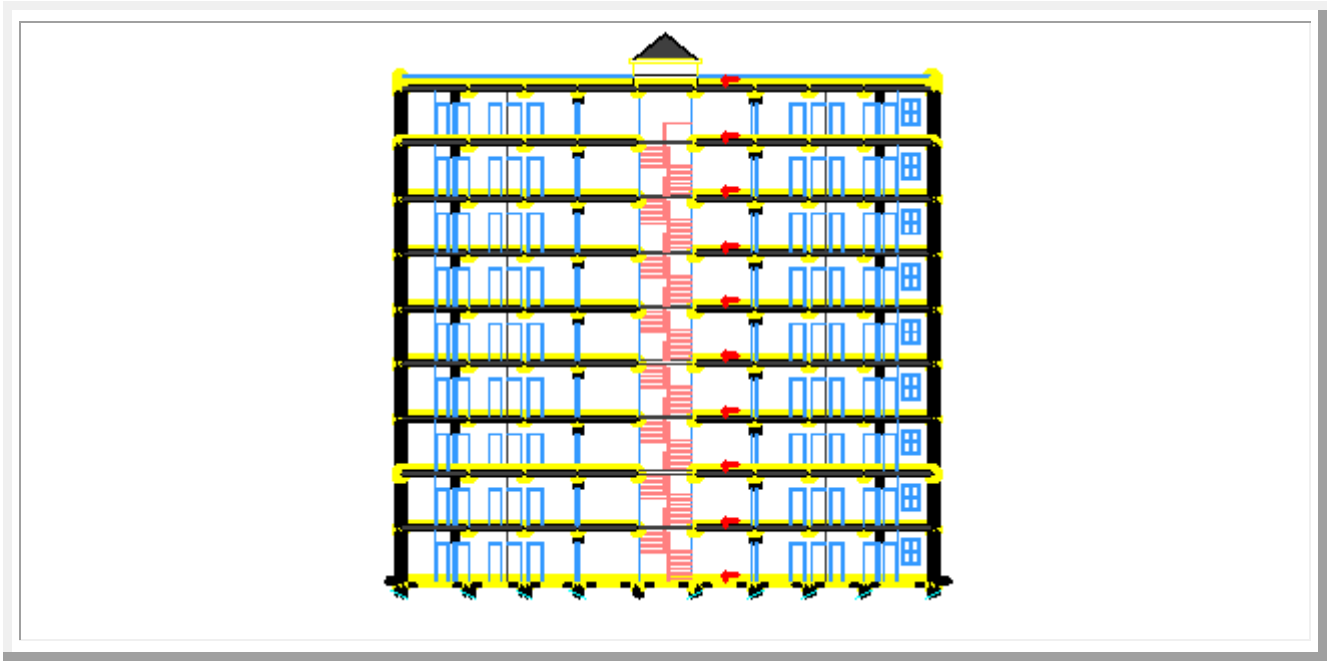
  Acc : Accidentelle.



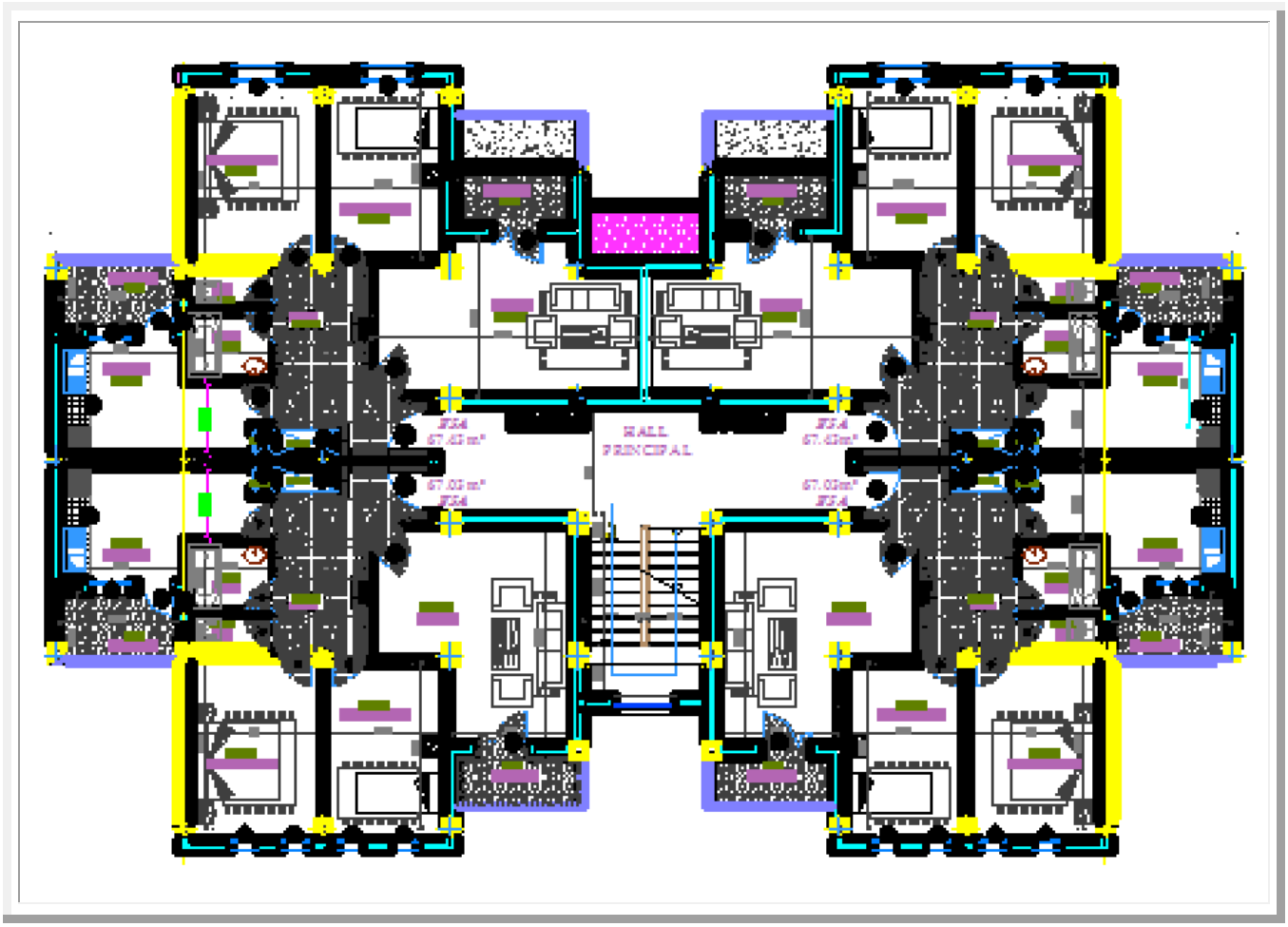
Façade postérieure



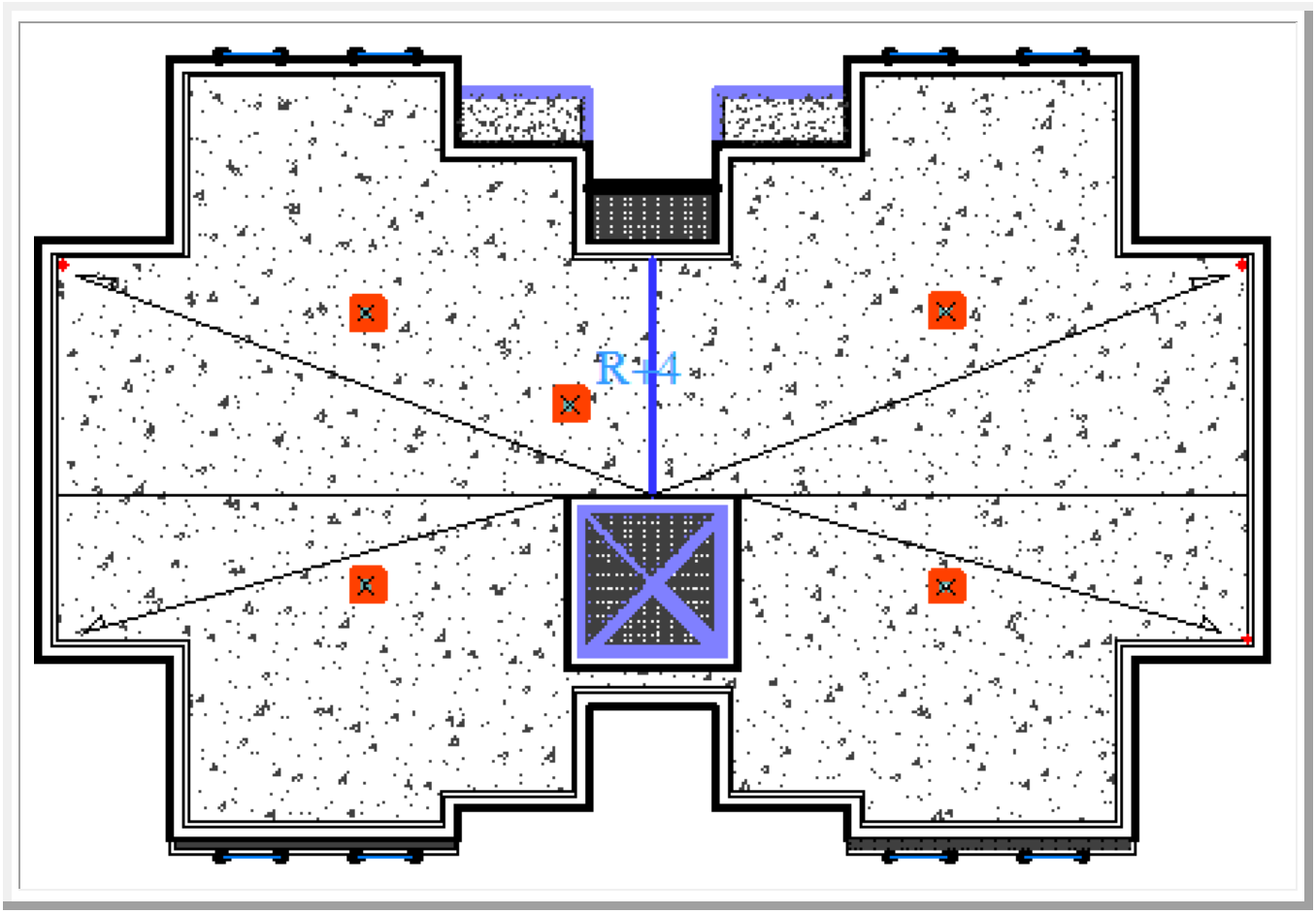
Façade principale



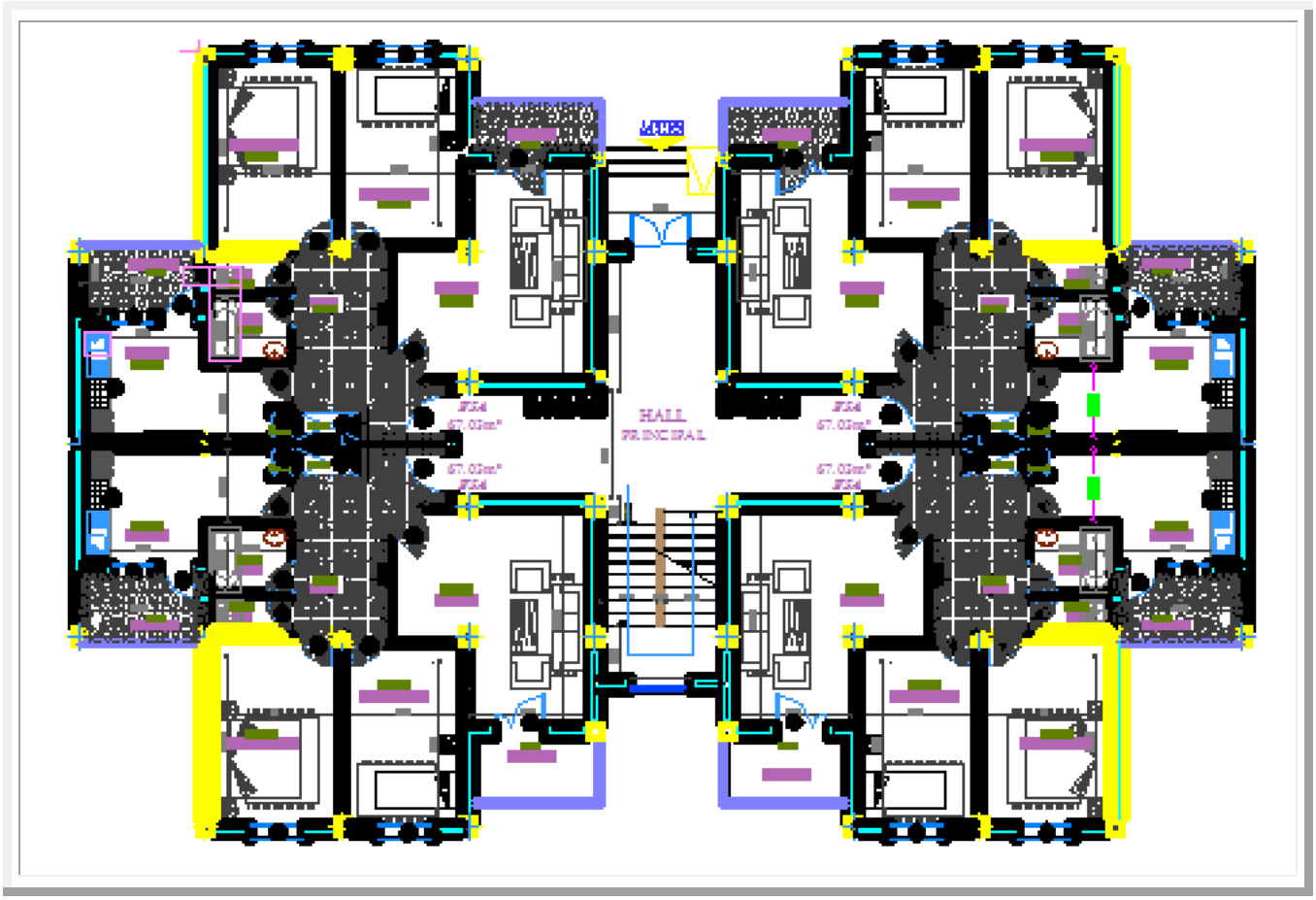
Coupe A-A



Plan des étages courants



Plan de la terrasse



Plan du RDC

I / PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

I.1/ Destination :

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études techniques et architecturales TURKMANE SOFIANE consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+8) À usage d'habitation ; décroché en plan avec deux systèmes de contreventement.

Situation : l'ouvrage étudié sera implanté à MEDEA classé selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) comme une zone de moyen sismicité (zone Π_b)

Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- Le règlement parasismique RPA 99 version 2003
- Le règlement du béton armé CBA 93
- Le règlement "charge permanentes et charges d'exploitation"

I.2/ Caractéristique géométriques de l'ouvrage :

Le projet en question est composé de (09) niveaux en superstructure dont un rez-de-chaussée et (08) étages courants avec terrasse inaccessible.

a) Les dimensions du bâtiment en plan et en élévation se présentent comme suit :

Tableau I-1 : dimension du bâtiment

➢ **Longueur**	➢ **L = 27.80 m**
➢ **Largeur**	➢ **l = 18.30m**
➢ **Hauteur d'étage**	➢ **h = 3.06 m**
➢ **Hauteur totale du bâtiment**	➢ **H = 27.54 m**

b) Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte une hauteur dépassant les 11m, alors le règlement parasismique Algérien RPA99) préconise un système de contreventement par des voiles et des portiques

c) planchers :

Nous avons utilisé un seul type de planchers, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

- Planchers à cops creux.

d) Maçonnerie :

On a deux types :

- ***Murs extérieurs*** sont composés de :
  1. Une cloison en briques creuses de 10cm d'épaisseur.
  2. Une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
  3. Une cloison en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

.

- ***Murs intérieurs*** ce sont des cloisons de séparation de 10 cm d'épaisseur.

e) le revêtement :

Le revêtement d la structure est constitué par **:**

***** Carrelage d 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers

***** Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau

* Enduit de plâtre pour les plafonds

* Mortier de ciment pour crépissages des façades extérieures et intérieurs

f) l'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 70 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé, plus quelques types de revêtement (enduit en ciment,…), son rôle principal est la protection contre

L'infiltration des eaux pluviales (empêcher leur ruissellement par le larmier) qui provoqueraient des fissures suivant la ligne de conjoncture entre l'acrotère et la forme en pente.

g) Escalier :

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit à double volet.

I.3 /Caractéristique mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA93).

I.3.1 /Béton : le Béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelé « granulats » (sable, gravier, avec du ciment et de l'eau.)

Le ciment utilisé c'est le CPA 42.5

(Ciment portland artificiel classe 42.5) pour un dosage de 350Kg / m³, donnant une résistance f_{c28}=25 MPa à 28 jours

Quelque données sur le béton pour notre travail, les valeurs standards à utilisé sont :

Tableau I-2 : caractéristique du béton

f_{c28} **(MPa)**	**25.0**	
f_{t28}**(MPa)**	2.1	
E_{i28}**(MPa)**	32164.2	
E_{v28}**(MPa)**	10819.0	
σ_{bc} **ultime (MPa)**	Situation durable	14.2
	Situation accidentelle	18.5
σ_{bc} **service (MPa)**	15.0	
τ_u **(MPa)**	Fissuration peu nuisible	3.33
	Fissuration préjudiciable	2.5

I.3.1.a /caractéristique du Béton :

- facile à le fabriquer et à le mettre en œuvre sur chantier.
- bonne résistance aux actions climatiques.
- bonne résistance à la compression.
- faible résistance à la traction.

I.3.1.b/ ciment : le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences suivantes.

- Résistance mécanique.
- Imperméabilité à l'eau.

I.3.1.c/ Granulats : le béton est constitué de deux types de granulats.

- Sable de dimension inférieure à 5 mm.
- gravier de dimension inférieur à 25mm (3/8 ; 8/15 ; 15/25)

I.3.1.d/ Eau de gâchage : l'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement du béton.

I.3.1.e/ Dosage du béton :

La variation de la teneur en eau modifie l'ouvrabilité du béton et peut altérer son module d'élasticité. Toute variation par rapport à la formulation théorique des bétons peut avoir des conséquences négatives sur leurs qualités.

On retiendra que, pour 1 m^3 de béton, on utilise environ 350 à 400 kg de ciment, 175 à 200 kg d'eau, 500 à 550 kg de sables (dimension < 6 mm) et 1100 à 1200 kg de gravillons (dimension comprise entre 1 et 25 mm), ces proportions varient dans de faibles proportions avec la qualité du béton recherché.

I.3.2/ Béton armé :

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts aux quels le béton résiste mal " effort de traction".

* les deux matériaux (béton, acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement, et ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.3.2.a/ Résistance du béton :

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la destruction sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

I.3.2.b/ Résistance caractéristique à la compression :

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200cm² de section (ϕ = 16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (H = 32cm).

Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cJ} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour } f_{c28} \leq 40\ Mpa$$

Selon CBA art A.2.1.1.1 [2]

$$F_{cJ} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour } f_{c28} > 40\ Mpa$$

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $1.10\, f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

Tableau I-3 : Résistance f_{c28} du béton à 7 ; 14 et 90 jours [2].

f_{c28}(Mpa)	16	20	22	25	30	35	40
7 jours	10.6	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

I.3.2.c/ Résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " f_{tj} " est déterminée par trois essais :

1. En traction directe ;
2. En traction par fendage ;
3. En traction par flexion.

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation:

$$f_{tJ} = 0.6 + 0.06\, f_{cJ} \qquad \text{Avec : } f_{cJ} \text{ et } f_{tJ} \text{ en } Mpa$$

I.3.2.d/ Coefficient de POISSON (υ) :

$$\upsilon = \frac{\text{Allongement dans le sens transversal}}{\text{Raccourcissement longitudinal}} = \frac{\Delta_a / a}{\Delta_b / b}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple (Flambement transversal " Δ_a " raccourcissement longitudinal " Δ_l "),

Le coefficient de POISSON est pris égal à :

$\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations (ELS);

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations (ELU). [2]

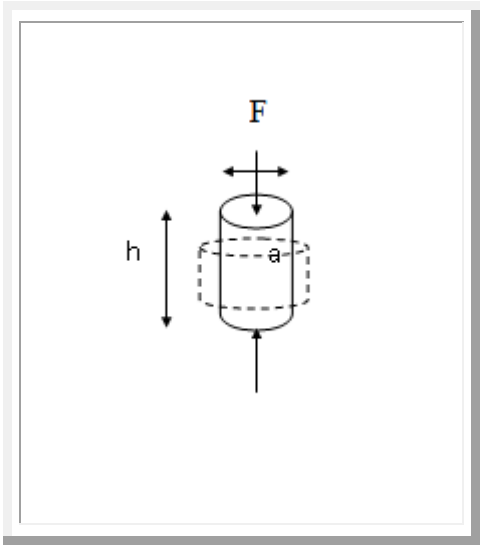


Fig. I-1**: Schéma statique de coefficient de poisson**

I.3.2.e/ Module de déformation longitudinale:

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton est pris égal à:

$$E_{iJ}(Mpa) = 11000(f_{cJ})^{1/3}$$ Selon CBA art A.2.1.2.1 [2]

Où : f_{cJ} représente la résistance caractéristique à la compression à "J" jours exprimée en Mpa.

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation E_{VJ} est pris égale à :

$$E_{VJ}[Mpa] = \frac{E_{iJ}}{3}$$ Soit : $E_{VJ} = 3700(f_{cJ})^{1/3} Mpa$ Selon CBA art A.2.1.2.2 [2]

I.3.3.Acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur considérable à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

A. Types d'acier :

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I.4 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	F_e (Mpa)
Rond lisse	Armatures transversales	FeE 235	$\phi 6$ *et* $\phi 8$	235
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE 400	$T \geq 8$	400
Treillis soudé	Dalle de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$	520

B. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé : [$E_s = 2.10^5 Mpa$]. Art A.2.2.1. [2]

N.B : Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe ;
Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.4. Principe de calcul du C.B.A.93 :

Il existe deux états limites :

- Etat limite ultime (E.L.U) basé sur :
  - L'Equilibre statique
  - L'ouverture des fissures
  - La stabilité de forme
- Etat limite de service (E.L.S) basé sur :
  - La compression du béton
  - L'ouverture des fissures
  - La déformation

➢ **E.L.U de résistance :**

1. Contrainte du béton en compression :

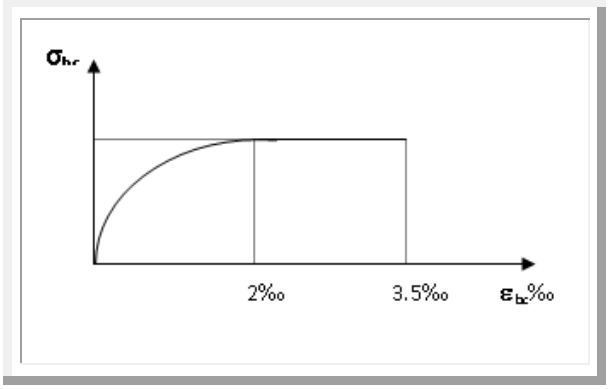


Fig. I-2**: Diagramme contrainte –déformation du béton**

La contrainte ultime du béton en compression σ_{bc} est donnée par la formule:

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0.85 f_{cJ}}{\theta \times \gamma_b} \qquad \text{Art A.4.3.4.1. [2]}$$

Avec : γ_b : coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1.5$ Pour une combinaison fondamentale ;

$\gamma_b = 1.15$ Pour une combinaison accidentelle.

$\theta = 1$ lorsque la durée probable d'application des charges est Supérieure à 24 heures ;

$\theta = 0.9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures ;

$\theta = 0.85$ lorsqu'elle est inférieure à 1 heure ;

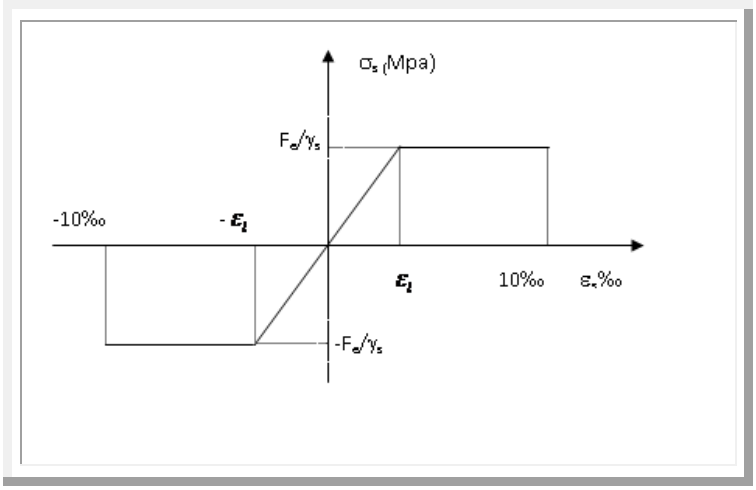
2. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{cJ}}{\gamma_b},\ 5\ Mpa\right)$ [2]
- Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{cJ}}{\gamma_b},\ 4\ Mpa\right)$ [2]

3. Contrainte limite de l'acier:

A L'E. L.U, la contrainte limite de l'acier est:



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

Avec :

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte de l'acier ;

F_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier ;

γ_s : Coefficient de sécurité $\quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation durable} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier

ε_l : Allongement ou raccourcissement limite

$\varepsilon_s = \dfrac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$ d'où : $\varepsilon_s = \dfrac{\Delta L}{L}$

- **A l'E.L.S :**

  a. E.L.S de compression de béton :

  La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{cj}$ Art A.4.5.2 [2]

  A l'état ultime de service, σ_b doit être inférieure à $\overline{\sigma_b}$.

  b. E.L.S de contrainte limite de l'acier:

Contrainte limite de l'acier :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer [2]
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [Mpa] [2]
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[\frac{f_e}{2}; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [Mpa] [2]

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses et les treillis soudés} \\ 1.6 & \text{pour les armatures à haute adhérance} \end{cases}$$

Conclusion : Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

Erreur ! Des objets ne peuvent pas être créés à partir des codes de champs de mise en forme.

$f_{t28} = 2.1Mpa$

$E_{i28} = 32164.2Mpa$

$E_{v28} = 10819Mpa$

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14.2Mpa & : situation\ durable \\ 18.48Mpa & : situation\ accidentel le \end{cases}$$

$\overline{\sigma_{bc}} = 15Mpa$

$FeE400,\ fe = 400Mpa$: Pour les armatures longitudinales

$FeE235,\ fe = 235Mpa$: Pour les armatures transversales

$\overline{\sigma_s} = 202Mpa$: Fissuration préjudiciable pour les AH

II/PREDIMENSIONNEMENT

Le pré dimensionnement est un calcul préliminaire ; il permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts.

II.1/ Pré dimensionnement du plancher :

Un plancher est une aire plane horizontale qui sert à limiter les étages ; sa fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs ;
Ainsi que de remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

Plancher à corps creux :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associés aux corps creux
La hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

$$\mathbf{(L/25)} \leq \mathbf{h_t} \leq \mathbf{(L/20)}$$

Avec :

L: longueur max de poutrelle entre axe = 4.5 m.

$450/25 \leq \mathbf{h_t} \leq 450/20 \Rightarrow 18\text{ cm} \leq \mathbf{h_t} \leq 22.5\text{ cm}$

Selon CBA [2] $\mathbf{h_t} \leq 450/22.5 \Rightarrow \mathbf{h_t \leq 20}$

On adoptera $h_t = 20$ cm telle que $h_t = d + e$

d= 16cm (hauteur de corps creux).

e= 4cm (hauteur de la dalle de compression).

Donc $\mathbf{h_t = (16 + 4)\ cm}$.

II.2/ Evaluation des charges et surcharges :

II.2.1/plancher terrasse

II.2.1.a/charges permanentes :

Tableau II-1 : charges permanentes du plancher terrasse (corps creux)

N°	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	20	**1.00**
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	**0.12**
3	Papier kraft	-	-	**0.05**
4	Liége (isolant)	0.04	4	**0.16**
5	Forme de pente	0.10	22	**2.2**
6	Film polyane	-	-	**0.01**
7	Parvapeur	0.01	6	**0.06**
8	Plancher (16+4)	0.20+0.04	-	**2.80**
9	Enduit plâtre	0.02	10	**0.2**
Charge permanente G				**6.6**

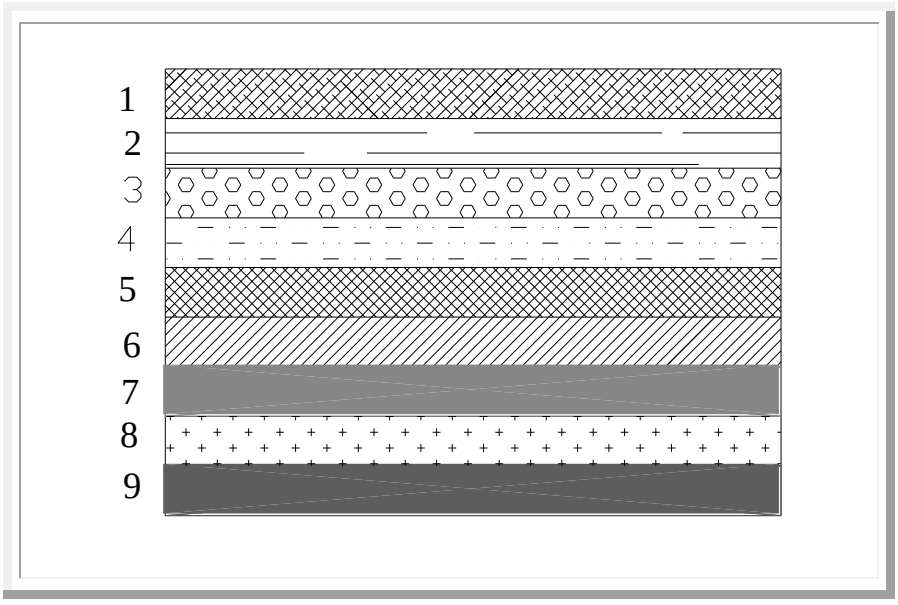


Figure II.1 **: Composants d'un plancher terrasse**

II.2.1.b/surcharges d'exploitation

Le plancher terrasse est inaccessible : **Q = 1KN/m^2**

II.2.2/ Maçonnerie :

II.2.2.a/ Murs extérieurs (double cloison)

Tableau II-2 : charges permanentes du mur double cloison

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
01	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
02	Enduit en ciment	0.02	18	2 x 0.36
03	Brique creuse	0.10	9	2 x 0.90
04	Lame d'air	0.05	/	/
Charge permanente G				2.72

II.2.2.b/Murs intérieurs (simple-cloison)

Tableau II-3 : charges permanentes du mur

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
01	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
02	Enduit en ciment	0.02	18	2 x 0.36
03	Brique creuse	0.10	/	0.9
Charge permanente G				1.82

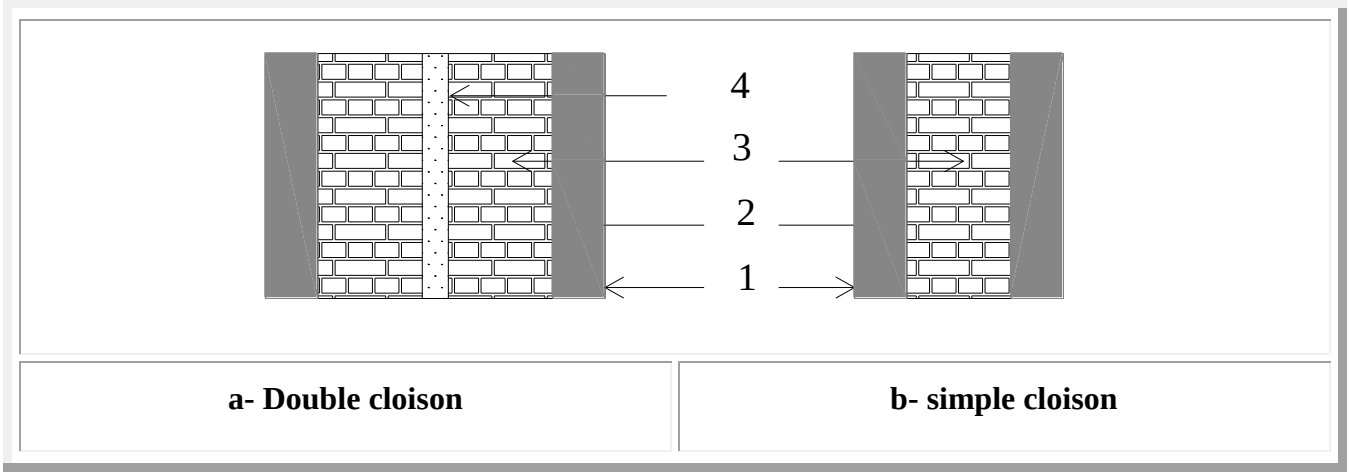


Figure II.2 : **Coupe de mur en maçonnerie**

II.2.3/ Plancher courant

II.2.3.a/ Charges permanentes

Tableau II-4 : charges permanentes du plancher courant (corps creux)

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lit de sable	0.3	18.00	0.54
4	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.2
6	Simple Cloison	0.14	-	1.82
Charge permanente G				6.2

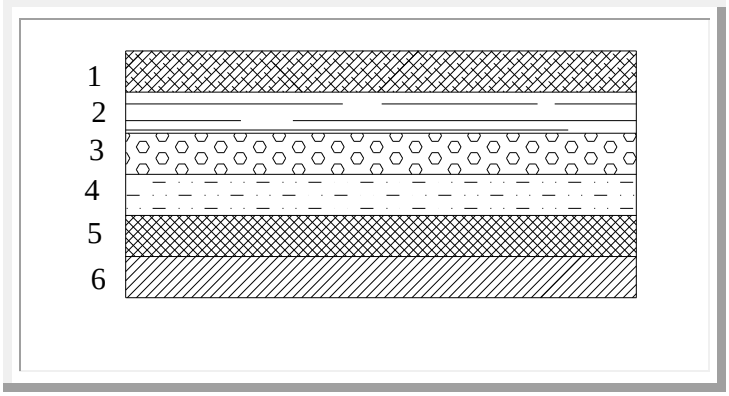


Figure II.3 : **Composants d'un plancher courant**

II.2.3.b/surcharges d'exploitation

Le plancher courant à usage d'habitation : **Q = 1.5KN/m^2**

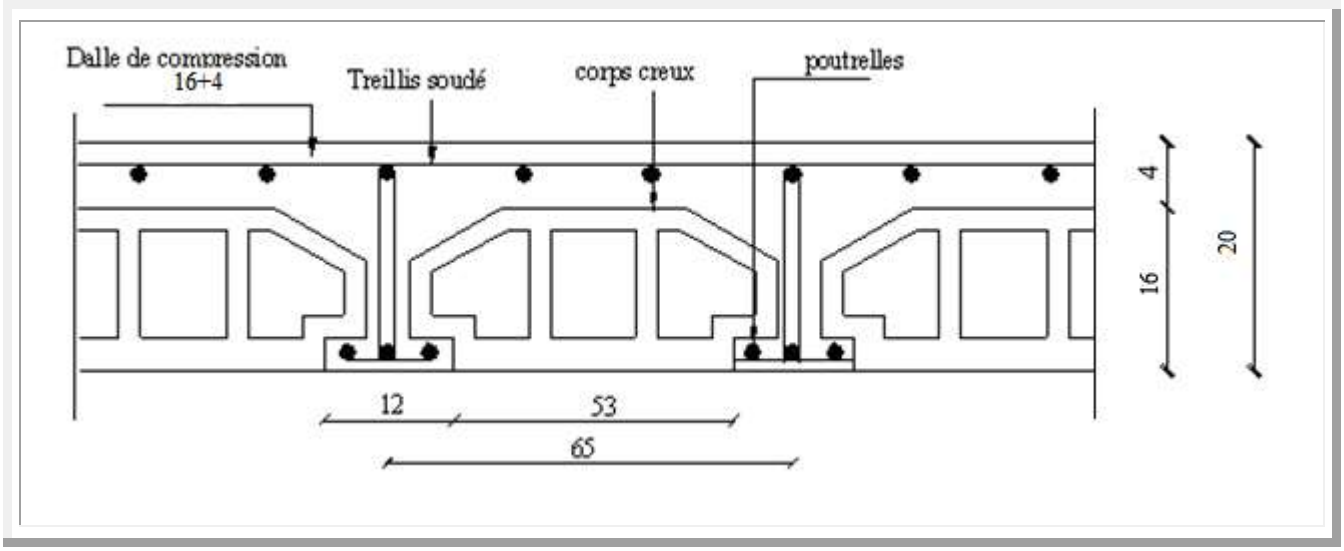


Figure II.4 : **Coupe du plancher corps creux**

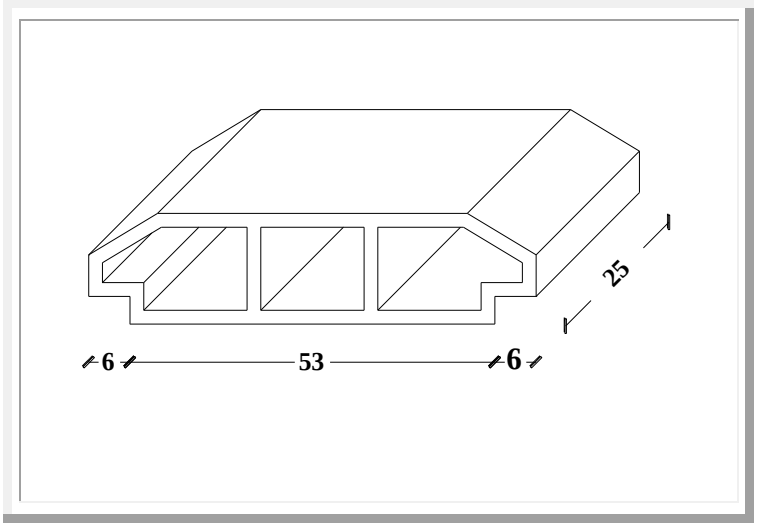


Figure II.5 : **Dimension du corps creux**

II.3) pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée satisfait la condition de résistance et de la flèche imposées par le règlement C.B.A.93 et selon les exigences des règles parasismiques Algériennes (R.P.A 99+compléments…) :

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

$$0.3 \times h \leq b \leq 0.7 \times h$$

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-dessous :

$(b \geq 20cm ; h \geq 30cm ; \frac{h}{b} \leq 4)$ ..... [1]

II.3.1) poutres principales :

L_{max}= 4.20 m, alors : $420/15 \leq h \leq 420/10 \Rightarrow 28\ cm \leq h \leq 42\ cm$

Si on adopte h = 40 cm donc : $0.3 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 12\ cm \leq b \leq 28\ cm$

II.3.1.a) Vérification selon le R .P.A 99 : Art 7.5.1 [1]

b = 30 > 20 cm (c.v)

h = 40 > 30 cm (c.v)

$\frac{h}{b}$ = 1.33 ≤ 4 (c.v)

$\frac{h}{b}$ = 1.33 > 1/4 (c.v)

❖ c.v : condition vérifiée

On adopte h=40 b=30

II.3.1.b) vérification de la flèche :

Selon CBA 93 B.6.5.3 [2]

$$si\ l \le 5\ m \Rightarrow F \le \frac{l}{500}$$

$$si\ l > 5\ m \Rightarrow F \le \frac{l}{1000} + 0.05$$

➢ Charges revenant à la poutre principale :

Poids propre de la poutre G_p = 0.40 x 0.30x25 = 3KN/ml

Poids propre du plancher $G_{plancher}$ = 2.8 x 6.2= 17.36 KN/ml

$Q_{plancher}$ = 1.5 x 3.1= 4.65KN/ml

Poids total : $p_{total} = (G_p + G_{plancher} + Q_{plancher})$ = 25.01KN/ml

Calcul de la flèche

$$L = 4.20 \leq 5m \quad \Longrightarrow \quad F_{limite} = \frac{L}{500} = 0.84\ m$$

La flèche de la poutre est calculée comme suit :

$$F = \frac{5 \times P \times L^4}{384 \times E \times I}$$

$I = \frac{b \times h^3}{12}$; Il faut vérifier que $F \leq$ **F_{limite}**

$$F = \frac{12 \times 5 \times 25.01 \times (4.20)^4}{384 \times 10819 \times 10^3 \times 0.30 \times 0.40^3} = 5.85 \times 10^{-3} m < F_{limite} = 0.84\ m$$

Conclusion : pour les poutres principales (porteuses), on adoptera la section suivante :

(b x h) = (30 x 40) cm.

II.3.2) poutres secondaires :

La portée maximale des poutres secondaires à une longueur de : $L_{max} = 2.95m$

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

$$0.3 \times h \leq b \leq 0.7 \times h$$

$$\frac{1}{4} < \frac{h}{b} < 4$$

Alors $19.66m \leq h \leq 29.5m$

Si on adopte h = 30 cm donc

$9m \leq b \leq 21m$

Si on prend on considération l'épaisseur de double cloison est 29 cm dans ce cas il faut prendre une valeur $b \geq 29$ cm ; on adopte b = 30 cm

II.3.2.a) Vérification selon le R .P.A 99 : Art 7.5.1 [1]

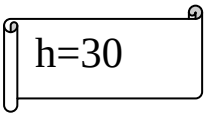
b = 30 > 20 cm (c.v)

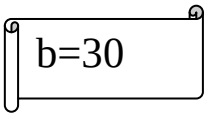
h = 30 > 30 cm (c.v)

$\frac{h}{b} = 1 < 4$ (c.v)

$\frac{h}{b} = 1 > 1/4$ (c.v)

❖ c.v : condition vérifiée





II.3.2.b) vérification de la flèche :

Selon CBA 93 B.6.5.3 [2]

$$si\ l \le 5\ m \Rightarrow F \le \frac{l}{500}$$

$$si\ l > 5\ m \Rightarrow F \le \frac{l}{1000} + 0.05$$

Poids propre de la poutre $G_p = (0.30 \times 0.30 \times 25) = 2.25KN/ml$

Poids propre du plancher $G_{plancher} = 6.2 \times (0.65-0.3) = 2.17KN/ml$

$Q_{plancher} = (1.5 \times 0.65) = 0.975KN/ml$

Poids total : $p_{total} = (G_p + G_{plancher} + Q_{plancher}) = 5.395KN/ml$

Calcul de la flèche

$$L = 2.95 \le 5m \Longrightarrow F_{limite} = \frac{L}{500} = 0.59m$$

La flèche de la poutre est calculée comme suit :

$$F = \frac{5 \times P \times L^4}{384 \times E \times I}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12}\ ;\ F \le \mathbf{F_{limite}}$$

$$F = \frac{12 \times 5 \times 5.395 \times (2.95)^4}{384 \times 10819 \times 10^3 \times 0.30 \times 0.30^3} = 7.28 \times 10^{-3} m < F_{\lim ite} = 0.59\ m$$

Conclusion : pour les poutres secondaires (non porteuses), on adoptera la section suivante :

(b × h) = (30 × 30) cm.

II.4) Pré dimensionnement des Poteaux :

Pour le pré dimensionnement des poteaux on utilisera un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but l'évaluation des actions de charges permanentes et d'exploitations, c'est pour quoi le pré dimensionnement des poteaux se fait sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

II 4.1/ Etapes de pré dimensionnement *:*

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
- Action revenant à ce poteau.

Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées ([2] ART B 8.1.1).

✓ Vérifier $N_{ultime} \leq \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha$

A : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul $A = \frac{B}{1000}$

B_r : section réduite du poteau obtenue en déduisant de la section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

α : Coefficient fonction de l'élément mécanique « λ » qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1 + 0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases} \qquad \textbf{[1]}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

L_f: Longueur de flambement.

Le règlement CBA93 définie la longueur de flambement $\mathbf{L_f}$ comme suit :

- $0.7\times L_0$: si le poteau est encastré à ses deux extrémités :
- Soit encastré dans un massif de fondation
- Soit assemblé à des poutres de planché ayant au moins la même raideur que luis dans le sens considéré et le traversé de part en part
- L_0 : Dans les autre cas

i : rayon de giration.

- $i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ $\qquad I = \frac{b \times h^3}{12}$ (poteau carré).

Selon RPA…… la section minimale du poteau de la zone II_b est (30×30)

Remarque :

$$k_{poutre\ principale} = \frac{I}{L} = \frac{b \times h^3}{12 \times L} = \frac{0.30 \times 0.40^3}{12 \times 4.2} = 3.81 \times 10^{-4}\ m^3$$

$$k_{\text{poutre secondaire}} = \frac{I}{L} = \frac{b \times h^3}{12 \times L} = \frac{0.30 \times 0.30^3}{12 \times 2.95} = 2.29 \times 10^{-4}\ m^3$$

$$k_{poteau} = \frac{I}{H} = \frac{b \times h^3}{12 \times H} = \frac{0.30 \times 0.30^3}{12 \times 3.06} = 2.21 \times 10^{-4}\ m^3$$

$$k_{poutre} > k_{poteau}$$

Pour un poteau de section (35×35)

$$k_{poteau} = \frac{I}{H} = \frac{b \times h^3}{12.H} = \frac{0.35 \times 0.35^3}{12 \times 3.06} = 4.09 \times 10^{-4}\ m^3$$

$$k_{poutre} < k_{poteau}$$

Donc on prend la section (35×35) au niveau de derniers planchers

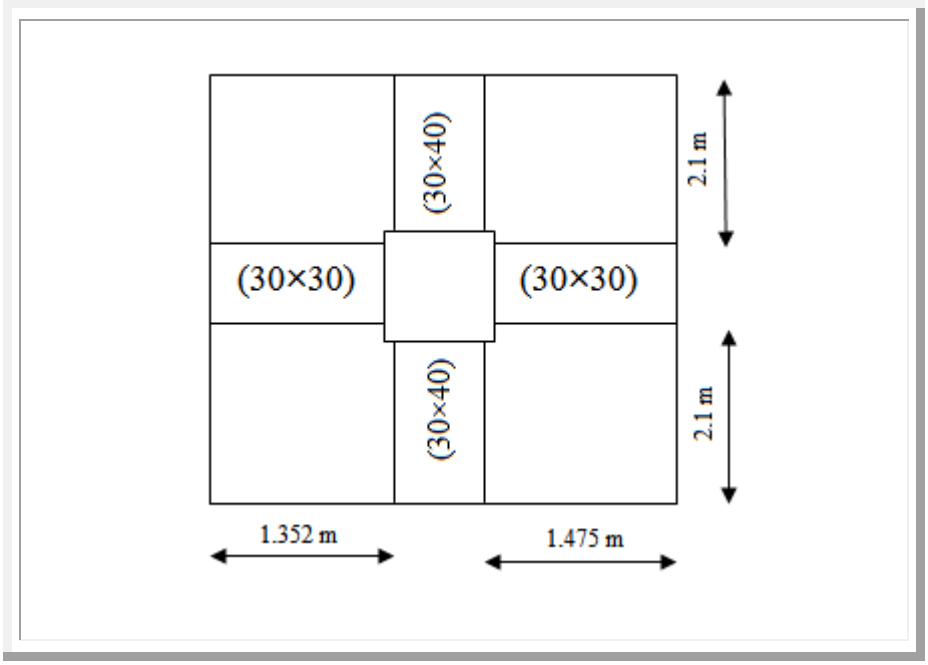


Figure II.6 : **Représentation du poteau le plus sollicité**

II 4.2/ Détermination des charges et surcharges

On a : La surface complète du plancher 13.95 m^2

La surface du plancher 11.76 m^2

Niveau terrasse ($8^{éme}$ étage) :

$G_{palncher}$ = 6.6×(11.76) =77.62 KN

G_{poutre} = 25× [(2.8×0.30×0.30) + (4.2×0.40×0.30)] = 18.9 KN

$G = G_{palncher} + G_{poutre}$ =77.62+18.9= 96.52KN

La charge d'exploitation Q = 1×13.95= 13.95 KN

Niveaux ($7^{éme}$,$6^{éme}$,$5^{éme}$,$4^{éme}$,$3^{éme}$,$2^{éme}$, 1^{er} étage et RDC) :

$G_{palncher}$ = 6.2× (11.76) =72.91 KN

G_{poutre} = 25× [(2.8×0.30×0.30) + (4.2×0.40×0.30)] = 18.9 KN

G_{poteau} = 0.35×0.35×3.06×25= 9.37 KN

$G = G_{palncher} + G_{poutre} + G_{poteau}$ =72.91+18.9+9.37=101.18 KN

La charge d'exploitation Q = 1.5×13.95= 20.93 KN

Charges d'exploitation :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'a 0.5Q

- $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + Q_3 + ... + Q_n)$

Avec :

- n : nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage" 0").
- Q0 : la charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q_1, Q_2,....., Q_n : les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage.

✓ **<u>Loi de dégression des charges Q</u>** **selon D.T.R B.C ART 6.3 [3]**

Plancher terrasse : Q_0

Plancher 7^{eme} étage : Q_0+Q_1

Plancher 6^{eme} étage : $Q_0+0.95\ (Q_1+Q_2)$

Plancher 5^{eme} étage : $Q_0+0.90\ (Q_1+Q_2+Q_3)$

Plancher 4^{eme} étage : $Q_0+0.85\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

Plancher 3^{eme} étage : $Q_0+0.80\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_{5)}$

Plancher 2^{eme} étage : $Q_0+0.75\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$

Plancher 1^{er} étage : $Q_0+0.714\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_{7)}$

Plancher du RDC : $Q_0+0.69\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_{7+}+Q_{8)}$

***II 4. 3/* Effort normal de résistance :**

$$\begin{cases} N_u = 1.35G + 1.5Q \\ \overline{N}_u = N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u \end{cases}$$

Tableau II-5: Détermination de l'effort normal ultime « N_u » de chaque niveau

Niv	G (KN)		Q (KN)		N_u (KN)	$1.1N_u$ (KN)
	G (du niv)	$G_{cumulé}$	Q (du niv)	$Q_{cumulé}$		
8	96.52	96.52	13.95	13.95	151.22	166.34
7	101.18	197.70	34.88	48.83	340.13	374.14
6	101.18	298.88	53.71	102.53	557.29	613.02
5	101.18	400.07	70.45	172.98	799.56	879.51
4	101.18	501.25	85.10	258.08	1 063.80	1 170.18
3	101.18	602.43	97.65	355.73	1 346.87	1 481.56
2	101.18	703.62	108.11	463.84	1 645.64	1 810.20
1	101.18	804.80	118.53	582.37	1 960.03	2 156.04
RDC	101.18	905.98	129.46	711.83	2 290.82	2 519.90

Vérification vis-à-vis du RPA 99

Le pré dimensionnement doit respecter les conditions imposées par le RPA 99 pour la zone II_b

Le règlement préconise :

- Min $(b_1, h_1) \geq 25$ cm.
- Min $(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$.
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

Donc on obtient

Min $(b_1, h_1) = 35$ cm ≥ 25 cm.

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{3.06 - 0.4}{20} = 0.133m$$

$$\frac{b_1}{h_1} = \frac{35}{35} = 1 > \frac{1}{4}$$

- Vérification $N_{ultime} \leq \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha$

Tableau II-6: Détermination de la section du poteau carré de chaque niveau.

Niv	**Section carrée (cm²)**	$A = \frac{B}{1000}$ **(cm²)**	L_f **(m)**	λ	α	B_r **(cm²)**	$\overline{N}_u$ **(KN)**	$\left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha$	$N_u \leq \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha$
8	35 × 35	1.23	2.14	21.20	0.79	1089	166.34	16 308.59	**C.V**
7	35 × 35	1.23	2.14	21.20	0.79	1089	374.14	16 308.59	**C.V**
6	35 × 35	1.23	2.14	21.20	0.79	1089	613.02	16 308.59	**C.V**
5	40 × 40	1.60	2.14	18.55	0.80	1444	879.51	21 968.45	**C.V**
4	40 × 40	1.60	2.14	18.55	0.80	1444	1 170.18	21 968.45	**C.V**
3	40 × 40	1.60	2.14	18.55	0.80	1444	1 481.56	21 968.45	**C.V**
2	45 × 45	2.03	2.14	16.49	0.81	1849	1 810.20	28 442.24	**C.V**
1	45 × 45	2.03	2.14	16.49	0.81	1849	2 156.04	28 442.24	**C.V**
RDC	45 × 45	2.03	2.14	16.49	0.81	1849	2 519.90	28 442.24	**C.V**

Conclusion :

On adoptera les sections suivantes :

- (35 x 35) cm² p° de 6éme ,7éme et 8éme étages.
- (40 x 40) cm² p° de 5éme ,4éme et 3éme étages
- (45 x 45) cm² p° de 2éme ,1er étage et R.D.C.

II-5- pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales

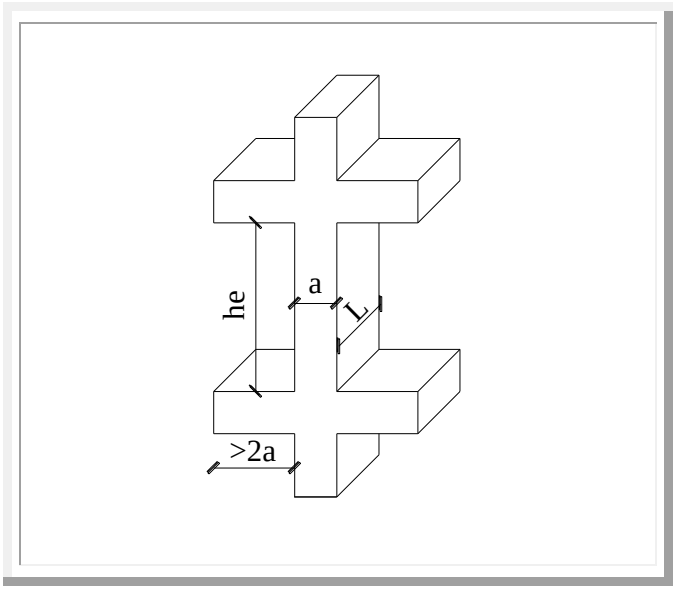
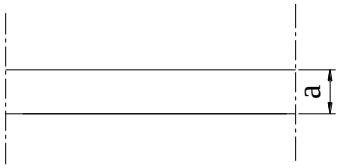
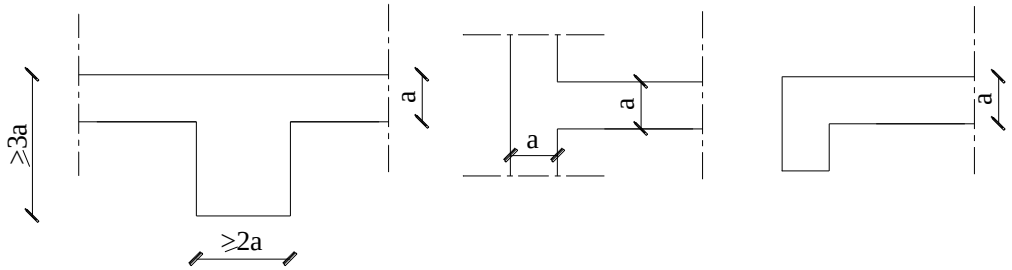


Figure II.8 : Coupe de voile en élévation

- $a \geq h_e / 20$



- $a \geq h_e / 22$



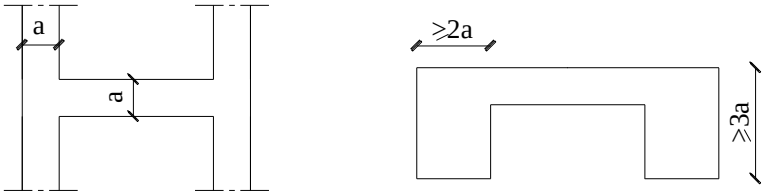


Figure II.7 : Coupe de voile en plan.

Conclusion :

L'épaisseur minimale est de 15 cm, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage "h_e" et des conditions de rigidité aux extrémités.

Pour notre structure: $a \geq \max (h_e/25; h_e/22; h_e/20; 15cm)$.

$h_e = 3.06 - 0.4 = 2.66$ m

$h_e/25 = 10.64$ cm ; $h_e/22 = 12.09$cm ; $h_e/20 = 13.3$cm.

$\Longrightarrow$ $a \geq \max (10.64cm ; 12.09cm ; 13.3cm ; 15cm)$.

Tableau II-7: Détermination des sections des voiles.

Etage	**R.D.C**	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**
a (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15	15

CONCLUSION

L'établissement du projet de fin d'étude nous a permis de mettre à l'épreuve deux aspects fondamentaux de notre profession d'ingénieur :

La première constatation est purement technique car nos valeurs et capacités de calcul ont toujours été exigées. C'est à travers nos recherches et information que nous avons pu prendre en charge certains problèmes techniques qui nous l'espérions ont aboutit.

Nous avons conclus aussi après la comparaison entre les deux systèmes qu'il y à une différence surtout au niveau des élements résistants .

Le second constat concerne en général l'ingénieur et son environnement. Notre projet nous a permis de prendre conscient que l'ingénieur n'est pas le seul acteur d'un projet de constructions.

Il fait parti d'une équipe constituée de l'architecte, le topographe, le laboratoire, des techniciens chargés du suivi, Ceci est pour nous une expérience capitale qui nous a permis de voir l'évolution d'un projet de sa naissance à sa réception.

Références bibliographiques

Documents réglementaires :

- Règles Parasismiques Algériennes R.P.A.99(version 2003).
- Règles de conception et de calcul des structures en Béton Armé C.B.A.93.
- Charges permanentes et surcharges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

Manuels techniques :

- Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.
- Cours de formation

Logiciels :

- REBOT 2010.
- SOCOTEC.
- Auto-CAD 2006.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

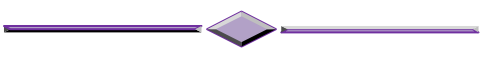
Chapitre II

Pré dimensionnement



Chapitre III

Calcul des éléments secondaires



Chapitre IV

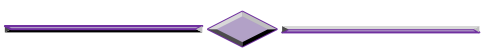
Etude dynamique

Chapitre V

Comparaison

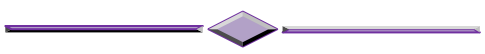
Chapitre VI

Calcul des éléments résistants



Chapitre VII

Etude de l'infrastructure



ملخص:

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى :

- **هيكلة ودراسة بناية سكانية مكونة من طابق أرضي+ ثمانية طوابق والمقرر بناؤها في إطار إنشاء 200 سكن اجتماعي جديد بالمدية و المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية.** II_b
- **دراسة مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية تمت بواسطة نظامين:**
  - **نظام العارضات و الأعمدة المدعم بالجدران مسلحة.**
  - **نظام مدعم بالعارضات و الأعمدة و بالجدران مسلحة**
- **قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوا نين المعمول بها في الجزائر:**
  - **القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.**
  - **قانون الخرسانة المسلحة.**

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج.

«Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010».

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الاساسات

Résumé :

Ce projet comme indique son titre est une conception et étude d'un bâtiment à usage d'habitation contenant RDC+ 8 étages, sera implanté à MEDEA dans le cadre de création d'un 200 logement sociaux; cette région est classée dans la zone de sismicité II_b.

L'étude de la résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par deux systèmes de contreventement :

- Système en portiques contreventé par voiles
- Système contreventé par portiques et voiles

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003).

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010**».

En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Abstract:

This project is a conception and study of a office building containing (RDC+8), will implanted to MEDEA in the setting of creation of 200 socials apartments; this region is classified in the zone of seismicity II_b

The study of structure resistance to the horizontal and vertical loads is assured by two systems

- System auto-steady with shear walls
- System with auto-steady shear walls

The measurements and the design of the scrap heap of all resistant elements were done according to the rules (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realised according to the numerical method (finite elements method) using the program « **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010**».

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations.

VI. CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS:

VI.1. Introduction:

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ❖ les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :
- ✓ E.L.U :1.35G +1.5Q
- ✓ E.L.S G + Q

- ❖ les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :
- ✓ G +Q ± E
- ✓ 0.8 G ± E

Avec:

- ➢ G : charges permanentes.
- ➢ Q : charges d'exploitations.
- ➢ E : charges sismiques.

VI.2. Ferraillage des poutres:

VI.2.1. Introduction:

Les efforts dus aux charges verticales (charges permanentes et surcharges d'exploitation) sont repris par les poutres.

On distingue des poutres porteuses et des poutres non porteuses.

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

VI.2.2. Recommandation du R.P.A99 :

VI.2.2.a. Armatures longitudinales:

➢ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0.5% en toute section.

➢ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

❖ 4% en Zone courante.

❖ 6% en Zone nodale.

➢ Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

➢ La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone II_b.

VI.2.2.b. Armatures transversales:

➢ La quantité d'armatures transversales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.

❖ b : largeur de la poutre.

❖ S_t : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

- $S_t \leq h/2$ en Zone courante.
- $S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi)$ en zone nodale.

VI.2.3. Calcul des armatures longitudinales:

***a) Poutres porteuses*:** $(b \times h) = (30 \times 40)\ cm^2$

Tableau VI-1 : Ferraillage longitudinal des poutres principales

	Niveau	position	M_u (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	$A_{calcule}$ (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)
Intermédiaire	**Terrasse**	Travée	33.09	1.35G+1.5Q	0	2.60	**6**	**1.2**
		Appui	-59.28	$G+Q+E_Y$	0	4.79	**6**	**1.2**
	Etages	Travée	31.37	1.35G+1.5Q	0	2.45	**6**	**1.2**
		Appui	-79.70	$G+Q+E_Y$	0	6.58	**6**	**1.2**
Rive	**Terrasse**	Travée	17.77	1.35G+1.5Q	0	1.38	**6**	**1.2**
		Appui	-57.39	$G+Q+E_Y$	0	4.62	**6**	**1.2**
	Etages	Travée	16.08	1.35G+1.5Q	0	1.25	**6**	**1.2**
		Appui	-69.69	$G+Q+E_Y$	0	5.69	**6**	**1.2**

***b) Poutres non porteuses*: (b×h) = (30×30) cm^2**

Tableau VI-2 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

	Niveau	position	M_u (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	$A_{calcule}$ (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	27.53	1.35G+1.5Q	0	3.01	**4.5**	**0.9**
		Appui	-35.78	$G+Q+E_X$	0	3.98	**4.5**	**0.9**
	Etages	Travée	33.69	1.35G+1.5Q	0	3.73	**4.5**	**0.9**
		Appui	-46.49	$G+Q+E_X$	0	5.27	**4.5**	**0.9**
Rive	Terrasse	Travée	2.79	1.35G+1.5Q	0	0.29	**4.5**	**0.9**
		Appui	-18.17	$G+Q+E_X$	0	1.96	**4.5**	**0.9**
	Etages	Travée	1.82	1.35G+1.5Q	0	0.19	**4.5**	**0.9**
		Appui	-18.41	$G+Q+E_X$	0	1.98	**4.5**	**0.9**

Tableau VI-3 : Ferraillage longitudinal adoptée des poutres principales et secondaires

			PP	PS
	Niveau	position	$A_{choisies}$ (cm^2)	$A_{choisies}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	**3HA16=6.03**	**4HA12=4.52**
		Appui	**3HA16=6.03**	**3HA14=4.62**
	Etages	Travée	**3HA16=6.03**	**4HA12=4.52**
		Appui	**5HA14=7.69**	**5HA12=5.65**
Rive	Terrasse	Travée	**3HA16=6.03**	**4HA12=4.52**
		Appui	**3HA16=6.03**	**4HA12=4.52**
	Etages	Travée	**3HA16=6.03**	**4HA12=4.52**
		Appui	**4HA14=6.15**	**4HA12=4.52**

VI.2.4. Vérification des contraintes à l'état limite de service:

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$ = 0.6 fc_{28}=15 MPa. Et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s}$ = min ((2/3)*f_e ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 MPa ; et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

Tableau VI-4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	combinaison	$A_{adopter}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	**Terrasse**	Travée	24.09	G+Q	**6.03**	5.70	201.6	**OUI**
		Appui	-44.43	G+Q	**6.03**			
	Etages	Travée	22.59	G+Q	**6.03**	6.7	–	**OUI**
		Appui	-56.86	G+Q	**7.69**			
Rive	**Terrasse**	Travée	12.95	G+Q	**6.03**	3.1	118	**OUI**
		Appui	-24..26	G+Q	**6.03**			
	Etages	Travée	11.67	G+Q	**6.03**	3.5	130.5	**OUI**
		Appui	-27.49	G+Q	**6.15**			

Tableau VI-5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	combinaison	$A_{adopter}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	**Terrasse**	Travée	16.40	G+Q	**4.52**	4.1	152.5	OUI
		Appui	-17.08	G+Q	**4.62**			
	Etages	Travée	24.46	G+Q	**4.52**	5.7	–	OUI
		Appui	-25.17	G+Q	**5.65**			
Rive	**Terrasse**	Travée	2.04	G+Q	**4.52**	4.5	163.6	OUI
		Appui	-18.16	G+Q	**4.52**			
	Etages	Travée	1.32	G+Q	**4.52**	4.5	164.3	OUI
		Appui	-18.40	G+Q	**4.52**			

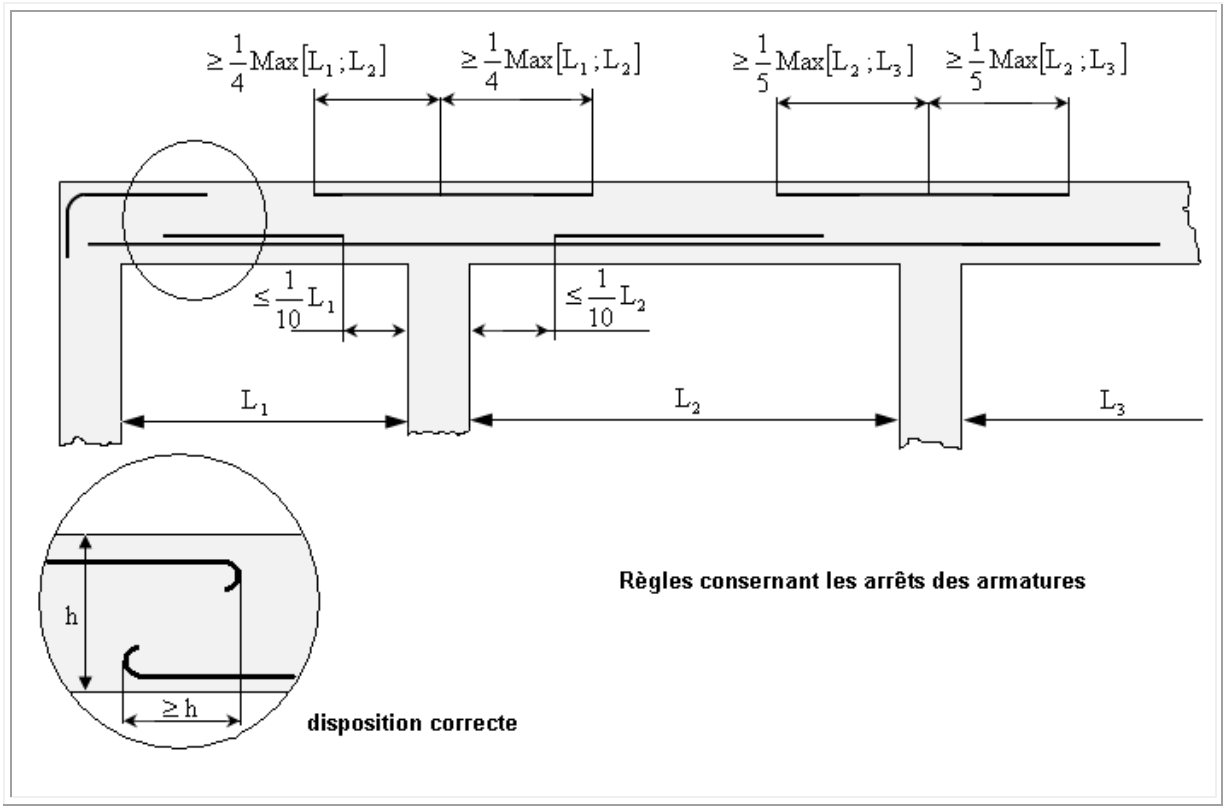


Figure VI-1 : **Disposition des armatures pour les poutres**

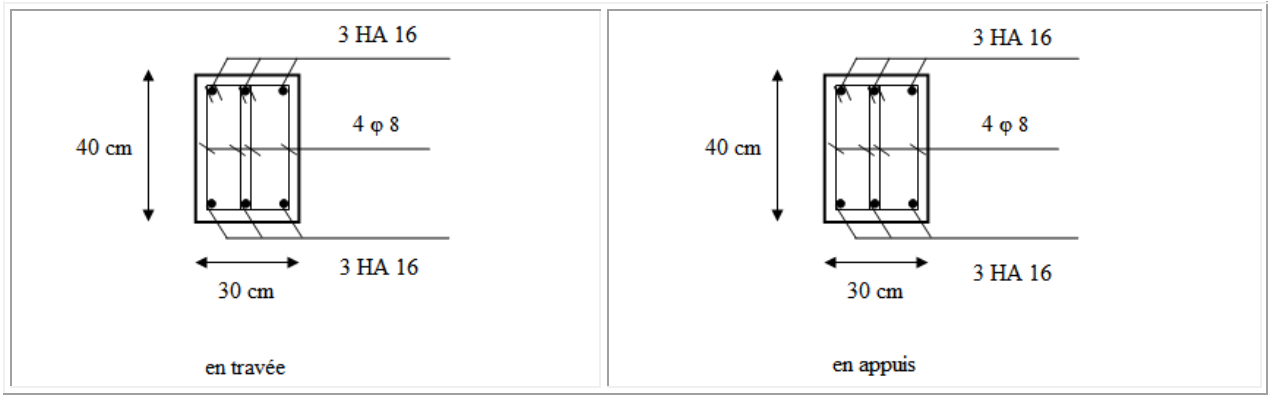


Figure VI-2 : **Ferraillages des poutres principales intermédiaires et de rive du niveau terrasse**

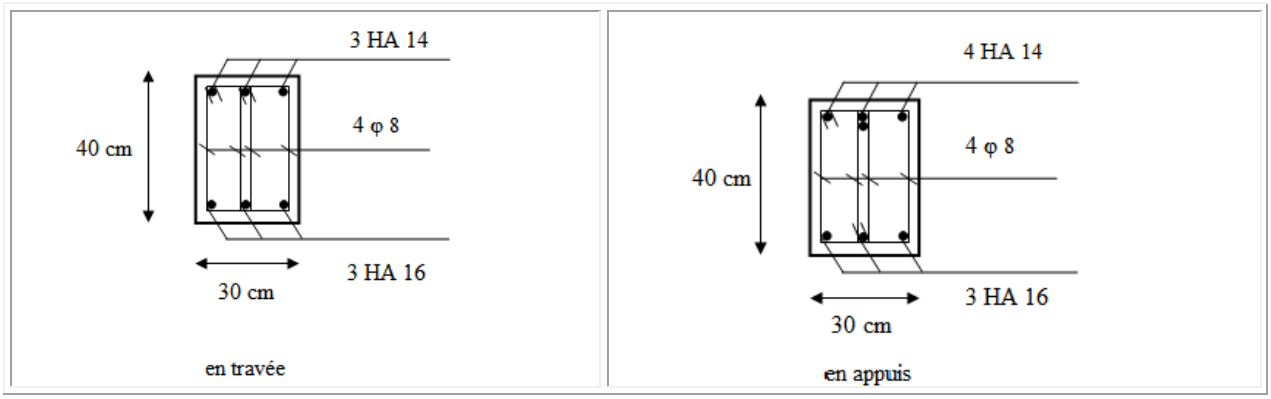


Figure VI-3 : **Ferraillages des poutres principales de rive des étages**

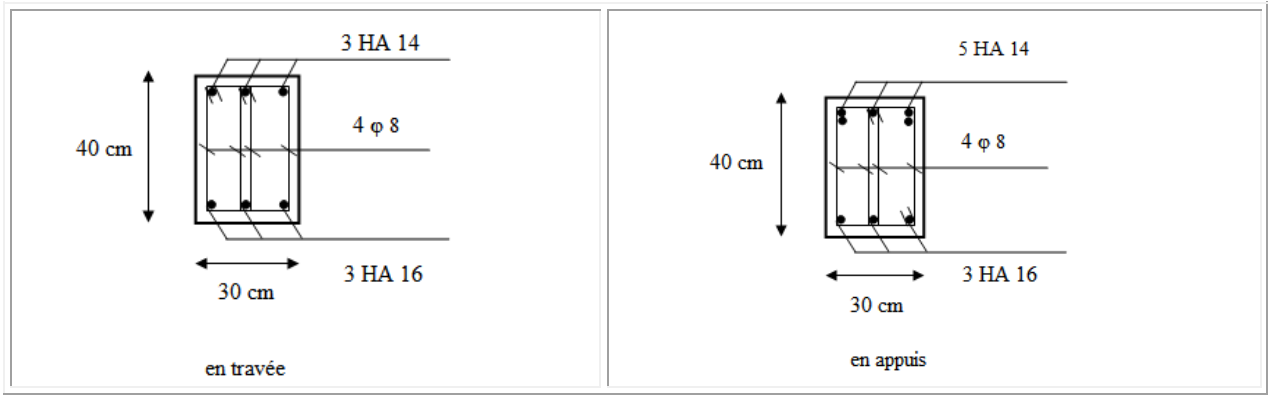


Figure VI-4 : **Ferraillages des poutres principales intermédiaires des étages**

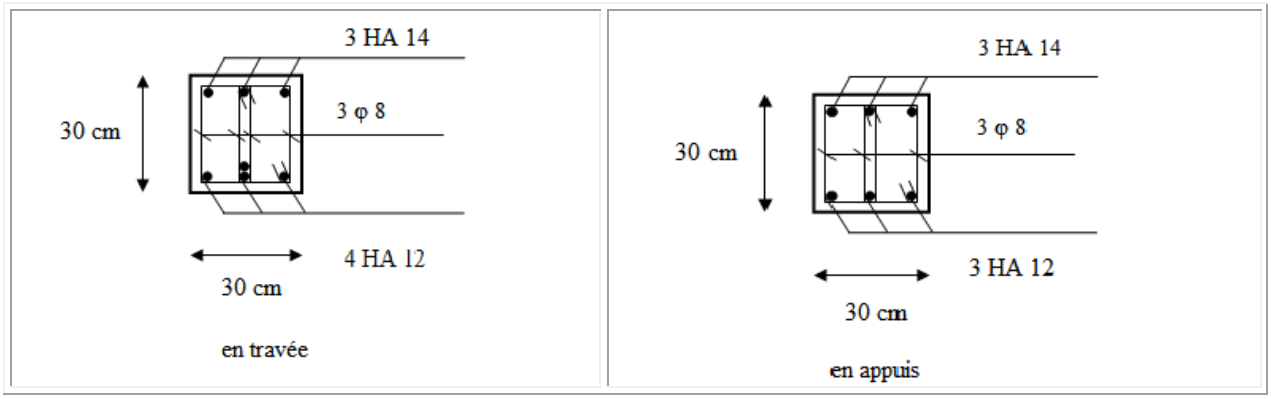


Figure VI-5 : **Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires du niveau Terrasse**

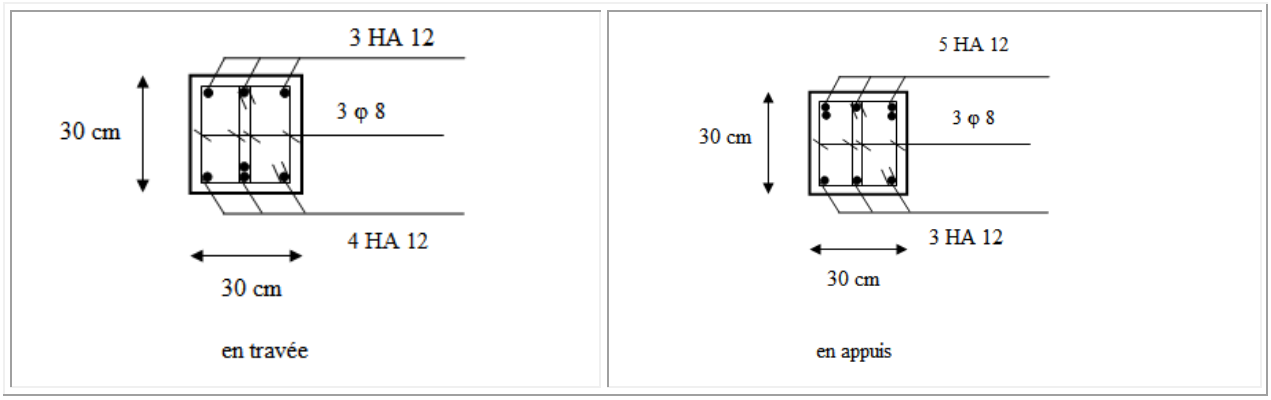


Figure VI-6 : **Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires des étages**

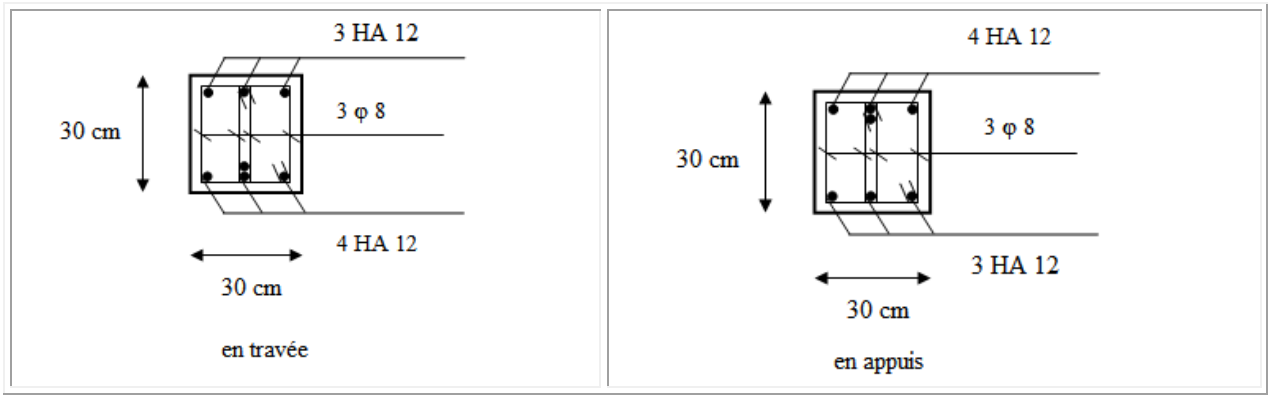


Figure VI-7 : **Ferraillages des poutres secondaires de rive des étages et Terrasse**

VI.2.5. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants:

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

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

- T_u: effort tranchant

Tableau VI-6: Calcule de $\overline{\tau}_u$

	Poutres de rive	**Poutres intermédiaires**
Fissuration	**Les fissurations est préjudiciable**	**Les fissurations est peu nuisibles**
$\overline{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
Situation durable	$\overline{\tau}_u = 2.5\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 3.3\,MPa$
Situation accidentelle	$\overline{\tau}_u = 3.26\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 4.34\,MPa$

Tableau VI-7 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	Niveau	**position**	**V_u(KN)**	**Combinaison**	**τ_u (MPa)**	**$\overline{\tau}_u$ (MPa)**	**$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$**
Intermédiaire	**Terrasse**	Travée	77.90	1.35G+1.5Q	0.72	3.3	**OUI**
		Appui	73.28	1.35G+1.5Q	0.68	3.3	**OUI**
Rive	**Terrasse**	Travée	47.26	1.35G+1.5Q	0.43	2.5	**OUI**
		Appui	50.80	1.35G+1.5Q	0.47	2.5	**OUI**

Tableau VI-8 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

Niveau	Position	V_u (KN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
Terrasse	Appui	9.83	1.35G+1.5Q	0.12	3.3	**Oui**
Etages	Appui	30.01	1.35G+1.5Q	0.37	3.3	**Oui**

V.2.6. Calcul des armatures transversales:

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S \leq Min(\dfrac{h}{4} et 12\varphi) \text{.....Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} \text{.....Zone courante} \end{cases}$$

D'après CBA 93 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \dfrac{\gamma(\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times K)}{0.9 \times f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque Poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-9 : Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement

		CBA 93		**RPA 99**			**S_t adopte (cm)**		
Section	**τ_u (MPa)**	**S_t (cm)**	**A_t (cm2)**	**S(ZN) (cm)**	**S'(ZC) (cm)**	**A_t (cm2)**	**S (ZN) (cm)**	**S'(ZC) (cm)**	A_t choisie (cm^2)
30x40	0.68	32.4	1.84	10	20	0.9	10	20	**2.01=4HA8**
30x30	0.37	24.3	1.38	7.5	15	0.68	7.5	15	**1.50=3HA8**

VI.2.7. Vérification de la flèche:

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$ **selon le CBA** : [Art B.6.5.1]
- $\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$

Avec: $M_t = K \times M_0$

- K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.80.

Tableau VI-10 : Vérification de la flèche des poutres

	1ere condition			2ème condition			3ème condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0.089	0 .0625	**Oui**	0.089	0.080	**Oui**	0.0068	0.0105	**Oui**
PS	0.092	0.0625	**Oui**	0.092	0.080	**Oui**	0.0056	0.0105	**Oui**

VI.3.Ferraillage des poteaux:

VI.3.1. Introduction:

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des les charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

VI.3.2. Détermination des armatures longitudinales:

VI.3.2.a. Recommandations des règlements :

❖ **Selon le CBA :**

$$A_\ell = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ par\ métre \text{ de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_\ell}{B} \le 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 : [Art 7.4.2.1]**

- La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

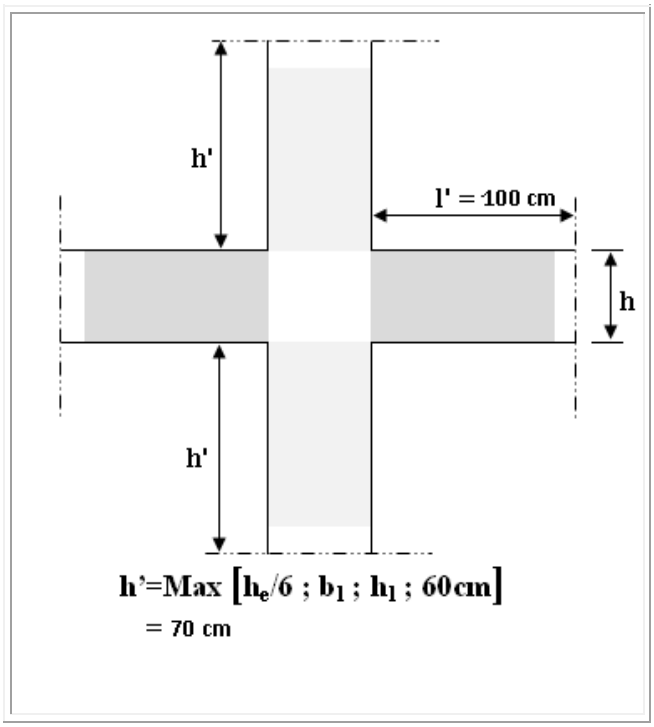


Figure VI-8 : **Définition de la zone nodale dans les poteaux**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone II_b par:

$0.9\% \le \dfrac{A_l}{b \times h} \le 4\%$: En zone courante.

$0.9\% \le \dfrac{A_l}{b \times h} \le 6\%$: En zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone II_b.

- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone II_b.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

➢ h_e : la hauteur d'étage.

VI.3.2.b. <u>Sollicitations extrêmes de ferraillage :</u>

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

❖ **<u>1er cas : Influence du moment.</u>**

Dans le cas du moment maximum M_{max} généralement trouvé avec la combinaison soit G+Q±E soit 0.8G±E, le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal.

L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max M_{max} et avec la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera avec M_{max} et son N_{corres}.

❖ **<u>2eme cas : Influence de l'effort normal.</u>**

Dans le cas de l'effort normal maximum N_{max}, le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison 1.35G+1.5Q, dans ce cas on détermine le moment correspondant M_{corres} pour le même poteau et dans la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant N_{max} et son M_{corres}.

❖ **<u>3eme cas : Effort normal minimum.</u>**

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison 0.8G±E. Le moment correspondant à cet effort n'est par forcement le moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion.

Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et son M_{corres}.

VI.3.2.c. <u>Etat limite de stabilité de forme :</u>

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_u = N_u(e_1 + e_2 + e_a)$$

➢ e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

➢ e_2 : Excentricités du 2éme ordre, due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3\ L_f^2\ (2 + \alpha \times \phi)}{10000 \times h}$$

Avec:

✓ $\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton

$\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton

✓ $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{MG}{Mu}\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{M_G}{M_U}$

✓ L_f : longueur de flambement.

✓ h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

➢ e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec ℓ_0 sa longueur libre.

$$e_a = Max\left[\frac{L_0(cm)}{250}\ ;\ 2cm\right]$$

Tableau VI-11 : Corrections des moments dans les poteaux à l'ELU

	Section	Sollicitation	Valeurs	M_G (kN.m)	Combinaison	e_1 (cm)	e_2 (cm)	e_a (cm)	M_u (kN.m)
(45×45) RDC	SEC	N_{max} (kN)	1473.68	5.63	G+Q+E_y	0.0033	0 .10	2.00	31.02
		M_{corres} (kN.m)	0.05						
	SEC	M_{max} (kN.m)	43.62	5.63	0.8G-E_y	4.93	0.001	2.00	61.29
		N_{corres} (kN)	884.38						
	SEC	N_{min} (kN)	75.84	5.63	0.8G+E_y	0.42	0.016	2.00	1.84
		M_{corres} (kN.m)	0.32						
1 er Etage (45×45)	SEC	N_{max} (kN)	1192.14	5.75	G+Q+E_y	0.047	0.99	2.00	36.24
		M_{corres} (kN.m)	0.57						
	SPC	M_{max} (kN.m)	96.46	5.75	0.8G-E_y	24.89	0.095	2.00	104.55
		N_{corres} (kN)	387.47						
	SEC	N_{min} (kN)	70.51	5.75	0.8G+E_y	3.59	0.29	2.00	4.14
		M_{corres} (kN.m)	2.53						
2 ème Etage (45×45)	SEC	N_{max} (kN)	1012.44	7.08	1.35G+1.5Q	0.02	2.28	2.00	43.53
		M_{corres} (kN.m)	0.29						
	SEC	M_{max} (kN.m)	24.05	7.08	0.8G-E_y	7.20	0.11	2 .00	31.08
		N_{corres} (kN)	333.94						
	SEC	N_{min} (kN)	60.39	7.08	0.8G+E_y	5.71	0.27	2.00	4.81
		M_{corres} (kN.m)	3.45						

	Section	**Sollicitation**	**Valeurs**	**M_G (kN.m)**	**Combinaison**	**e_1 (cm)**	**e_2 (cm)**	**e_a (cm)**	**M_u (kN.m)**
3 ème Etage (40×40)	SEC	N_{max} (kN)	866.46	8.18	1.35G+1.5Q	0.027	3.29	2 .00	46.06
		M_{corres} (kN.m)	0.23						
	SEC	M_{max} (kN.m)	26.07	8.18	0.8G-E_y	9.17	0.11	2.00	32.10
		N_{corres} (kN)	284.38						
	SEC	N_{min} (kN)	45.22	8.18	0.8G+E_y	8.78	0.27	2.00	5.00
		M_{corres} (kN.m)	3.97						
4 ème Etage (40×40)	SEC	N_{max} (kN)	721.22	10.06	1.35G+1.5Q	0.083	2.00	2.00	29.44
		M_{corres} (kN.m)	0.60						
	SEC	M_{max} (kN.m)	29.50	10.06	0.8G-E_y	12.52	0.12	2.00	34.49
		N_{corres} (kN)	235.61						
	SEC	N_{min} (kN)	37.93	10.06	0.8G+E_y	12.73	0.27	2.00	5.68
		M_{corres} (kN.m)	4.83						
5 ème Etage (40×40)	SEC	N_{max} (kN)	577.20	11.89	1.35G+1.5Q	0.17	1.15	2 .00	19.16
		M_{corres} (kN.m)	1.01						
	SPC	M_{max} (kN.m)	34.03	11.89	0.8G-E_y	18.06	0.12	2.00	38.01
		N_{corres} (kN)	188.40						
	SPC	N_{min} (kN)	30.52	11.89	0.8G+E_y	20.41	0.26	2.00	6.91
		M_{corres} (kN.m)	6.23						

	Section	Sollicitation	Valeurs	M_G (kN.m)	Combinaison	e_1 (cm)	e_2 (cm)	e_a (cm)	M_u (kN.m)
6 ème Etage (35×35)	SEC	N_{max} (kN)	433.08	11.38	1.35G+1.5Q	0.26	0.99	2.00	14.07
		M_{corres} (kN.m)	1.13						
	SPC	M_{max} (kN.m)	34.03	11.38	0.8G-E_y	18.06	0.12	2.00	38.01
		N_{corres} (kN)	188.40						
	SPC	N_{min} (kN)	19.09	11.38	0.8G+E_y	27.65	0.28	2.00	5.71
		M_{corres} (kN.m)	5.28						
7 ème Etage (35×35)	SEC	N_{max} (kN)	288.36	12.37	1.35G+1.5Q	0.37	1.11	2.00	10.03
		M_{corres} (kN.m)	1.09						
	SPC	M_{max} (kN.m)	27.23	12.37	0.8G-E_y	28.67	0.13	2.00	29.24
		N_{corres} (kN)	94.95						
	SPC	N_{min} (kN)	12.23	12.37	0.8G+E_y	42.43	0.30	2.00	5.47
		M_{corres} (kN.m)	5.19						
8 ème Etage (35×35)	SEC	N_{max} (kN)	144.45	18.87	1.35G+1.5Q	1.75	0.76	2.00	6.51
		M_{corres} (kN.m)	2.53						
	SPC	M_{max} (kN.m)	35.81	18.87	0.8G-E_y	71.09	0.14	2.00	36.88
		N_{corres} (kN)	50.37						
	SPC	N_{min} (kN)	0.53	18.87	0.8G+E_y	1958.5	0.25	2.00	10.39
		M_{corres} (kN.m)	10.38						

VI.3.2.d. Détermination des armatures à l'ELU de résistance:

❖ Situation durable:

- Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

❖ Situation accidentelle:

- Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.5$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

Avec : $d \cong 0.9.h$ et $c = c' = h - d$ $d \cong 0.9 \times h$ *et* $c = c' = h - d$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans le tableau suivant :

Tableau VI-12 : Calcul le ferraillage des poteaux à l'ELU

	Élément	Mu (kN.m)	N (kN)	Combinaison	Section	A (cm^2)	A' (cm^2)
45×45	RDC	31.02	1473 .68	G+Q+E_y	SEC	20.2	0
		61.29	884.38	0.8G-E_y	SEC	20.2	0
		1.84	75.84	0.8G+E_y	SEC	20.2	0
	1 éme	36,24	1192.14	G+Q+E_y	SEC	20.2	0
		104.55	387.47	0.8G-E_y	SPC	20.2	0
		4.14	70.51	0.8G+E_y	SEC	20.2	0
	2 éme	43.53	1012.44	1.35G+1.5Q	SEC	7.2	0
		31.08	333.94	0.8G-E_y	SEC	20.2	0
		4.81	60.39	0.8G+E_y	SEC	20.2	0

	Élément	M_u (kN.m)	N (kN)	Combinaison	Section	A (cm^2)	A' (cm^2)
40×40	3 éme	46.06	866.46	1.35G+1.5Q	SEC	6.4	0
		32.10	284.38	0.8G-E_y	SEC	16	0
		5.00	45.22	0.8G+E_y	SEC	16	0
	4 éme	29.44	721.22	1.35G+1.5Q	SEC	6.4	0
		34.49	235.61	0.8G-E_y	SEC	16	0
		5.68	37.93	0.8G+E_y	SEC	16	0
	5 éme	19.16	577.20	1.35G+1.5Q	SEC	6.4	0
		38.01	188.40	0.8G-E_y	SEC	16	0
		6.91	30.52	0.8G+E_y	SPC	16	0

	Élément	M_u (kN.m)	N (kN)	Combinaison	Section	A (cm^2)	A' (cm^2)
35×35	6 éme	14.07	433.08	1.35G+1.5Q	SEC	5.6	0
		38.01	141.67	0.8G-E_y	SPC	12.2	0
		5.71	19.09	0.8G+E_y	SPC	12.2	0
	7 éme	10.03	288.36	1.35G+1.5Q	SEC	5.6	0
		29.24	94.95	0.8G-E_y	SPC	12.2	0
		5.47	12.23	0.8G+E_y	SPC	12.2	0
	8 éme	6.51	144.45	1.35G+1.5Q	SEC	5.6	0
		36.88	50.37	0.8G-E_y	SPC	12.2	0
		10.39	0.53	0.8G+E_y	SPC	12.2	0

Tableau VI-13: ferraillages longitudinaux des poteaux

Section	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min}CBA (cm²)	A_{min}RPA (cm²)	$A_{x,y}$ Finale (cm²)
45×45	20.2	0	20.25	18.22	**4HA16+8HA14=20.39**
	20.2	0	20.25	18.22	**4HA16+8HA14=20.39**
	20.2	0	20.25	18.22	**4HA16+8HA14=20.39**
40×40	16	0	16	14.40	**8HA16=16.08**
	16	0	16	14.40	**8HA16=16.08**
	16	0	16	14.40	**8HA16=16.08**
35×35	12.2	0	12.25	12.02	**8HA14=12.31**
	12.2	0	12.25	12.02	**8HA14=12.31**
	12.2	0	12.25	12.02	**8HA14=12.31**

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T : section entièrement tendue.

V.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations M_{ser}, N_{ser} selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

❖ Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G \times v_1}{I'_G}$$

$$\sigma_s = 15\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G (v_1 - c')}{I'_G}\right]$$

❖ Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = K \times y_1$$

$$\sigma_s = 15 \times K(d - y_1)$$

Et il faut vérifier que :

❖ Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6\times f_{c28}=15MPa$

❖ Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6\times f_{c28}=15MPa$

Et $\sigma_s \leq [\sigma_s]=202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI-14 : Vérification des armatures à ELS des poteaux

Section	M_{ser} (kN.m)	N_{ser} (kN)	A (cm^2)	Fissuration	σb (MPa)	σs (MPa)	σb≤[σb]	σs≤[σs]
45×45	0.59	949.28	20.39	Préj	4.1	0	**Oui**	**Oui**
40×40	0.15	629.11	16.08	Préj	4.1	0	**Oui**	**Oui**
35×35	0.80	314.82	12.31	Préj	2.3	0	**Oui**	**Oui**

Préj: préjudiciable

VI.3.4. Détermination des armatures transversales :

VI.3.4.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u :

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

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

Avec:

- V_u : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).
- b_0 : la largeur de poteau.
- d : la hauteur utile (d = h - c).

VI.3.4.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

❖ **Selon le CBA93** :

Armatures droites ($\alpha = 90°$)

Fissuration peu nuisible:

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3.33\,MPa \rightarrow \text{situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 4.32\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2.50\,MPa \rightarrow \text{situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 3.26\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

❖ **Selon le RPA.99 version 2003** : [2 : 7.4.3.2]

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases}0.075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda < 5\end{cases}$$

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{array}{l}\lambda = \dfrac{l_f}{i} \\ \mathrm{i} = \sqrt{\dfrac{I}{B}}\end{array}\right\}$$ Pour une section carrée de coté ''a'' l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{l_f}{a}\sqrt{12} \approx 3.46\frac{l_f}{a}$$

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux directions sont représentées dans le tableau suivant et la fissuration est peu nuisible :

Tableau VI-15 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux

Section	**Élément**	**Combinaison**	**V_u (kN)**	**τ_u (MPa)**	**λ**	**ρ_d**	**$[\tau_u]$RPA (MPa)**	**$[\tau_u]$CBA (MPa)**	**$\tau_u \leq [\tau_u]$**
45×45	490	$G+Q+E_x$	31.58	0.165	24.6	0.075	1.875	4.32	**Oui**
40×40	1228	$G+Q+E_x$	29.21	0.195	29.31	0.075	1.875	4.32	**Oui**
35×35	1699	$G+Q+E_x$	31.98	0.281	35.67	0.075	1.875	4.32	**Oui**

VI.3.4.c. Calcul des armatures transversales:

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

❖ **Selon le CBA93 :**

- Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs $Ø_t$ est donnée par la relation :

$$\phi_t \leq Min\left[\frac{h}{35};\frac{b}{10};\phi_l\right]$$

➢ Φ_l : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- $A_t=n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.

- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9\times A_t \times \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3\times f_{t28}\times K)}$$

Dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3\frac{N_u}{B\times f_{c28}}$$

❖ **Selon le RPA99 version 2003 :**

- D'après l'article 7.4.2.2, On a :

$$S_t = \frac{h\times f_e \times A_t}{\rho \times V_u}$$

Avec :

➢ $A_t= n_t.a_t$

➢ ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires.} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

➢ Dans la zone nodale: $St \leq 10cm$ en zone II_b.

➢ Dans la zone courante: $St \leq$ Min (b/2 ; h/2 ; $10\phi_l$) en zone II_b.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{(s_t \times b)}$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($c_{cheminées}$ >12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

❖ **application des recommandations.**

Les résultats en respectant ce qu'on a vu sont : f_e =400MPa

$$\frac{A_t}{S_t \times b_l} = \begin{cases} 0.3\% & \text{si} \quad \lambda \geq 5 \\ \text{Interpoler entre les valeurs limites} (0.3 \text{ et } 0.8)\% & \text{si } 3 < \lambda < 5 \\ 0.8\% & \text{si} \quad \lambda \leq 3 \end{cases}$$

Tableau VI-16: Les armatures transversales et leurs espacements

Section	**V_u (kN)**	**A_t (mm^2)**	**λ_g**	**ρ**	**S_t cal (cm)**		**Zone**	**S_t finale**	**Choix**
					RPA	**CBA**			
45×45	31.58	201	4.75	3.75	15.62	7.3	courante	15cm	**4HA8**
							nodale	10 cm	**4HA8**
40×40	29.21	201	5.35	2.5	19.94	16.37	courante	15cm	**4HA8**
							nodale	10 cm	**4HA8**
35×35	31.98	201	6.11	2.5	14	29	courante	10cm	**4HA8**
							nodale	10 cm	**4HA8**

❖ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t \times b}$:**

Tableau VI-17 : Vérification de la quantité d'armatures transversales

Poteau	**Zone**	$\frac{A_t}{S_t \times b}$ (%)	$\frac{A_t}{S_t \times b} > 0.3\%$
45×45	courante	0.0030	**Oui**
	nodale	0.0045	**Oui**
40×40	courante	0.0034	**Oui**
	nodale	0.0050	**Oui**
35×35	courante	0.0038	**Oui**
	nodale	0.0057	**Oui**

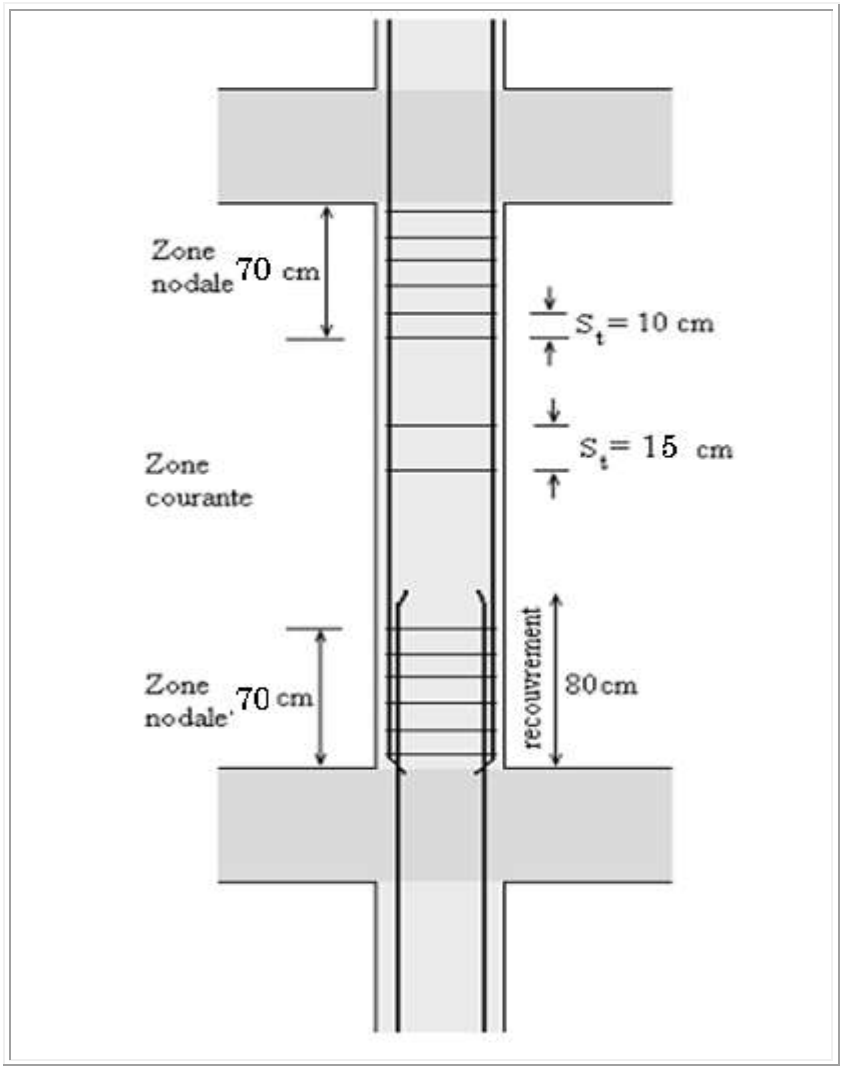


Figure VI-9 : **Disposition des armatures pour les poteaux**

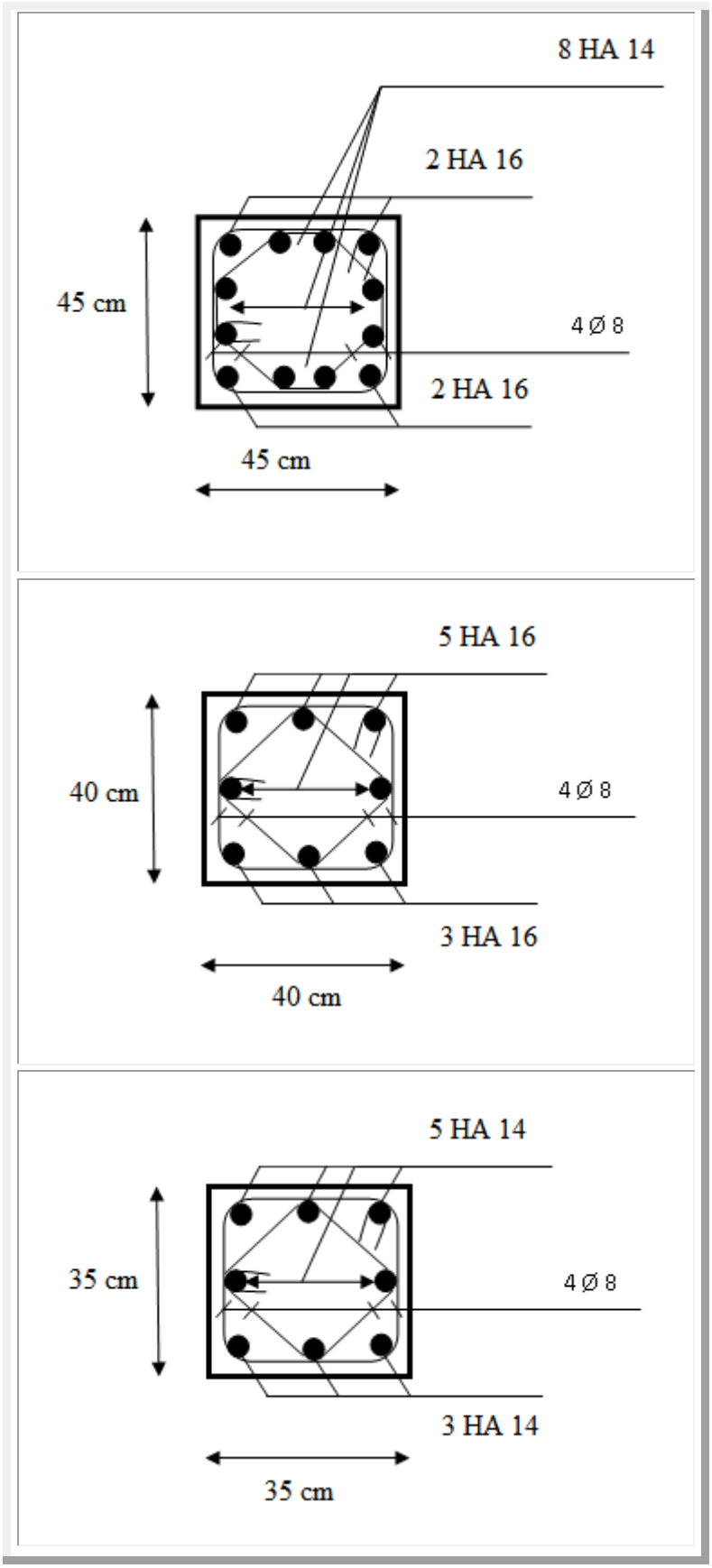


Figure VI-10 : **Ferraillage des poteaux des RDC, étages 1 et 2**

Figure VI-11 : **Ferraillage des poteaux des étages 3, 4 et 5**

Figure VI-12 : **Ferraillage des poteaux des étages 6, 7,8**

VI.4. Ferraillage des voiles:

VI.4.1. Introduction:

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement CBA93 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99v2003 sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces dues aux charges verticales.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

On distingue deux types de voiles dans notre structure, des voiles pleins et des voiles avec ouvertures.

Ces voiles ont pour rôle de reprendre les efforts dus au séisme.

Le ferraillage des voiles est déterminé selon la combinaison des charges la plus défavorable.

VI.4.2. Voiles avec ouvertures:

Les voiles avec files d'ouverture sont des voiles où il y'a présence d'ouvertures (petites ou grandes ouvertures). Ils sont composés de deux éléments: les linteaux et les trumeaux.

A. Les linteaux:

C'est la partie au dessus de l'ouverture, ils sont calculés en flexion simple (avec les efforts M et V), on devra disposer:

- ✓ Des aciers longitudinaux de flexion " A_l ".
- ✓ Des aciers transversaux " A_t ".
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau).

B. Les trumeaux:

Ce sont des éléments verticaux situés de part et d'autre de l'ouverture.

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

A fin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures:

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

A.1. <u>Ferraillage des linteaux</u>:

<u>-Etape de calcul :</u>

$\alpha = \omega \times H_0$ Avec : H_0 : la hauteur totale du voile(refend)

$$\omega^2 = \frac{3 \times i \times I \times c}{I_0 \times m \times a_0{}^3 \times H}$$

Si $\alpha > 10$: le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite.

$\alpha < 1$: Le linteau est faible et l'ouverture est grande dans ce cas on négligera la rigidité des linteaux.

$1 < \alpha < 10$: Cas moyen. Dans ce cas on considère que le linteau travaille comme la poutre dans le portique.

$M = T \times a_0$

<u>Vérification de la contrainte de cisaillement</u> :

$\tau_b \leq 0.2 f_{c28}$

$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 \times d}$ **Avec :** $\overline{V} = 1.4 V_u cal$

b_0 **:** Épaisseur du linteau ou du voile**.**

d : hauteur utile $0.9 \times h$ h : hauteur totale de la section brute.

1. ***Premier cas:*** $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$

A.1.1. <u>Aciers longitudinaux</u>:

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l = A'_l \geq \frac{M}{Z \times f_e}$$

Ave Z = h-2d$'$ ou h est la hauteur totale du linteau.

d$'$: la distance d'enrobage

M : moment du à l'effort tranchant ($V=1.4V_{u\ calcul}$)

A.1.3.Ferraillage minimal:

a. Armatures longitudinales:

$(A_l ; A'_l) \geq 0.0015 \times b \times h$ (0.15%)

b. Armatures transversales:

Pour $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$ $A_t \geq 0.0015 \times b \times S$ (0.15%)

Pour $\tau_b > 0.025 f_{c28}$ $A_t > 0.0025 \times b \times S$ (0.25%)

A.1.4. Armatures transversales: (armatures de peau)

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (deux nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 20%.

$$A_c \leq 0.002 \times b \times h \quad (0.20\%)$$

B.1. Ferraillage des trumeaux:

B.1.1. Aciers verticaux:

Lorsqu' une partie des voiles est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue devra rester au moins égale à 20% de la section horizontale du béton tendue.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si les efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du premier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochet (jonction de recouvrement).

A chaque extrémité du voile (trumeaux), l'espacement des barres doit être réduit sur

1 / 10 de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

B.1.2. <u>Aciers horizontaux</u>:

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un encrage droit.

VI.4.3. <u>Méthode de calcul:</u>

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par " THONIER ", ces contraintes sont " σ_1 " et " σ_2 " calculées à partir des sollicitations (M, N)**.**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I}v \qquad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I}v$$

S: section transversale du voile: S = a ×L

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

L: la largeur du voile.

a: épaisseur du voile.

v: distance entre le centre de gravité et la fibre la plus éloignée.

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

a. Si σ_1 et σ_2 sont de signes contraintes alors la section est partiellement comprimée.

$$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$$F_t = \frac{\sigma_2 \times L_t \times a}{2} \text{ (Force de traction)}$$

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}.L \text{ (La longueur tendue)}$$

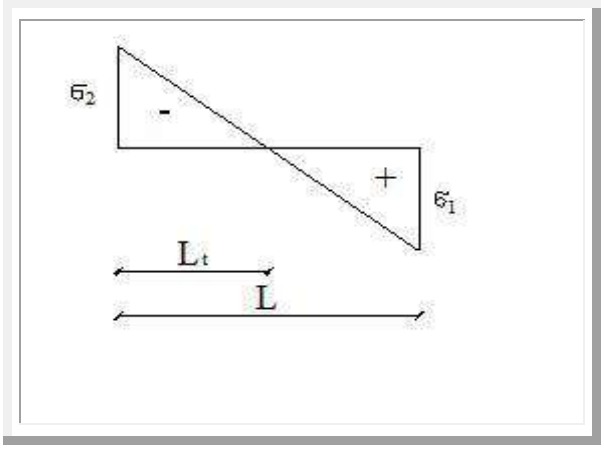


Figure VI-13 **: Diagramme des contraintes (SPC)**

b. Si σ_1 et σ_2 sont négatives, alors la section est entièrement tendue , la zone courante n'existe pas, on déterminera les armatures verticales par la formule:

$$A_v = \frac{\sigma \times a \times \gamma_s}{f_e} = \frac{F_t 1150}{f_e}$$

$$F_t = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}\right] L \times a$$

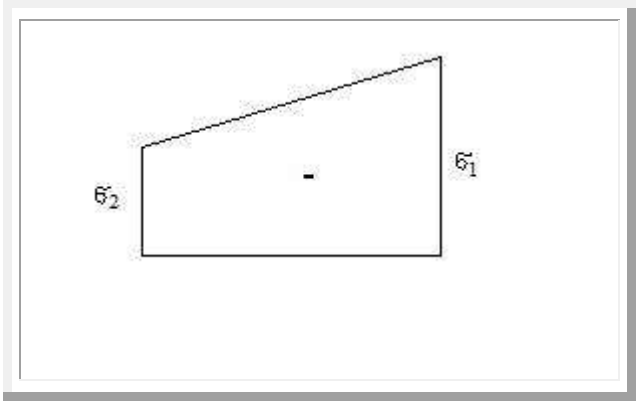


Figure VI-14 : **Diagramme des contraintes (SET)**

c. Si σ_1 et σ_2 sont positives, alors la section est entièrement comprimée, la zone courante pour le pourcentage minimum donné par le règlement:

$$A_{min} = 0.15\%\ a \times L$$

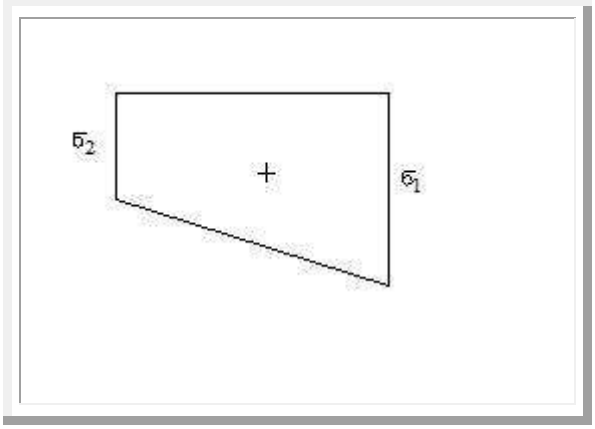


Figure VI-15 : **Diagramme des contraintes (SEC)**

VI.4.4. Recommandations des règlements:

❖ **Selon le CBA :**

- $0.1\% \le \frac{2 \times A_v}{a \times b} \le 0.5\%$

Avec :

➢ a = l'épaisseur du voile

➢ b = la largeur de la zone tendue

- Condition de non fragilité.

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 :** [RPA : 7.7.4]

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0.20%** de la section horizontale du béton tendu.
- 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 **15 cm.**
- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit:

➢ Globalement dans la section du voile **0.15 %**

➢ En zone courante **0.10 %**

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

S ≤1.5 a ou **S ≤30cm**

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins **4 épingles** au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

➢ 40∅ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;

➢ 20∅ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

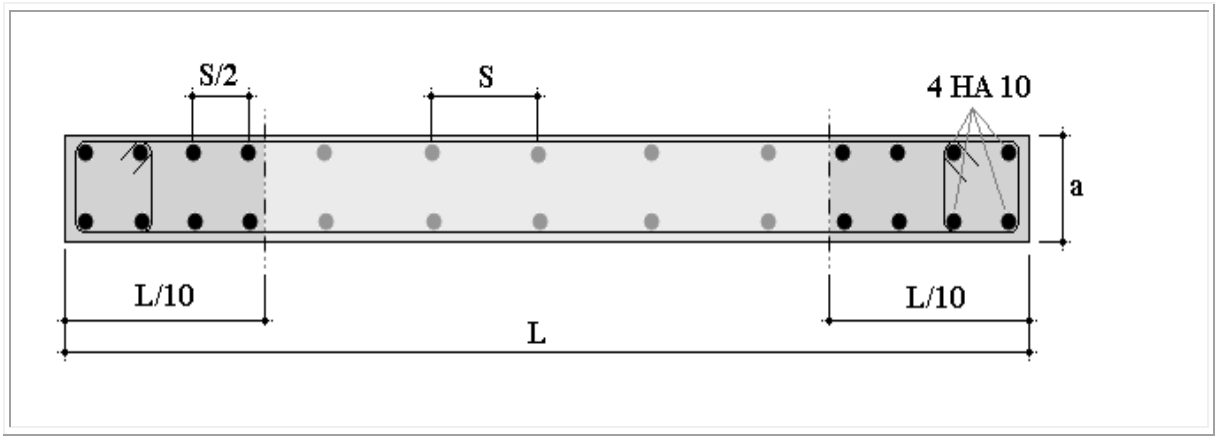


Figure VI-16 : **Disposition des armatures verticales dans les voiles**

VI.4.5. Voiles pleins:

VI.4.5.1. Armatures verticales:

VI.4.5.1.a. Détermination des armatures a l'ELU de résistance:

❖ Situation durable:

- Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

❖ Situation accidentelle:

- Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.5$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

Les résultats du calcul des armatures sont démontrés dans le tableau suivant :

Sens longitudinale Y :

- Voile 1 (L=4.05m ; a= 15cm)
- Voile 2 (L=4.10m ; a= 15cm)
- Voile 3 (L=4.15m ; a= 15cm)
- Voile 4 (L=1.85m ; a= 15cm)

Les sollicitations déterminées pour chaque niveau représentent la valeur maximale. Du premier niveau jusqu'à niveau 6, les valeurs maximales sont obtenues sur les voile de longueur 4.05 m, 4.10m et 4.15m alors que pour les deux dernier ($7^{ème}$ et $8^{ème)}$ les valeurs représenté dans les tableaux sont déterminées sur les voiles de 1.85 m de longueur

Tableau VI-18 : Ferraillage verticale de voile plein

Niveau	L (m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Sit	Type	L_t (m)	F_t (KN)	$A_{cal/ml}$ (cm^2)	A_{cal} (cm^2)
RDC	4.05	-0.60	-6.97	ACC	SET	4.50	2554.88	14.19	57.47
1er	4.05	-0.47	-5.66	ACC	SET	4.50	2068.88	11.49	46.53
2ème	4.05	-0.38	-4.49	ACC	SET	4.50	1643.63	9.13	36.98
3ème	4.10	-0.35	-4.01	ACC	SET	4.50	1471.50	8.18	33.54
4ème	4.10	-0.24	-2.84	ACC	SET	4.50	1039.50	5.78	23.70
5ème	4.10	-0.17	-1.96	ACC	SET	4.50	718.88	3.99	16.36
6ème	4.15	-0.12	-1.41	ACC	SET	4.50	516.38	2.87	11.91
7ème	1.85	-0.07	-0.75	ACC	SET	4.50	276.75	1.54	2.85
	4.15								6.39
8ème	1.85	0.02	-0.66	ACC	SPC	4.37	216.32	1.24	2.29
	4.15								5.15

Niveau	L (m)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	0.20% B (cm^2)	$A_{sup,inf}$ choisi (cm^2)	A_{totale} (cm2)
RDC	4.05	6.08	9.11	12.15	**27HA12**	**54HA12=61.02**
1er	4.05	6.08	9.11	12.15	**27HA12**	**54HA12=61.02**
2ème	4.05	6.08	9.11	12.15	**27HA10**	**54HA10=42.12**
3ème	4.10	6.15	9.23	12.30	**17HA12**	**34HA12=38.42**
4ème	4.10	6.15	9.23	12.30	**17HA10**	**34HA 10=26.52**
5ème	4.10	6.15	9.23	12.30	**17HA8**	**34HA8=17**
6ème	4.15	6.23	9.38	12.45	**17HA8**	**34HA8=17**
7ème	1.85	2.78	4.16	5.55	**9HA8**	**18HA8=9**
	4.15	6.23	9.38	12.45	**17HA8**	**34HA8=17**
8ème	1.85	2.78	4.16	5.55	**9HA8**	**18HA8=9**
	4.15	6.23	9.38	12.45	**17HA8**	**34HA8=17**

VI.4.5.1.b. <u>L'espacement :</u>

D'après le RPA 99 version 2003, on à l'espacement admissible :

$$S_V = Min \begin{cases} 1.5\ a \\ 30\ cm \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 22.5\ cm \\ 30\ cm \end{cases}$$

Donc suivant le nombre des barres choisi, on adopté les espacements suivants :

- Pour RDC 1er et 2ème étage

$$\begin{cases} S_V = 20\ cm\ En\ zone\ courante \\ \dfrac{S_V}{2} = 10\ cm\ Dans\ la\ zonne\ d'extrémité\ du\ voile \left(I = \dfrac{L}{10} \right) \end{cases}$$

- Pour les autres étages

$$\begin{cases} S_V = 30\ cm\ En\ zone\ courante \\ \dfrac{S_V}{2} = 15\ cm\ Dans\ la\ zonne\ d'extrémité\ du\ voile \left(I = \dfrac{L}{10} \right) \end{cases}$$

Avec:

- L : la largeur du voile
- a : l'épaisseur du voile

VI.4.5.2. <u>Les armatures horizontales:</u>

Elles sont parallèles aux deux faces du refend, leur rôle principal est de reprendre l'effort tranchant. Elles sont disposées en deux nappes à l'extérieur des armatures verticales.

<u>Contraintes limites de cisaillement dans les voiles</u> :

En addition aux spécifications du paragraphe 7.3 (RPA99 version 2003), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0.2\ f_{c28} = 5MPa$$

Où: $\tau_b = \dfrac{\overline{V}}{b_0 \times d}$ avec: $\overline{V} = 1.4 \times V_u$

- b_0 : épaisseur du voile.
- d : hauteur utile =0.9×h.
- h : hauteur totale de la section brute.

Le calcul des armatures horizontales est fait comme le calcul des armatures transversales des poteaux :

Avec : $A_t=2\times a_t$

On a: $\phi \le \text{Min}\left[\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_l\right] \rightarrow \phi \le [87.4; 15; 12]$

On adopt: ϕ_t = 12 mm.

$a_t = \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ = 1.13 cm^2 ; n_t = 2. d'où $A_t = a_t \times n_t$ = 2.26 cm^2

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante : [CBA : A.5.1.2.3]

$$S_t \le \frac{0.9\times A_t \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 f_{t28}\times K)}$$

Dans le cas de la flexion composée :

$\mathrm{K} = 1 + 3.\frac{\mathrm{Nu}}{\mathrm{B.fc28}}$ $K = 1 + 3\frac{\sigma_{Cm}}{f_{c28}}$ (Compression) ; et $\mathrm{K} = 1 - 10.\frac{\mathrm{Nu}}{\mathrm{B.fc28}}$ $K = 1 - 10\frac{\sigma_{tm}}{f_{c28}}$ (traction)

Horizontalement le voile équilibrera l'effort tranchant provenant des efforts sismiques.

Les calculs de détermination des armatures horizontales pour équilibrer l'effort tranchant ont donné des résultats très faibles, inférieurs aux sections minimales exigées par le RPA 99 VERSION 2003.

Ainsi; on adoptera les sections minimales du RPA 99 VERSION2003; à savoir :

$A_t \ge 0.003\times S_h \times b_0$

Et les sections minimales du CBA 99

$A_t \ge 0.4\times S_h \frac{b_0}{f_e}$

Les résultats de calcul sont montrés dans les tableaux suivants :

Tableau VI-19 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les voiles pleins.

Sens	**V_u (kN)**	$\overline{V}$ **(KN)**	τ_b **(MPa)**	$\overline{\tau_b}RPA$ **(MPa)**	$\overline{\tau_b}CBA$ **(MPa)**	$\tau_b \leq [\tau_b]$
Y	211.38	295.93	0.49	5	4.34	**Oui**
	224.89	313.60	0.52	5	4.34	**Oui**
	201.22	281.71	0.46	5	4.34	**Oui**
	189.59	265.43	0.44	5	4.34	**Oui**
	166.26	232.76	0.38	5	4.34	**Oui**
	134.09	187.73	0.31	5	4.34	**Oui**
	112.26	157.16	0.26	5	4.34	**Oui**
	78.12	109.37	0.18	5	4.34	**Oui**
	35.67	49.94	0.08	5	4.34	**Oui**

Tableau VI-20 : Calcul les armatures horizontales el leurs espacements des voiles pleins.

Sens	**L (m)**	**S_h (cm)**		**$S_{h\ choisi}$ (cm)**	$\phi_{max}\ (cm)$	**A_h (cm^2)**	**$A_{h\ choisie}$ (cm^2)**
		RPA	CBA		RPA		
Y	4.05	25.5	40	20	1.7	1.00	**17HA8**

VI.4.6.Voiles avec ouvertures:

VI.4.6.1. Ferraillage des linteaux:

VI.4.6.1.a. Armatures verticales:

Tableau VI-21 : Ferraillage verticale de des linteaux

Niveau	T (KN)	M (KN/m)	Sit	$A_{l\,cal}$ (cm²)	A_{choisi} RPA (cm²)	A_{cal} CBA (cm²)	Aadopté (cm²)	τ_b	$\overline{\tau}_b$	$\tau_b \leq 0.06\ f_{c28}$
RDC	1.15	0.69	ACC	0.015	2.7	1.8	6HA8	0.001	1.5	**Oui**
1er	1.37	0.82	ACC	0.0178	2.7	1.8	6HA8	0.011	1.5	**Oui**
2ème	1.21	0.73	ACC	0.0159	2.7	1.8	6HA8	0.010	1.5	**Oui**
3ème	1.79	1.07	ACC	0.0232	2.7	1.8	6HA8	0.015	1.5	**Oui**
4ème	2.35	1.41	ACC	0.0306	2.7	1.8	6HA8	0.020	1.5	**Oui**
5ème	2.39	1.43	ACC	0.0310	2.7	1.8	6HA8	0.020	1.5	**Oui**
6ème	3.76	2.26	ACC	0.0491	2.7	1.8	6HA8	0.032	1.5	**Oui**
7ème	4.86	2.92	ACC	0.0634	2.7	1.8	6HA8	0.042	1.5	**Oui**
8ème	7.60	4.56	ACC	0.0991	2.7	1.8	6HA8	0.065	1.5	**Oui**

A.1.2. Aciers transversaux:

✓ ***Premier sous cas :*** linteaux longs ($\lambda = \frac{l}{h} > 1$)

On a : $S \leq \frac{A_t . f_e . Z}{V}$ Où:

S: espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : section d'un cours d'armatures transversales

Z = h .2d'

V: effort tranchant dans la section considérée ($V = 1.4\ V_{u\,calcul}$).

L: portée du linteau

✓ ***Deuxième sous cas***: linteaux courts ($\lambda_g = \frac{l}{h} \leq 1$)

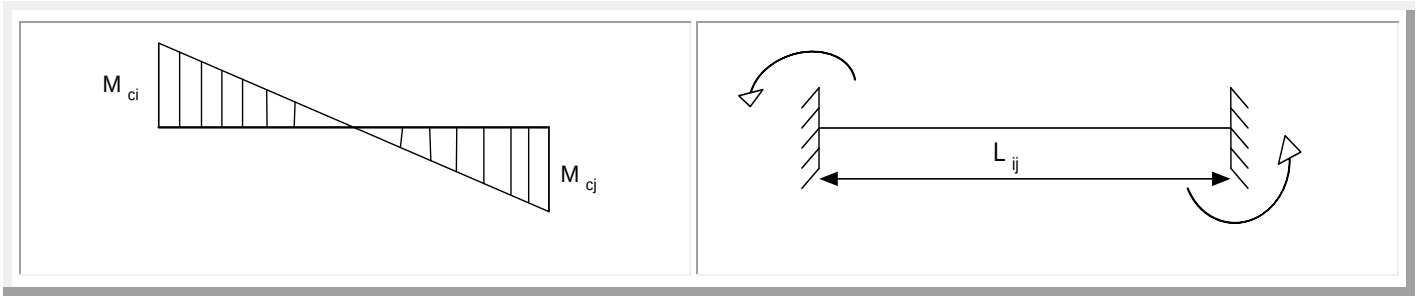
On doit avoir : $S \leq \frac{A_t \times f_e \times l}{V + A_t \times f_e}$

V = min (V1, V2) , Avec ! $V_2 = 2V_{u\ calcul}$ et $V \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$

Avec: M_{ci} et M_{cj} moments des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} calculée par :

$$M_c = A_t \times f_e \times Z$$

Avec: Z = h -2 d'



Calcul la nature de linteau :

On a : $\lambda_g = \frac{l}{h} = 1 \leq 1$ donc on a dans le cas d'un linteau court

$S \leq \frac{A_t \times f_e \times l}{V + A_t \times f_e}$ Avec : $A_t = 2 \times a_t = \frac{\pi \times \phi_t^2}{4}$ $A_{t\ min} = \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e}$

Tableau VI-22 : vérification de la quantité d'armature transversale

A_t (cm²)	S (cm)	A_{min} RPA (cm²)	A_{min} CBA (cm²)	$A_{t\ min}$	A_{choisi} (cm²)	$A_t \geq A_{t\ min}$
0.502	10.00	0.24	1.45	0.25	3HA8=1.50	**Oui**

VI.4.6.2. Ferraillage des trumeaux:

VI.4.6.2.a. Armatures verticales:

Tableau VI-23 : Ferraillage verticale de des trumeaux

Niveau	L (m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Sit	Type	L_t (m)	F_t (KN)	$A_{cal\ /ml}$ (cm^2)	A_{cal} (cm^2)
RDC	0.97	0.96	10.20	ACC	SET	0.97	811.89	20.92	20.29
1er	0.77	0.60	6.60	ACC	SET	0.77	415.8	13.5	10.4
2ème	0.77	0.47	5.41	ACC	SET	0.77	339.57	11.03	8.49
3ème	0.77	0.40	4.73	ACC	SET	0.77	296.26	9.6	7.39
4ème	0.77	0.33	3.62	ACC	SET	0.77	228.96	7.43	5.72
5ème	0.77	0.24	2.73	ACC	SET	0.77	172.09	5.59	4.30
6ème	0.77	0.18	2.08	ACC	SET	0.77	130.52	4.24	3.26
7ème	0.77	0.12	1.39	ACC	SET	0.77	87.78	2.85	2.19
8ème	0.77	0.06	0.66	ACC	SET	0.77	41.58	1.35	1.04

Niveau	L (m)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	0.20% B (cm^2)	$A_{sup,inf}$ choisi (cm^2)	A_{totale} (cm2)
RDC	0.97	1.46	2.18	2.91	**9 HA 12**	**18 HA 12=20.34**
1er	0.77	1.16	1.73	2.31	**9 HA 10**	**18 HA 10=14.04**
2ème	0.77	1.16	1.73	2.31	**9 HA 8**	**18 HA 8=9**
3ème	0.77	1.16	1.73	2.31	**9 HA 8**	**18 HA 8=9**
4ème	0.77	1.16	1.73	2.31	**9 HA 8**	**18 HA 8=9**
5ème	0.77	1.16	1.73	2.31	**9 HA 8**	**18 HA 8=9**
6ème	0.77	1.16	1.73	2.31	**3 HA 10**	**6 HA 10=4.71**
7ème	0.77	1.16	1.73	2.31	**3 HA 10**	**6 HA 10=4.71**
8ème	0.77	1.16	1.73	2.31	**3 HA 10**	**6 HA 10=4.71**

Tableau VI-24 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les voiles pleins.

Sens	$\mathbf{V_u}$ **(kN)**	$\overline{V}$ **(KN)**	τ_b **(MPa)**	$\overline{\tau_b}RPA$ **(MPa)**	$\overline{\tau_b}CBA$ **(MPa)**	$\tau_b \leq [\tau_b]$
X	708.98	992.57	2.40	5	4.34	**Oui**
	334.15	447.81	1.13	5	4.34	**Oui**
	245.47	346.45	0.83	5	4.34	**Oui**
	227.93	319.10	0.77	5	4.34	**Oui**
	196.78	276.89	0.67	5	4.34	**Oui**
	156.49	219.08	0.53	5	4.34	**Oui**
	136.29	190.80	0.46	5	4.34	**Oui**
	96.29	134.80	0.32	5	4.34	**Oui**
	38.73	54.22	0.13	5	4.34	**Oui**

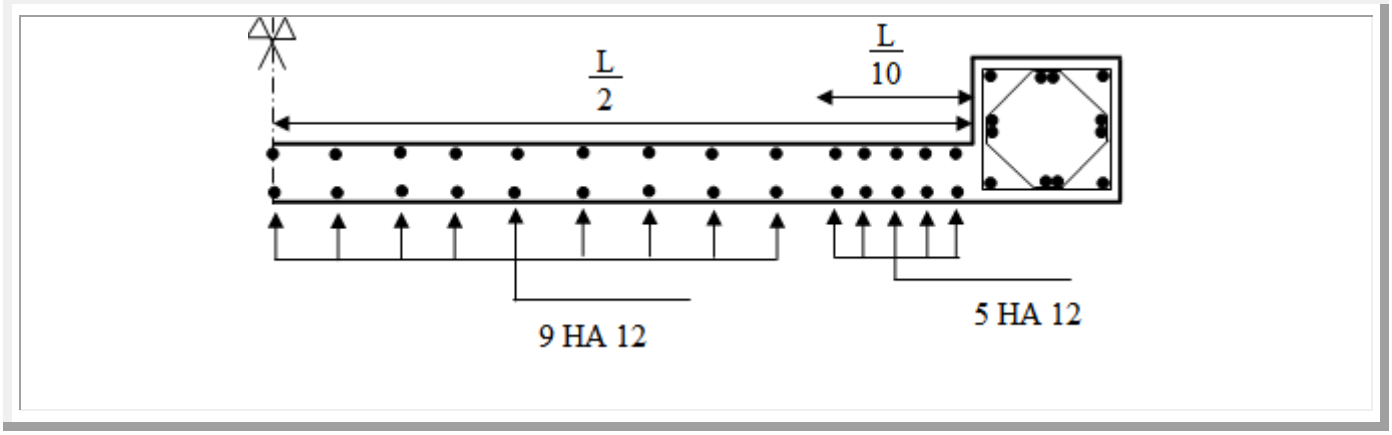


Figure VI-14 : **Ferraillage des voiles 1 du RDC et 1er étage**

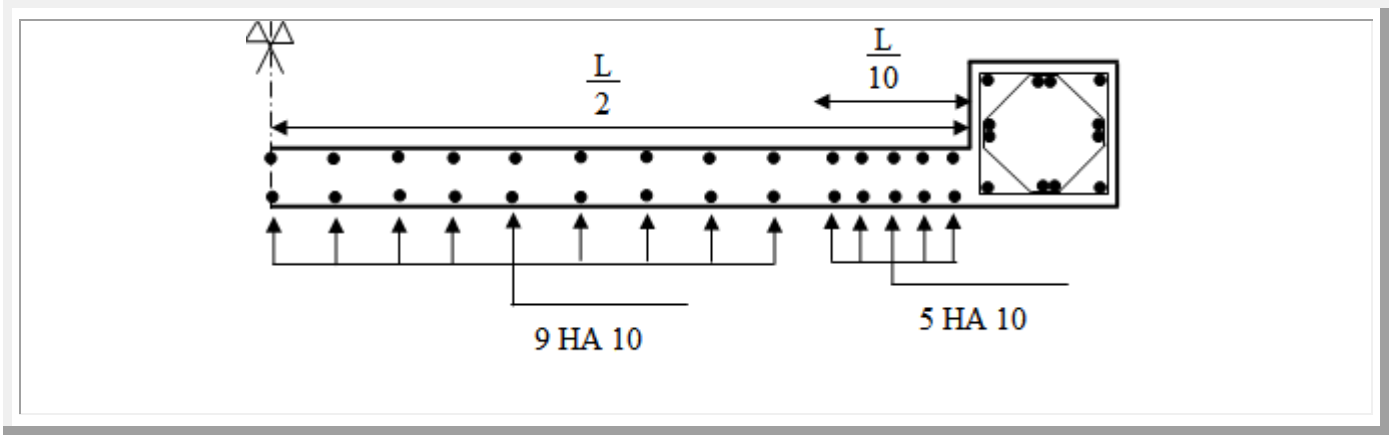


Figure VI-14 : **Ferraillage des voiles 1 du 2ème étage**

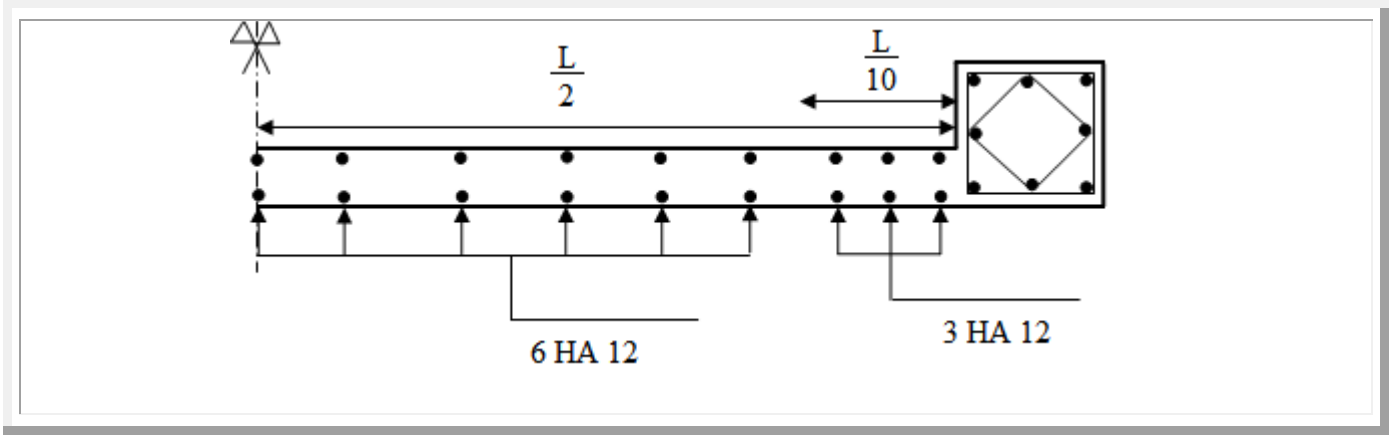


Figure VI-14 : **Ferraillage des voiles 2 du 3ème étage**

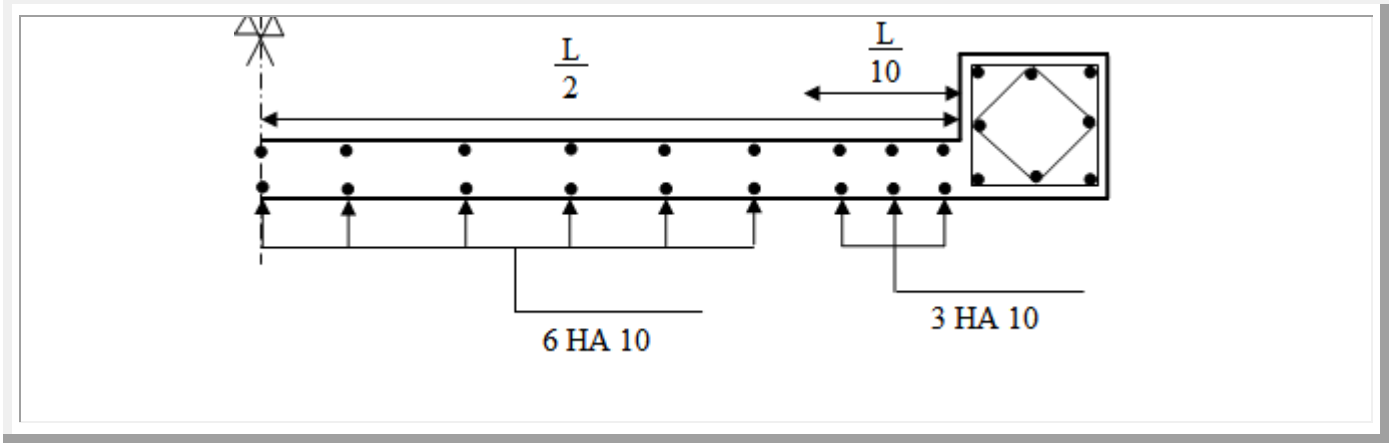


Figure VI-14 : **Ferraillage des voiles 2 du 4ème étage**

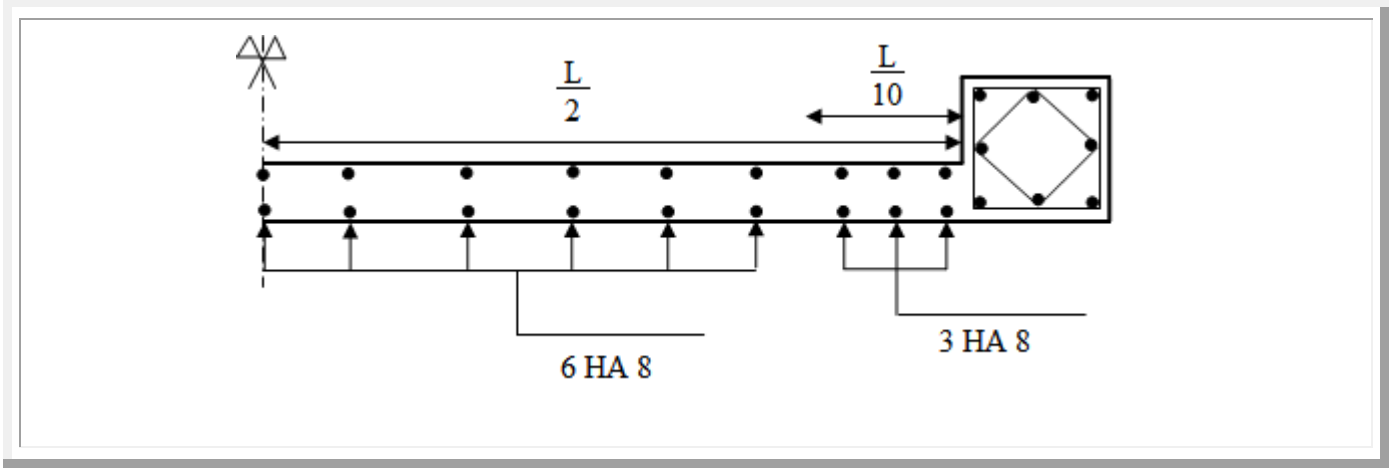


Figure VI-14 : **Ferraillage des voiles 2 du 5ème étage**

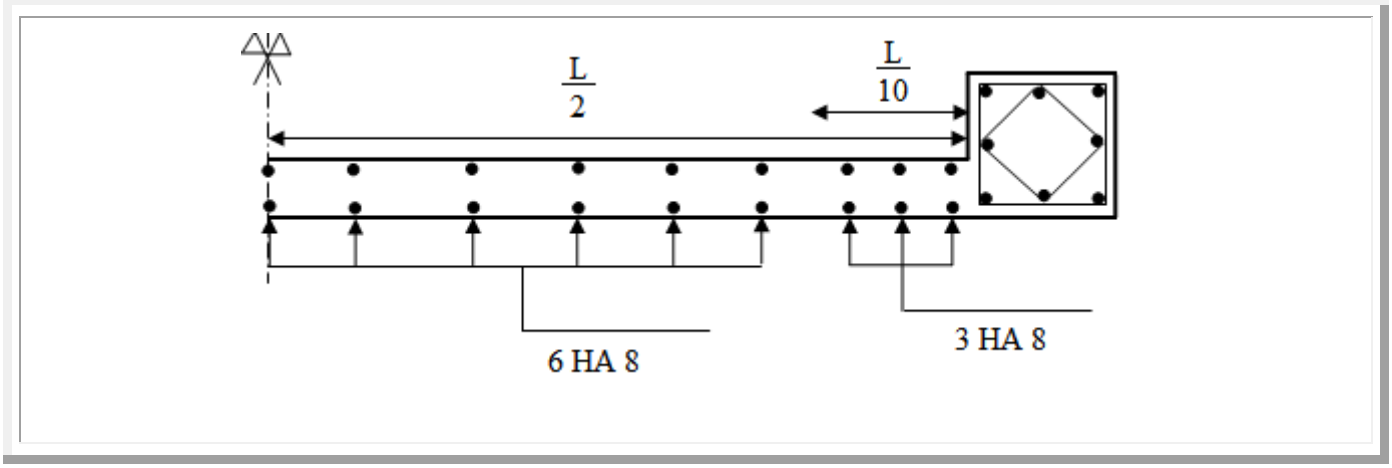


Figure VI-14 : **Ferraillage des voiles 3 du 6ème, 7ème et 8ème étage**

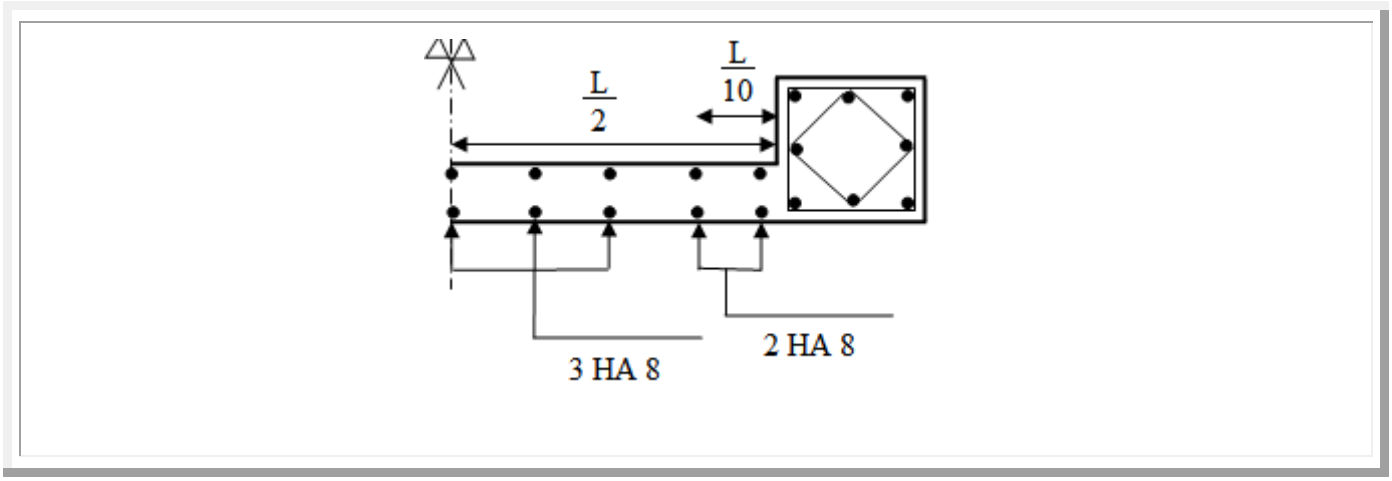


Figure VI-14 : **Ferraillage des voiles 4 du 7ème et 8ème étage**

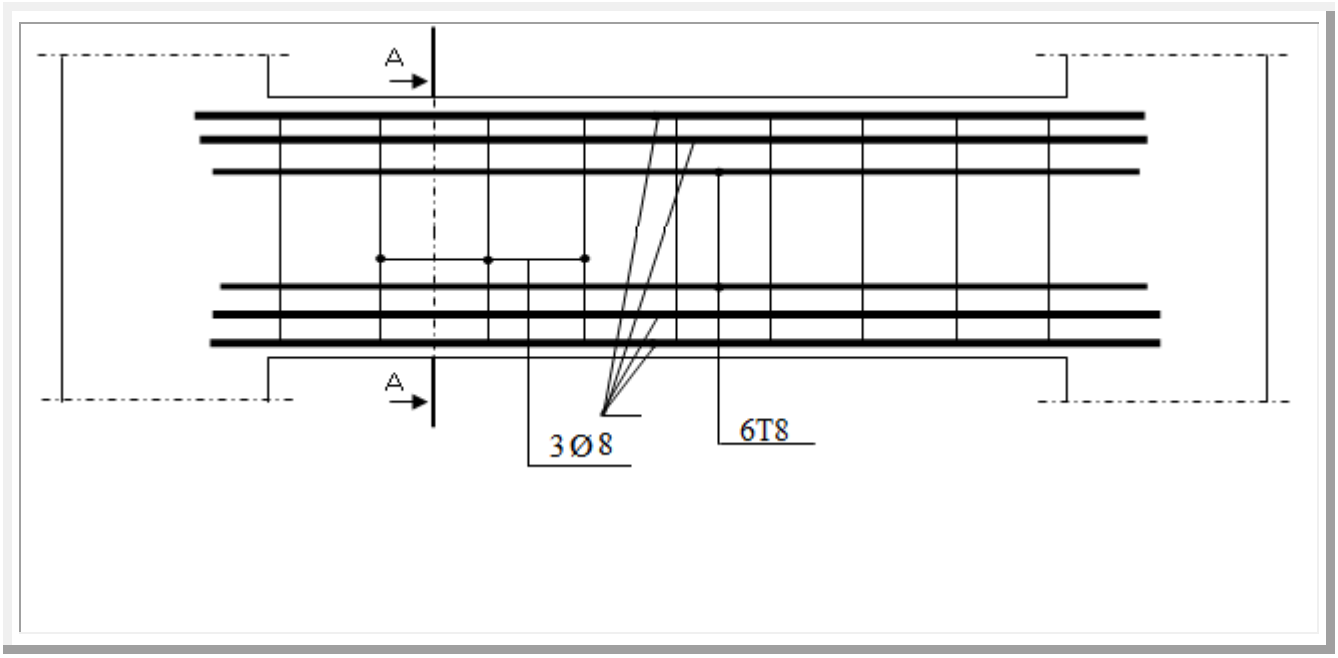


Figure VI-16 **: Schéma du ferraillage de linteau**

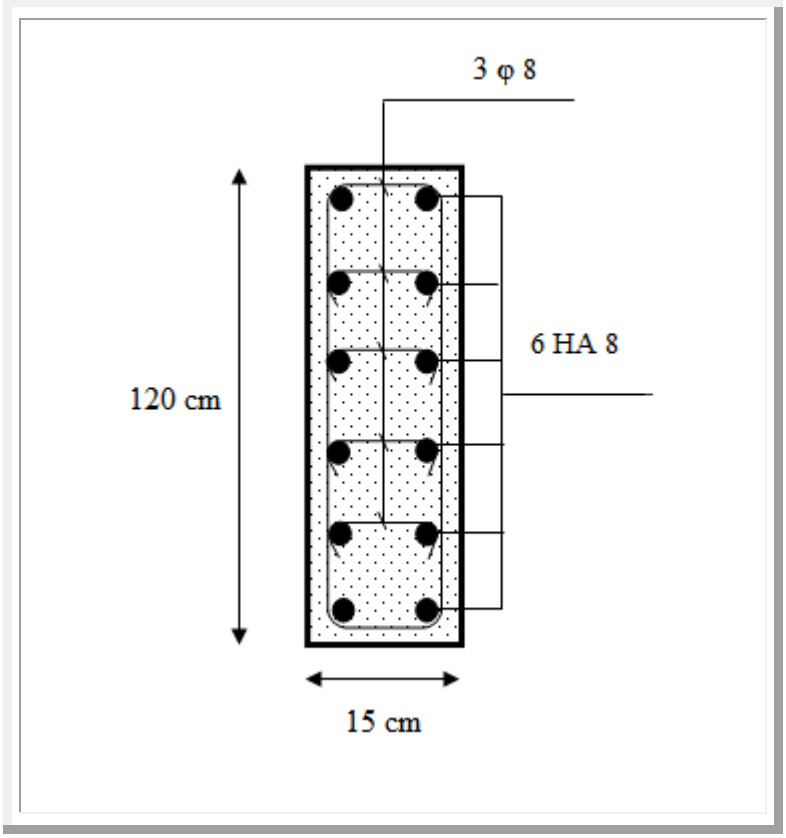


Figure VI-17 **: coupe A-A**