

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université de Djilali Bounaama Khemis Miliana

Faculté de science et de la technologie

Département de la technologie



# Mémoire de fin d'études

*En vue de l'obtention du diplôme **Master** Académique  
en Génie Civil.*

*Spécialité : Structures*

*Thème :*

*Effet des ouvertures des voiles sur la résistance d'une structure  
en béton armé avec la méthode Push-over*

*Présenté par :*

- ❖ ANTRI Khalil
- ❖ GHRICI Badji

*Encadré par :*

- ❖ Dr. YAHMI Djamal

**Année universitaire : 2022 - 2023**



# Remerciement

Nous rendons grâce Allah de nous avoir donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous présentons notre sincère remerciement à notre promoteur **Dr. YAHMI Djamal** pour avoir accepté de diriger ce travail, nous le remercions également pour son aide effective et dont les conseils nous ont été très précieux.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.  
A l'ensemble des professeurs de génie civil qui ont contribué à notre formation.

A tous et toutes les personnes, par leurs encouragements et le temps qu'ils nous ont consacré et qui de près ou de loin ont contribué à la finalisation de ce mémoire.



## Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Ma très chère mère qui a été à mes côtés et ma soutenu  
durant toute ma vie, que Dieu puisse m'aider à l'honorer,  
la servir et la combler.*

*Mon très cher père.*

*Mon très cher frère.*

*Ma très chère sœur.*

*Mon grand père et ma grande mère.*

*Toute ma grande famille sans exception.*

*Mon Binôme GHRICI ELBADJI qui a contribué à  
la réalisation de ce modeste travail.*

*Tous mes amis.*

*Toute la Promotion 2023*

*KHALIL*



## Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail à :*

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

*Mes grands-parents, à qui je souhaite bon rétablissement et longue vie.*

*Mes très chers frères et sœurs.*

*A toute ma grande famille sans exception.*

*A Tous mes collègues.*

*Tous mes enseignants du l'UDBKM.*

*En fin, je remercie mon Binôme ANTRI KHALLIL qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

*ELBADJI*

# SOMMAIRE

Résumé .....	i
Abstract .....	ii
Résumé en arabe .....	iii
<b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>1</b>

## CHAPITRE 1 : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE ETUDIE

1.1 Introduction .....	3
1.2 Dimensions géométriques de la structure.....	3
1.2.1 Dimensions en élévation.....	3
1.2.2 Dimension en plan.....	3
1.3 Données du site .....	3
1.4 Classification du bâtiment étudié.....	4
1.5 Le système de contreventement .....	4
1.6 CONSTITUANT DE L'OSSATURE .....	4
1.7 Caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux .....	5
1.7.1 Introduction.....	5
1.7.2 Béton .....	6
1.7.3 Acier .....	9

## CHAPITRE 2 : DESCENTE DES CHARGES ET PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

2.1 Introduction .....	12
2.2 Evaluation des charges .....	12
2.2.1 Plancher terrasse .....	12
2.2.2 Plancher étage courant.....	13
2.2.3 Maçonnerie .....	13
2.2.4 Les poutres.....	14
Conclusion.....	19
2.4 La Descente de charge des poteaux .....	19
□ La charge d`exploitation : Q.....	21
□ Les combinaisons des charges :.....	22
2.5. Pré dimensionnement des poteaux :.....	22
2.6. Pré dimensionnement des voiles.....	24

## CHAPITRE N° 03 : CALCUL DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

3.1 Introduction .....	26
3.2 Etude de l'acrotère .....	26
3.2.1 Evaluation des charges .....	27

3.2.2 Calcul des sollicitations .....	28
3-2-3 Calcul de l'excentricité .....	29
3.2.3 Calcul des armatures à l'E.L.U .....	29
3.2.4 Vérification de la section d'acier .....	31
3.2.5 Vérification de l'effet tranchant.....	31
3.2.6 Vérification à L'ELS .....	31
3.3 Etude des escaliers .....	34
3.3.1 Introduction.....	34
3.3.2 Dimensionnement de l'escalier.....	34
3.3.3 Evaluation des charges et des surcharges .....	37
3.3.3 Combinaison des charges .....	38
3.3.5 Le diagramme de M et T .....	39
3.3.6 Calcul des armatures .....	41
3.3.7 Vérification .....	41
3.3.8 Vérification à E.L.S.....	42
3.4. Etude de la poutre palière : .....	44
3.4.1. Pré dimensionnement : .....	44
3.4.2 Chargement .....	44
3.4.3 Ferrailage : en flexion simple .....	47
3.4.4. Vérification : .....	48
3.4.4 Armatures transversales.....	50
3.5 Etude du plancher .....	51
3.5.1 Introduction.....	51
3.5.2 Le panneau le plus sollicité : « Plancher terrasse » .....	51
3.5.3. La combinaison des charges : .....	52
3.5.4 Moments de la dalle articulée $M_{ox}$ et $M_{oy}$ : .....	53
3.5.5. Moments réels en travée et en appui : .....	54
3.5.5. Ferrailage : .....	55
3.5.6. Vérification : .....	55

## **CHAPITRE 4 : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE**

4.1. Introduction .....	57
4.2. Caractéristique dynamique .....	57
4.3. Présentation du programme ETABS (Extended 3D Analysis of Building Systems) ..	59
4.4 Modélisation de rigidité .....	59
4.4.1 Modélisation de la masse.....	60
4.4.2 Choix de la méthode de calculer .....	60
4.4.3 Utilisation des spectres de réponse .....	62
4.4.4 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente .....	64
4.4.5 Estimation de la période fondamentale de la structure .....	65
4.4.6 Vérifications exigées par le RPA 99/version 2003 .....	66
4.5 Interprétation des résultats de l'analyse sismique.....	66

4.5.1 Premier modèle .....	66
4.5.1.1 Vérification des périodes .....	68
4.5.1.2 Vérification de participation massique .....	69
4.5.1.3 Vérification de la résultante des forces sismiques .....	69
4.5.1.4 Vérification des déplacements .....	70
Conclusion.....	71
4.5.2. Deuxième modèle.....	72
4.5.2.1. Vérification des périodes .....	74
4.5.2.2. Vérification de participation massique .....	74
4.5.2.3. Vérification de la résultante des forces sismiques .....	74
4.5.2.4 Vérification des déplacements .....	75
Conclusion.....	77
4.5.3. Modèle final .....	77
4.5.3.1. Vérification des périodes .....	79
Constatations .....	79
4.5.3.2. Vérification des périodes .....	79
4.5.3.3. Vérification de participation massique .....	80
4.5.3.4. Vérification de la résultante des forces sismiques .....	80
4.5.3.5. Vérification des déplacements .....	81
Conclusion.....	82
4.6 Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	82
Conclusion.....	84
4.7. Justification du choix du coefficient du comportement dynamique .....	84
4.8 Vérification de l'effort réduit.....	84
4.9 Vérification de la stabilité vis-à-vis le renversement.....	85
4.10 Conclusion .....	87

## **CHAPITRE 5 : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX**

5.1 Introduction .....	89
5.2 Ferrailage des poteaux.....	90
5.2.1 Introduction.....	90
5.2.2 Recommandation selon RPA 99 (version 2003).....	90
5.2.3 Principe de calcul .....	91
5.2.4 Calculs du ferrailage .....	91
5.2.4.1 Situation durable .....	91
5.2.4.2 Situations accidentelles .....	92
5.2.4.3 Choix des armatures .....	94
5.2.5 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service .....	95
5.2.6 Vérification de l'effort tranchant .....	96
5.2.7 Ferrailage transversal des poteaux .....	97
5.2.8 Longueur de recouvrement .....	99
5.2.9 Détermination de la zone nodale.....	100
5.2.10 Schémas de ferrailage.....	101

5.3 Ferrailage des poutres .....	103
5.3.1 Introduction.....	103
5.3.2 Les combinaisons de charges.....	103
5.3.3 Recommandations des règlements .....	103
5.3.4 Calcul du ferrailage .....	104
5.3.4.1. Sens-Y : poutre (30x40) .....	104
5.3.4.2 Sens-X : poutre (30x35) .....	105
5.3.5 Choix des armatures .....	105
5.3.5.1 Sens-Y .....	105
5.3.5.2 Sens-X .....	105
5.3.6 Vérification vis-à-vis de L'ELS .....	106
5.3.6.1 Sens Y : poutre (30x45) .....	106
5.3.6.2 Sens X : poutre (30x40).....	106
5.3.6 Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant .....	106
5.3.6.1 Vérification de la contrainte de cisaillement .....	106
5.3.7. Recouvrement des armatures longitudinales .....	107
5.3.8. Arrêt des barres .....	108
5.3.9 Schéma de ferrailage : .....	111
5.4 Ferrailage des voiles.....	112
5.4.1. Introduction.....	112
5.4.2 Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales .....	112
5.4.3 Rôle de contreventement .....	113
5.4.4 Introduction au ferrailage des voiles .....	113
5.4.5 Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA99 modifié en2003) .....	114
5.4.6 Méthode de ferrailage des voiles .....	116
5.4.7 Ferrailage des voiles.....	118
A. Voile plein en béton armé de forme rectangulaire avec deux poteaux .....	118
1. Calcul des contraintes .....	119
2. Calcul de la longueur tendue .....	119
3. Détermination des armatures verticales .....	119
4. Espacement exigé par R.P.A 99 .....	120
5. Vérification et choix d'armatures verticales.....	120
6. Calcul de la section d'armatures horizontales .....	120
7. Vérification des contraintes du béton sous la combinaison G+Q±E .....	121
8. Armatures courantes .....	121
9. Schéma de ferrailage.....	121
B. Voile plein en béton armé de forme rectangulaire avec poteau.....	121
1. Calcul des contraintes .....	122
2. Calcul de la section d'armatures verticales .....	122
3. Calcul de la section d'armatures horizontales .....	123
4. Vérification des contraintes du béton sous la combinaison G+Q±E .....	123
5. Schéma de ferrailage.....	123
D. Voile plein en béton armé de forme rectangulaire avec deux poteaux .....	124
1. Calcul des contraintes .....	126

2. Calcul de la longueur tendue .....	126
3. Détermination des armatures verticales .....	127
4. Espacement exigé par R.P.A 99 .....	127
5. Vérification et choix d'armatures verticales.....	128
6. Calcul de la section d'armatures horizontales .....	128
7. Vérification des contraintes du béton sous la combinaison G+Q±E .....	128
8. Armatures courantes .....	128
9. Schéma de ferrailage.....	129

## **CHAPITRE 6 : EFFET DES OUVERTURES SUR LA RESISTANCE DES VOILES EN BETON ARME**

6.1 Introduction .....	130
6.2 Notions sur les voiles avec files d'ouvertures.....	131
6.2.1 Définition .....	131
6.2.2 Considération des ouvertures dans les voiles.....	132
6.2.3 Différents cas d'ouvertures dans les voiles.....	134
6.2.3.1 Anomalie dans la raideur d'un linteau .....	134
6.2.3.2 Cas où l'un des deux trumeaux du voile a une faible inertie.....	135
6.2.3.3 Voile à deux ouvertures disposées symétriquement .....	135
6.2.3.4 Voile à ouvertures décalées .....	136
6.2.3.5 Voile à ouverture isolée .....	136
6.3 Principe de la méthode d'analyse statique non-linéaire .....	137
6.3.1 Origine de l'analyse Pushover .....	137
6.3.2 But de l'analyse Pushover .....	137
6.3.3 Formulation de la méthode pushover .....	137
6.4 Comportement non linéaire de la structure .....	142
6.4.1 Modélisation des poteaux et poutres.....	142
6.4.2 Introduction des rotules plastique poteau et poutre .....	142
6.4.3 Modélisation des voiles avec sap2000 V20.....	143
6.5 Description des structures étudiées.....	143
6.6 Calcul du chargement latéral des structures étudiées.....	147
6.7 Effet des ouvertures sur la résistance des voiles.....	148
6.7.1 Effet des ouvertures sur l'effort tranchant à la base V.....	149
6.7.2 Effet des ouvertures sur la période fondamentale T.....	150
6.7.3 Effet des ouvertures sur le déplacement $\Delta_{max}$ .....	151
Conclusion.....	152
<b>CONCLUSIONS GENERALE</b> .....	<b>153</b>
<b>RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES</b> .....	<b>154</b>

## LISTE DES TABLEAUX

### CHAPITRE 1 : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE ETUDIE

Tableau 1. 1 : Caractéristiques des Aciers. ....	10
Tableau 1. 7. Dégression des surcharges .....	21

### CHAPITRE 2 : DESCENTE DES CHARGES ET PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Tableau 2. 1 Charge permanente du plancher terrasse inaccessible .....	12
Tableau 2. 2. Charges permanentes du plancher courant (dalle plein). ....	13
Tableau 2. 3. Charges permanentes du mur double cloison.....	13
Tableau 2. 4 Type de charge. ....	18
Tableau 2. 5. Charges permanentes des poteaux .....	20
Tableau 2. 6. Les combinaisons des charges .....	22
Tableau 2. 7 : Choix de la section des poteaux centraux .....	24

### CHAPITRE N° 03 : CALCUL DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Tableau 3. 1 : Valeurs des charges permanentes et chargé d'exploitation. ....	37
Tableau 3. 2 : Valeurs des charges permanentes et chargé d'exploitation .....	37
Tableau 3. 3: Ferrailage de l'escalier (armatures principales). ....	41
Tableau 3. 4: Ferrailage de l'escalier (armatures de répartitions). ....	41
Tableau 3. 5: Vérification à l'E.L.S.....	42
Tableau 3. 6: Tableau des sollicitations à l'ELU. ....	46
Tableau 3. 7: Tableau sollicitation à ELS. ....	46
Tableau 3. 8: Ferrailage de la poutre palière .....	47
Tableau 3. 9: Vérification à l'ELS.....	48
Tableau 3. 10: Coefficient de moment $u_x$ et $u_y$ .....	52
Tableau 3. 11: Moments de la dalle articulée $M_{ox}$ et $M_{oy}$ .....	53
Tableau 3. 12: Moments réels en travée et en appui. ....	54
Tableau 3. 13: Tableau de ferrailage. ....	55

### CHAPITRE 4 : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

Tableau 4. 1 : Facteur de qualité $Q$ de la structure.....	63
Tableau 4. 2: Périodes et facteurs de participation massique modale .....	68
Tableau 4. 3: Vérification des périodes .....	69
Tableau 4. 4: Pourcentage de participation massique.....	69
Tableau 4. 5: Calcul de force sismique.....	70
Tableau 4. 6: Vérification de la résultante de force sismique .....	70
Tableau 4. 7 : Vérification des déplacements inter-étages sens EX.....	70
Tableau 4. 8. Vérification des déplacements inter-étages sens EY .....	71
Tableau 4. 9. Périodes et facteurs de participation massique modale.....	74
Tableau 4. 10. Vérification des périodes.....	74

<b>Tableau 4. 11 :</b> Pourcentage de participation massique.....	74
<b>Tableau 4. 12:</b> Calcul de force sismique.....	75
<b>Tableau 4. 13:</b> Vérification de la résultante de force sismique.....	75
<b>Tableau 4. 14:</b> Vérification des déplacements inter-étages sens EX.....	76
<b>Tableau 4. 15:</b> Vérification des déplacements inter-étages sens EY.....	76
<b>Tableau 4. 16:</b> Périodes et facteurs de participation massique modale.....	79
<b>Tableau 4. 17:</b> Vérification des périodes.....	79
<b>Tableau 4. 18:</b> Facteurs de participation massique modale.....	80
<b>Tableau 4. 19:</b> Calcul de la force sismique.....	80
<b>Tableau 4. 20:</b> Vérification de la résultante des forces sismique de calcul.....	80
<b>Tableau 4. 21:</b> Vérification des déplacements inter-étages sens EX.....	81
<b>Tableau 4. 22:</b> Vérification des déplacements inter-étages sens EY.....	81
<b>Tableau 4. 23:</b> Vérification del'effetP- $\Delta$ sensEX.....	83
<b>Tableau 4. 24:</b> Vérificationdel'effetP- $\Delta$ sensEY.....	83
<b>Tableau 4. 25:</b> Vérification du coefficient du comportement force vertical.....	84
<b>Tableau 4. 26:</b> Vérification du coefficient du comportement force horizontal.....	84
<b>Tableau 4. 27 :</b> Vérification de l'effort réduit pour les poteaux centraux.....	85
<b>Tableau 4. 28:</b> Calcul du moment stabilisant.....	86
<b>Tableau 4. 29:</b> Calcul du moment de renversement.....	86
<b>Tableau 4. 30:</b> Vérification du renversement.....	87

## **CHAPITRE 5 : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX**

<b>Tableau 5. 1 :</b> Caractéristiques mécanique des matériaux.....	90
<b>Tableau 5. 2 :</b> Ferrailage des poteaux situation durable ( $N_{max}$ , $M_{corr}$ ).....	91
<b>Tableau 5. 3:</b> Ferrailage des poteaux situation durable ( $M_{max}$ , $N_{corr}$ ).....	92
<b>Tableau 5. 4:</b> Ferrailage des poteaux situation accidentelle ( $N_{max}$ ; $M_{corr}$ ).....	92
<b>Tableau 5. 5 :</b> Ferrailage des poteaux situation accidentelle ( $M_{max}$ , $N_{corr}$ ).....	93
<b>Tableau 5. 6:</b> Ferrailage des poteaux situation accidentelle ( $N_{max}$ ; $M_{corr}$ ).....	93
<b>Tableau 5. 7:</b> Ferrailage des poteaux situation accidentelle ( $M_{max}$ , $N_{corr}$ ).....	94
<b>Tableau 5. 8:</b> Choix des armatures des poteaux.....	94
<b>Tableau 5. 9:</b> Vérifications des contraintes pour les poteaux carré ( $N_{max}$ ; $M_{corr}$ ).....	95
<b>Tableau 5. 10:</b> Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés ( $M_{max}$ ; $N_{corr}$ ).....	96
<b>Tableau 5. 11:</b> Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	97
<b>Tableau 5. 12 :</b> Espacements maximales selon RPA99.....	99
<b>Tableau 5. 13:</b> Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	99
<b>Tableau 5. 14:</b> Ferrailage des poutres de sens-Y.....	104
<b>Tableau 5. 15:</b> Ferrailage des poutres de sens-Y.....	104
<b>Tableau 5. 16:</b> Ferrailage des poutres sens-X.....	105
<b>Tableau 5. 17:</b> Ferrailage des poutres sens-X.....	105
<b>Tableau 5. 18:</b> Choix des armatures pour les poutres sens Y.....	105
<b>Tableau 5. 19:</b> Choix des armatures pour les poutres sens X.....	105
<b>Tableau 5. 20:</b> Vérification des poutres sens-Y.....	106
<b>Tableau 5. 21 :</b> Vérification des poutres sens-X.....	106

<b>Tableau 5. 22</b> : Vérification de la contrainte de cisaillement.....	106
<b>Tableau 5. 23</b> : Armatures transversals.....	107
<b>Tableau 5. 24</b> : Recouvrement des armatures longitudinales.....	108
<b>Tableau 5. 25</b> : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche .....	110
<b>Tableau 5. 26</b> : Vérification de la flèche.....	111

## **CHAPITRE 6 : EFFET DES OUVERTURES SUR LA RESISTANCE DES VOILES EN BETON ARME**

<b>Tableau 6.1</b> : Valeurs du facteur de modification $C_0$ .....	140
<b>Tableau 6.2</b> : Valeur du facteur de modification $C_2$ .....	141
<b>Tableau 6 3</b> : Taux de perte de résistance des structures étudiées. ....	145
<b>Tableau 6 4</b> : Variation de la période fondamentale des structures étudiées. ....	146
<b>Tableau 6 5</b> : Variation des déplacements au sommet des structures étudiées. ....	147

## LISTE DES FIGURES

### CHAPITRE 1 : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE ETUDIE

<b>Figure 1 1:</b> Briques creuses .....	5
<b>Figure 1 2:</b> Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELU. ....	9
<b>Figure 1 3:</b> Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.....	9
<b>Figure 1 4 :</b> Diagramme contrainte- déformation de l'acier.....	10

### CHAPITRE 2 : DESCENTE DES CHARGES ET PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

<b>Figure 2. 1 :</b> Coupe des voiles en plan. ....	25
---	----

### CHAPITRE N° 03 : CALCUL DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

<b>Figure 3. 1 :</b> Schéma statique de l'acrotère .....	27
<b>Figure 3. 2:</b> Coupe transversale de l'acrotère.....	28
<b>Figure 3. 3:</b> La section du l'acrotère à étudier.....	30
<b>Figure 3. 4:</b> Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	33
<b>Figure 3. 5:</b> Schéma de l'escalier.....	34
<b>Figure 3. 6:</b> Schéma statique de l'escalier.....	36
<b>Figure 3. 7:</b> Schéma statique d'escalier à E.L.U .....	38
<b>Figure 3. 8:</b> Schéma statique d'escalier à E.L.S .....	38
<b>Figure 3. 9 :</b> Diagrammes des efforts interne sa à l'.ELU.....	39
<b>Figure 3. 10 :</b> Diagrammes des efforts interne sa à l'ELS .....	40
<b>Figure 3. 11:</b> Ferrailage des escaliers - coupe transversal.....	43
<b>Figure 3. 12:</b> Ferrailage des escaliers - Coupe longitudinale. ....	43
<b>Figure 3. 13:</b> Dimension de la poutre de la poutre palière. ....	44
<b>Figure 3. 14:</b> Schéma statique de la poutre palière à E.L.U .....	45
<b>Figure 3. 15:</b> Schéma statique de la poutre palière à E.L.S .....	45
<b>Figure 3. 16:</b> Diagrammes de M et T à l'ELU. ....	46
<b>Figure 3. 17:</b> Diagrammes de M et T à l'ELS .....	47
<b>Figure 3. 18:</b> Ferrailage de la poutre palière (le schéma de ferrailage à refaire).....	50
<b>Figure 3. 19:</b> Panneau le plus sollicité. ....	51
<b>Figure 3. 20:</b> Moments réels en travée et en appui. ....	54
<b>Figure 3. 21:</b> Ferrailage de la dalle. ....	56

### CHAPITRE 4 : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

<b>Figure 4. 1 :</b> Spectre de réponse. ....	64
<b>Figure 4. 2:</b> Vue en plan et en 3D du premier Modèle .....	66
<b>Figure 4. 3:</b> Premier mode de vibration (Mode 1 : Translation suivant Y).....	67

<b>Figure 4. 4:</b> deuxième mode de vibration (Mode 2 : Translation suivant X).....	67
<b>Figure 4. 5:</b> Troisième mode de vibration (Mode 3 : Torsion).....	68
<b>Figure 4. 6:</b> Vue en plan et en 3D du premier Modèle .....	72
<b>Figure 4. 7:</b> Premier mode de vibration (Mode 1 : Translation suivant X).....	72
<b>Figure 4. 8:</b> Deuxième mode de vibration (Mode 2 : Translation suivant Y).....	73
<b>Figure 4. 9:</b> Troisième mode de vibration (Mode 3 : Torsion).....	73
<b>Figure 4. 10 :</b> Vue en plan et en 3D du premier Modèle.....	77
<b>Figure 4. 11:</b> Premier mode de vibration (Mode 1 : Translation suivant X).....	78
<b>Figure 4. 12:</b> Deuxième mode de vibration (Mode 2 : Translation suivant Y). .....	78
<b>Figure 4. 13:</b> Troisième mode de vibration (Mode 3 : Torsion).....	78
<b>Figure 4. 14:</b> Evaluation des effets du second ordre. ....	82
<b>Figure 4. 15 :</b> Schéma du renversement. ....	85

## **CHAPITRE 5 : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX**

<b>Figure 5. 1 :</b> Schéma statique de la zone nodale.....	100
<b>Figure 5. 2:</b> Ferrailages des poteaux. ....	101
<b>Figure 5. 3 :</b> Coup longitudinale des armatures des poteaux.....	102
<b>Figure 5. 4:</b> Arrêt des barres .....	108
<b>Figure 5. 5:</b> Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage .....	114
<b>Figure 5. 6:</b> Disposition des armatures verticales dans les voiles. ....	115
<b>Figure 5. 7 :</b> Voile plein de forme rectangulaire avec deux poteaux. ....	118
<b>Figure 5. 8:</b> Schéma de ferrailage du voile rectangulaire avec deux poteaux. ....	121
<b>Figure 5. 9:</b> Voile rectangulaire avec poteau.....	122
<b>Figure 5. 10 :</b> Schéma de ferrailage du voile rectangulaire avec deux poteaux. ....	123
<b>Figure 5. 11 :</b> Schéma de ferrailage du linteau.....	125
<b>Figure 5. 12:</b> Voile plein de forme rectangulaire avec deux poteaux. ....	126
<b>Figure 5. 13:</b> Schéma de ferrailage du voile rectangulaire avec deux poteaux. ....	129

## **CHAPITRE 6 : EFFET DES OUVERTURES SUR LA RESISTANCE DES VOILES EN BETON ARME**

<b>Figure 6.1 :</b> Voile avec ouverture.....	132
<b>Figure 6.2 :</b> Voile à ouvertures moyennes.....	133
<b>Figure 6.3 :</b> Voile à ouvertures de faibles dimensions.....	134
<b>Figure 6.4 :</b> Voile a grandes ouvertures.....	134
<b>Figure 6.5 :</b> Variations de l'effort tranchant sur la hauteur du voile en fonction de la raideur des linteaux.....	135
<b>Figure 6.6 :</b> Voile dont un élément est faible inertie.....	135
<b>Figure 6.7 :</b> Voile à deux ouvertures symétriques.....	135
<b>Figure 6.8 :</b> Voile à ouvertures décalées.....	136
<b>Figure 6.9 :</b> Voile à ouverture isolée.....	136

<b>Figure 6.10</b> : La courbe de capacité de la structure.....	138
<b>Figure 6.11</b> : Distribution verticale de la charge latérale selon FEMA.....	139
<b>Figure 6.12</b> : Idéalisat�on bilinéaire de la courbe Push-over (FEMA).....	141
<b>Figure 6.13</b> : Détermination du point de performance PP.....	142
<b>Figure 6.14</b> : Structure étudiée.....	144
<b>Figure 6.15</b> : 1er Cas : Un portique avec voile plein.....	145
<b>Figure 6.16</b> : 2�me Cas : Un portique contreventé par voile avec ouvertures.....	146
<b>Figure 6.17</b> : 3�me Cas : Un portique (sans voile).....	146
<b>Figure 6.18</b> : Structure étudiées.....	148
<b>Figure 6.19</b> : Variation de l'effort tranchant.....	149
<b>Figure 6.20</b> : Variation de la période.....	150
<b>Figure 6.21</b> : Variation du déplacement maximal au sommet de la structure.....	151

## Résumé en Arabe

يركز هذا العمل على تقييم تأثير الفتحات (النوافذ والأبواب) في الجدران على مقاومة الهياكل الخرسانية المسلحة. لتحقيق هذا الهدف، تم تحديد هيكل من تسعة طوابق يقع في منطقة عالية الزلازل (المنطقة الثالثة)، مصمم وفقاً لتوصيات القانون الجزائرية لمقاومة الزلازل الصادر سنة 1999 والمعدل سنة 2003. من أجل التحقق من الخصائص الديناميكية لهذا الهيكل، تم إجراء دراسة ديناميكية وزلزالية في هذا السياق. بعد ذلك، قمنا بدراسة مقاييس العناصر الهيكلية للمبنى وفقاً لتوصيات القانون الجزائرية لمقاومة الزلازل، وخاصة الأنواع المختلفة من الجدران الموجودة في المبنى. أخيراً، في الجزء الأخير من هذه الأطروحة، تمت دراسة السلوك اللاخطي لثلاثة هياكل: الهيكل ذو الجدار الصلب (من دون فتحات)، هيكل مدعم بجدار مع فتحات وهيكل دون جدران خرسانية مسلحة باستخدام طريقة الدفع غير الخطية الثابتة. في ضوء النتائج التي تم الحصول عليها، لوحظ أن الزيادة في أبعاد الفتحات في الجدار الخرساني المسلح تقلل إلى حد كبير من قدرة المقاومة لقوة القص عند القاعدة وتزيد من الإزاحة الجانبية للهيكل.

**الكلمات المفتاحية:** تحليل الدفع المتزايد، الخرسانة المسلحة، التحليل للاخطي، زلزال، القدرة

## **Abstract**

This work focuses on the evaluation of the effect of openings (windows and doors) in the shear walls on the resistance of reinforced concrete structures. To achieve this objective, we identified a structure of nine stories located in a zone of high seismicity (Zone III), designed in accordance with the provisions of the Algerian seismic code RPA99/Version 2003. In order to verify the dynamic characteristics of the considered structure, a dynamic linear and seismic analysis has carried out in this context. Then, we sized the structural elements of our building according to the recommendations of the Algerian Seismic Code RPA99/V2003, and in particular, the different types of shear walls existing in our building. Finally, in the last part of this thesis, the nonlinear behavior of three structures: structure with full shear wall, structure braced by shear wall with opening and moment resisting frame structure, is studied using the nonlinear static method Pushover. In the light of the obtained results, it is observed that the increase of the openings dimensions in shear wall largely decreases the base shear force and increases the lateral displacement of the structure.

**Keywords:** *Pushover analysis; shear wall; nonlinear behavior, earthquake, strength.*

## Résumé

Ce travail porte sur l'évaluation de l'effet des ouvertures (fenêtre et portes) dans les voiles sur la résistance des structures en béton armé. Pour atteindre cet objectif, on a identifié une structure de neuf étages (R+08) situées dans une zone de forte sismicité (Zone III), dimensionnées selon les recommandations du Règlement Parasismique Algérien RPA99/Version 2003. Afin de vérifier les caractéristiques dynamiques de cette structure, une étude dynamique et sismique est réalisée dans ce contexte. Ensuite, on a dimensionné les éléments structuraux de notre bâtiment selon les recommandations du Code parasismique Algérien RPA99/V2003, et en particulier les différents types des voiles existant dans notre bâtiment. Enfin, dans la dernière partie de ce mémoire, le comportement non linéaire de trois structures : structure avec voile plein, structure contreventée par voile avec ouverture et structure en portique est étudié en utilisant la méthode statique non linéaire Push-over. A la lumière des résultats obtenus, il est observé que l'augmentation des dimensions des ouvertures dans un voile en béton armé diminue largement la capacité de résistance à l'effort tranchant à la base et augmente le déplacement latéral de la structure.

**Mots clés :** *Analyse Push-over ; voile ; comportement non linéaire, séisme, résistance.*

## NOTATIONS

$f_{cj}$	Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
$f_{tj}$	Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
$E_{ij}$	Le module de déformation instantané
$E_{Dj}$	Le module de déformation différée
$\sigma_{sol}$	Contrainte de sol
$\nu$	Coefficient de poisson
$f_{bu}, \sigma_{sol}$	Contrainte de compression du béton
$\sigma_s$	Contrainte de traction des aciers
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité du béton
$\gamma_s$	Coefficient de sécurité de l'acier
$\theta$	Coefficient de la durée (t) de l'application des combinaisons d'action
$c$	Enrobage
$d$	La longueur de la hauteur utile
$\tau_u$	Contrainte limite de cisaillement
$A_{min}$	La section minimale
$A_r$	Armatures de répartition
$A_t$	La section d'armature transversale
$B_r$	La section réduite
$\alpha$	Coefficient dépend de l'élançement mécanique
$S$	La surface totale
$G$	Charge permanente
$Q$	Charge d'exploitation
$S_t$	L'espacement
$F_p$	Force horizontale
$C_p$	Facteur de force horizontale
$A$	Coefficient d'accélération de zone
$V$	La force sismique
$D$	Facteur d'amplification dynamique moyen
$W$	Poids total de la structure
$R$	Coefficient de comportement

---

<i>ELU</i>	Etat limite ultime
<i>ELS</i>	Etat limite de service
<i>T</i>	Effort tranchant
$\lambda$	Elancement
$\Phi$	Diamètre des armatures

---

# **INTRODUCTION GENERALE**

### INTRODUCTION GENERALE

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagement exagéré. En plus de leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (ou murs de contreventement) en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

L'intensité des forces sismiques agissant sur une structure de bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée. Actuellement, l'utilisation des contreventements par voiles dans les structures élancées est devenue comme indispensable dans les zones sismiques. L'esthétique des constructions joue un rôle très important pour le développement du patrimoine architectural. La problématique qui se pose, c'est que l'architecte exige des ouvertures de différentes dimensions (portes et fenêtres) dans ces voiles. La connaissance de l'influence de ces ouvertures dans les voiles sur le comportement sismique et la performance des structures en béton armé s'avère nécessaire. L'objectif de ce travail traite cette problématique pour des bâtiments contreventés par voiles dimensionnés selon le règlement parasismique algérien RPA99 Version 2003.

Pour la réalisation de cet objectif, notre mémoire est divisé en huit chapitres.

*Le premier Chapitre : intitulé « Présentation de l'ouvrage étudié »* est consacré à la présentation des caractéristiques géométriques de la structure, des propriétés mécaniques des deux matériaux utilisés (béton et acier).

*Le deuxième Chapitre : intitulé « Pré dimensionnement des éléments structuraux »*. Il présente l'ensemble des règles utilisées pour le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutre et voiles) du bâtiment ainsi que les charges considérées dans les calculs dont notamment les charges permanentes et les surcharges d'exploitation.

*Le troisième Chapitre : intitulé « Calcul des éléments secondaires »*, il expose les notes de calcul du ferrailage du plancher (dalle pleine), des escaliers et de l'acrotère.

*Le quatrième Chapitre : intitulé « Etude dynamique et sismique », comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment réalisée par le logiciel ETABS.*

*Le cinquième Chapitre : intitulé « Ferrailage des éléments porteurs », présente les notes de calcul du ferrailage des poteaux, des poutres et des voiles.*

*Le sixième Chapitre : intitulé « l'effet des ouvertures sur la résistance des voiles en béton arme ». Dans ce chapitre l'effet des ouvertures sur la résistance et la performance des voiles en béton arme a été traité où une analyse statique non linéaire (push over) sur un voile avec différentes pourcentages de la géométrie de l'ouverture est traité.*

**CHAPITRE 1**  
**DESCRIPTION DE L'OUVRAGE ETUDIE**

## CHAPITRE 1 : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE ETUDIE

### 1.1 Introduction

L'ouvrage étudié est un bâtiment composé d'un rez-de-chaussée à *usage commerciale*, et de 08 niveaux (**R+08**). Il est implanté dans la commune de **REGHAIA** (Wilaya d'ALGER). Ce bâtiment est un bloc d'un projet de 692 logements sociaux participatifs (LSP). La structure présente une *régularité* en *plan* et en *élévation*. L'ossature de cette structure est en portiques associés à des voiles, ce qui offre un *contreventement mixte*. Dans ce qui suit, on essaiera de présenter les données du bâtiment étudié telles que : les dimensions géométriques de la structure, les données du site, les constituants de l'ossature, les caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux (béton et acier)... etc.

### 1.2 Dimensions géométriques de la structure

#### 1.2.1 Dimensions en élévation

- Hauteur totale du bâtiment (y compris l'acrotère) : (R+08 = 28.58 m).
- Hauteur du RDC : 3.40m.
- Hauteur d'étage courant : 3.06m.

#### 1.2.2 Dimension en plan

- Largeur en plan : 21.95m.
- Longueur en plan : 23.75m.

### 1.3 Données du site

Selon le rapport du laboratoire chargé par l'étude géotechnique du sol, le terrain d'assise de l'ouvrage est considéré comme un site meuble (**S3**), ainsi que la contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma} = 1.5$  bars.

Le bâtiment considéré dans cette étude est implanté dans une zone classée selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99/V2003) [1] comme une zone de forte sismicité (zone III).

### 1.4 Classification du bâtiment étudié

Le bâtiment considéré dans cette étude est classé dans le Groupe d'usage 02, car il est composé d'un rez-de-chaussée plus 08 niveaux, à usage mixte, habitation collective (pour les étages 1 à 8), le rez-de-chaussée à usage commercial, et la hauteur totale de cet ouvrage (28.58) ne dépasse pas 48 m.

### 1.5 Le système de contreventement

Définition : Un système de contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales engendrées par les charges dues au vent et aux séismes.

-Le choix du système de contreventement est fait selon les règles préconisées par le RPA.99v2003 [1], telles que :

- La sismicité de la zone ;
- L'importance de l'ouvrage (le groupe d'usage) ;
- Catégorie du sol ;
- La géométrie de la structure.

-  
Le choix : Selon (Art.4.a, RPA.99), on a adopté un système **de contreventement Mixte** assuré par des voiles porteurs et des portiques. Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques qui doivent reprendre au Moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

### 1.6 CONSTITUANT DE L'OSSATURE

#### A .Plancher

C'est une aire généralement plane destinée a séparer les niveaux, on distingue deux types de plancher :

- Plancher en corps creux (corps creux plus une dalle de compression) ;
- Plancher en dalle pleine (dalle en béton armé).

Le type de dalle au niveau des planchers a été choisi en fonction :

- de leur forme géométrique ;
- de l'intensité des charges ;
- de la longueur de la portée.

Dans ce projet nous avons opté pour des planchers en dalle pleine (étage courant & terrasse) pour les raisons suivant :

- Prend toutes les formes « triangle, demi-cercle » ;
- Plus solide et résiste par rapport la dalle en corps creux ;
- Performante acoustiquement ;
- La qualité et esthétique.

### B. Escaliers

L'escalier est un élément en béton armé qui permet de relier deux niveaux différents de construction consentant la conception, on a choisi un escalier à marches droites pour faciliter l'exécution. Il constitue deux volées, un palier de repos. Les escaliers sont coulés sur place.

### C. Ascenseurs

Le projet étudié comporte deux ascenseurs muré par un voile de 10 cm d'épaisseur, serve à faciliter le déplacement vertical des personnes entre les différents niveaux.

### D. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment a été réalisée en brique creuses :

#### Murs extérieurs :

Constitués d'une double paroi en briques (15 cm et 10 cm d'épaisseur) séparés par une âme d'air de 05 cm d'épaisseur.

#### Murs intérieurs (de séparations) :

Constitués par une seule paroi en briques de 10 et 15 cm d'épaisseur.



Figure 1.1 : Briques creuses

## 1.7 Caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux

### 1.7.1 Introduction

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/V2003 [1].

## 1.7.2 Béton

### A. Définition

Le béton est l'un des matériaux de construction les plus utilisés à travers le monde. Il est composé d'un mélange de : ciment, granulats (gravier, sable) et l'eau de gâchage. On ajoute les adjuvants pour améliorer certaines propriétés. Le béton a une bonne résistance à la compression et une faible résistance à la traction. Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

- Une résistance mécanique élevée.
- Un retrait minimum.
- Une bonne tenue dans le temps (Durabilité).

### B. Masse Volumique

La masse volumique des bétons armés est  $2500 \text{ kg/m}^3$ . Cette masse volumique peut augmenter avec la mode de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une masse volumique de  $2500 \text{ kg/m}^3$ .

### C. Coefficient de dilatation $\alpha$

Sa valeur moyenne est sensiblement la même pour les deux matériaux :

- Pour l'acier ( $\alpha = 11 \times 10^{-6}$ ) ;
- Pour le béton ( $\alpha = 10 \times 10^{-6}$ ).

### D. Résistance du béton

#### *Résistance caractéristique à la compression*

Dans le cas courant un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais. Ces essais consistent en l'écrasement au moyen d'une presse, d'éprouvettes constituées par des cylindres droits de béton ayant une section de  $200 \text{ cm}$  ( $D = 16 \text{ cm}$ ) et une hauteur de  $32 \text{ cm}$ . A partir de la résistance moyenne obtenue, on calcul la résistance caractéristique dans notre cas on prendra comme données :

Le (CBA [3]) préconise pour  $j < 28$  jours les équations (1&2) :

- Pour  $f_{C28} \leq 40 \text{ MPa}$  :  $f_{cj} = (j * f_{C28}) / (4.76 + 0.83 * j)$  ..... (1)

- Pour  $f_{C28} > 40 \text{ MPa}$  :  $f_{cj} = (j * f_{C28}) / (1.40 + 0.95 * j)$  ..... (2)

Pour le cas de notre projet  $f_{C28}$  est égale à  $30 \text{ MPa}$ .

#### *Résistance à la traction*

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

- **Traction directe** sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
- **Traction par fendage** en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
- **Traction par flexion.**

La résistance à la traction est notée par « $f_{ij}$ ». Elle est définie conventionnellement pour les valeurs de  $f_c < 40$  MPa à l'âge  $j$  jours par le (BAEL91 [2]) avec l'équation (3) :

- $f_{ij} = 0.6 + 0.06.f_{cj}$  ..... (3)
- Pour le cas de notre étude  $f_{ij}$  est égale à 2.4 MPa

### E. Module de Déformation longitudinale

Ce module est connu sous le nom de module de *Young ou module* de déformation longitudinale, il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application :

#### *Module d'élasticité instantanée*

Il est mesuré à partir des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures selon le BAEL91 [2] avec la loi (4).

- $E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$  ( $f_{cj}$  et  $E_{ij}$  en MPa) ..... (4)

#### *Module d'élasticité différée (très longue durée)*

Il est mesuré à partir de la considération dans les calculs des déformations l'effet du retrait et du fluage selon BAEL91 [2] par la formule (5).

- $E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$  ..... (5)

Pour notre cas :

- $f_{cj} = f_{c28} = 30$  MPa  $\rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 34179.55$  MPa \\  $E_{vj} = 11496.76$  MPa \end{cases}

### F. Coefficient de Poisson

Le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative. Sa valeur varie de 0.15 à 0.30 ; il est d'autant plus élevé que le béton est plus jeune ou moins résistant le BAEL91 [2] donner la valeur de coefficient de poisson. On le prendre en général égal :

$V = 0.20$  pour le calcul des déformations (E.L.S).

$V = 0$  pour le calcul des sollicitations (E.L.U).

## G. Contraintes limites de calcul

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas). On distingue deux sortes d'état limite :

### 1. Etat limite ultime ELU

L'état limite ultime ELU correspondant à :

- La perte de l'équilibre statique de la construction (basculement)
- La perte de la résistance de l'un des matériaux (rupture)
- La perte de la stabilité de forme (flambement)

### 2. Etats limite de service ELS

L'état limite de service définit les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés. Il se traduit par les états limites suivantes :

- Etat limite de compression du béton ;
- Etat limite d'ouverture des fissures ;
- Etat limite de déformation.

#### G.1. Contraintes limites à l'état limites ultime (ELU)

La contrainte limite du béton en compression selon le BAEL91 [2] (est donnée par la formule (6).

$$F_{bu} = \frac{0.85.F_{c28}}{\theta.\gamma_b} \dots\dots\dots (6)$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton tel que :

$\gamma_b = 1.5$  pour les situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1.15$  pour les situations accidentelles.

Le coefficient de minoration 0.85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton. La contrainte limite ultime est donnée par la (Figure. I.2) :

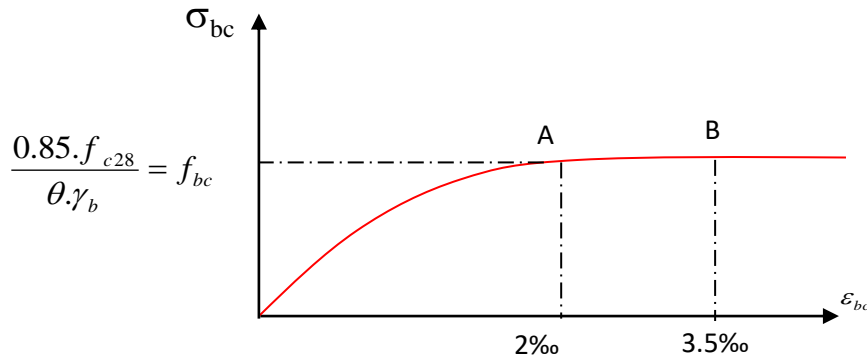


Figure 1.2 : Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELU.

## G.2. Contraintes limites à l'état limites de services (ELS)

La contrainte limite de service est donnée par la (Figure. I.3) :

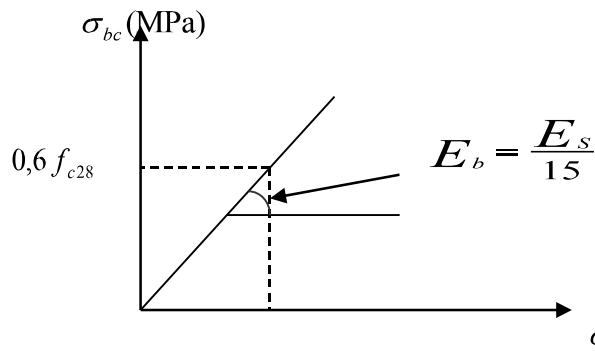


Figure. 1.3. Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS

## 1.7.3 Acier

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage. Son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs avec une teneur en carbone de 0.15 à 0.25% .
- Aciers durs avec une teneur en carbone de 0.25 à 0.40% .

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique  $f_e$ .

### A. Limite d'élasticité de l'acier

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité  $f_e$  cette valeur est donnée par le (Tableau 1.3) suivant :

Tableau 1.1 : Caractéristiques des Aciers.

Type	Désignation	Limite élastique (MPa)	Allongement	Contrainte de Rupture (MPa)
Rond Lisse	FeE 22	215	22	330 – 490
	FeE 24	325	25	410 – 490
Barre à haute adhérence	FeE400	400	14	490
Fils très filés lisse	Ø>6mm	500	14	580

Pour notre projet on prend des barres à haute adhérence (HA).

FeE400,  $f_e = 400$  MPa

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est égale à :  $E_s = 200000$  MPa.

**B. Contrainte limite**

*Contrainte de calcul pour les états limites ultimes*

D'après BAEL 91 modifier 99 [2] :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{avec : } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ sollicitation durable} & (\sigma_s = 348\text{MPa}) \\ \gamma_s = 1 \text{ Sollicitation accidentelle} & (\sigma_s = 400\text{MPa}) \end{cases}$$

Pour les états limites ultimes les contraintes de calcul  $\sigma_s$  des armatures longitudinales sont données en fonction de déformation  $\epsilon_s$  par le diagramme suivant :

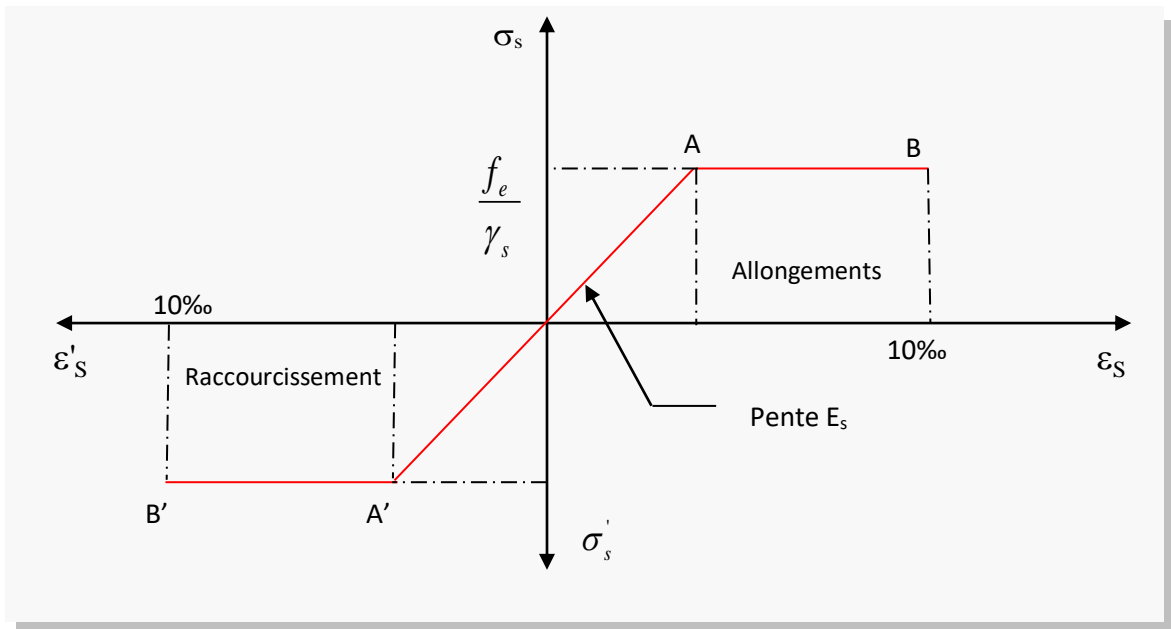


Figure 1.4 : Diagramme contrainte- déformation de l'acier.

**L'acier à l'E.L.S**

Fissurations peu nuisibles : il n'y a pas de vérification à faire.

Fissurations préjudiciables  $\bar{\sigma}_s = \varepsilon = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right\}$

Fissurations très préjudiciables  $\bar{\sigma}_s = 0.8\varepsilon$

Avec :

$\bar{\sigma}_s$  : Contraintes admissibles

BAEL 91 modifier 99 [2]

$\eta = 1$  : Pour les ronds lisses

$\eta = 1.6$  : Pour les barres de H.A.

**CHAPITRE 2**  
**DESCENTE DES CHARGES ET PRE**  
**DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS**

## CHAPITRE 2 : DESCENTE DES CHARGES ET PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

### 2.1 Introduction

Le pré dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment RPA99 modifié en 2003 [1], BAEL [2] et CBA [3] qui mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

### 2.2 Evaluation des charges

La descente de charge a pour but la détermination de charges et surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

#### 2.2.1 Plancher terrasse

##### A. Charge permanente (plancher en dalle plein)

**Tableau 2.1.** Charge permanente du plancher terrasse inaccessible

N	Composants	Epaisseur(m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	0.04	20	0.80
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.12	22	2.64
4	Polyester (isolant)	0.04	4	0,16
5	Dalle plein	0.16	25	4
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
<b>Charge permanente G</b>				<b>7.92</b>

**B. Charge d'exploitation**

$$Q = 1.0 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{plancher terrasse inaccessible})$$

**2.2.2 Plancher étage courant**

**A. Charge permanente (plancher en dalle plein)**

**Tableau 2.2.** Charges permanentes du plancher courant (dalle plein).

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle plein	0.16	25	4
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison de distribution	10	-	1,00
<b>Charge permanente G</b>				<b>6.36</b>

**B. Charge d'exploitation**

$$Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$$

**2.2.3 Maçonnerie**

**A. Murs extérieurs (doubles cloisons)**

**Tableau 2.3.** Charges permanentes du mur double cloison

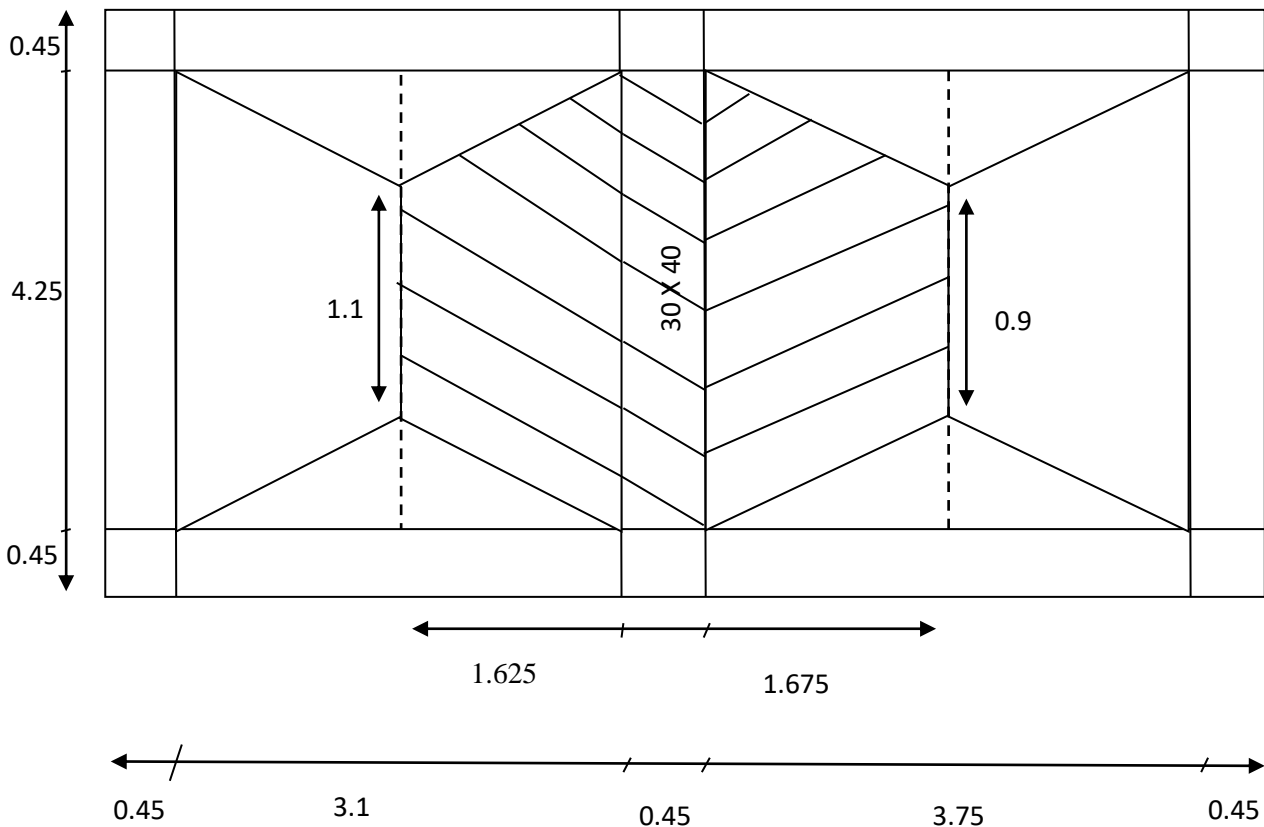
N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
2	Brique creuse	0.10	-	0.90
3	Lame d'aire	0.05	-	-
4	Brique creuse	0.15	-	1.3
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
<b>Charge permanente G</b>				<b>2.76</b>

### 2.2.4 Les poutres

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé des sections rectangulaires, elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements verticaux ramenés par les planchers

#### A. Sens-Y :

La poutre la plus sollicitée est de l'axe (A : B : 5), du planche terrasse.



#### ❖ Le type de la dalle pleine

*\*Dalle 1 : droite*

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.35}{4.25} = 0.78 > 0.4$$

Donc : *la dalle portent dans les deux sens*

*\*Dalle 2 : gauche*

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.1}{4.25} = 0.72 > 0.4$$

Donc : *la dalle portent dans les deux sens*

❖ **La charge permanente et la charge d'exploitation**

On a :  $G_{pt} = 7.92 \text{ KN/m}^2$  et  $Q_{pt} = 1 \text{ KN/m}^2$

Alors :

$$*G_{pout} = 0.30 * 0.40 * 25 \longrightarrow G_{pout} = 3 \text{ KN/ml}$$

$$*G_2 = 3.6 * 7.92 \longrightarrow G_2 = 28.512 \text{ KN/ml}$$

Donc :

$$G = G_1 + G_2 \longrightarrow G = 31.512 \text{ KN/ml}$$

Et :

$$Q = 3.6 * 1 \longrightarrow Q = 3.6 \text{ KN/ml}$$

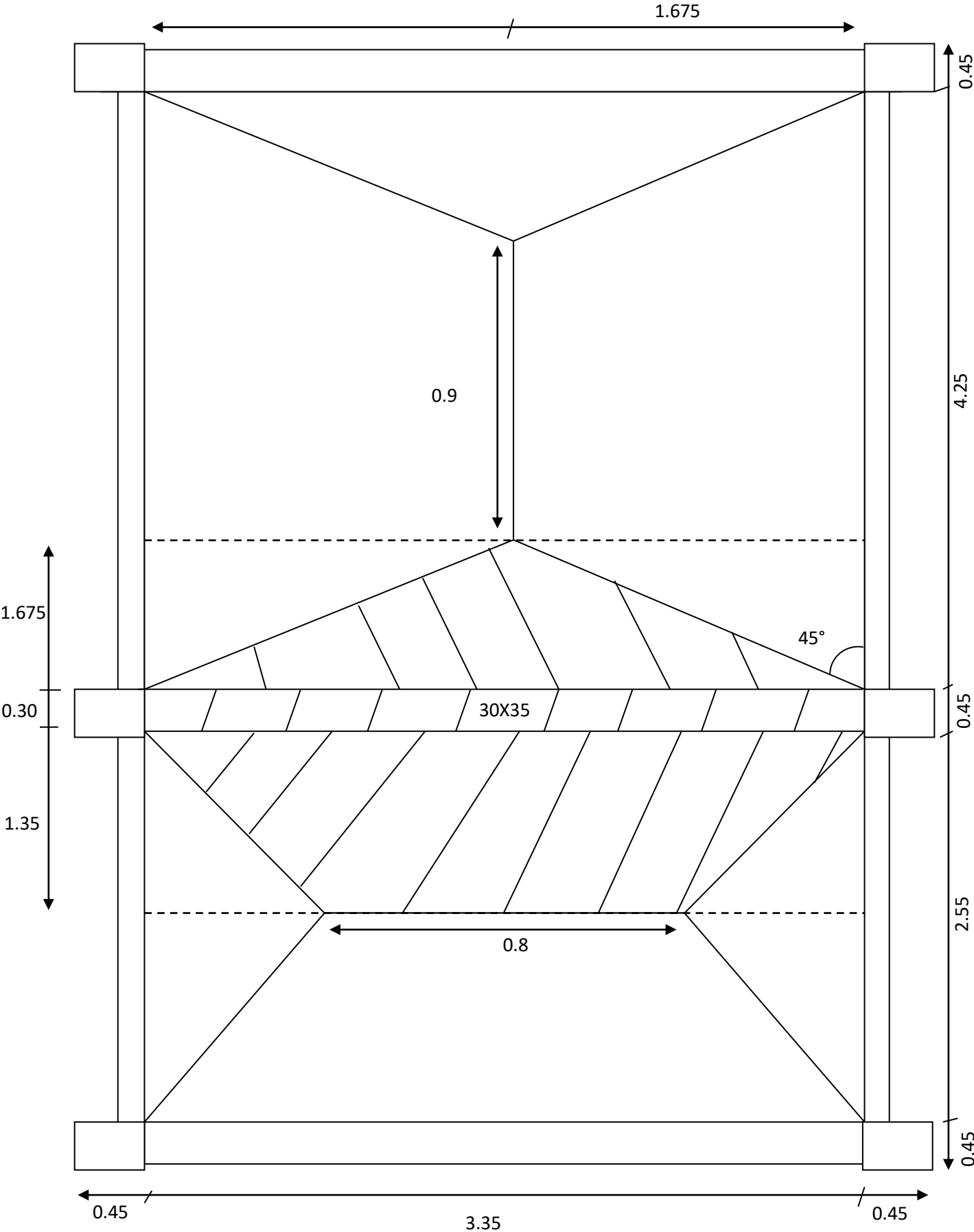
❖ **La combinaison des charges**

$$\text{ELU : } N_u = 1.35 G + 1.5 Q \rightarrow N_u = 47.94 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } N_s = G + Q \rightarrow N_s = 35.11 \text{ KN/m}$$

**B. Sens -X :**

La poutre la plus sollicitée est de l'axe (4 : 5 : f) du plancher terrasse.



❖ **Le type de la dalle plein**

*\*Dalle 1 : droite*

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.35}{4.25} = 0.78 > 0.4$$

Donc : *la dalle portent dans les deux sens.*

*\*Dalle 2 : gauche*

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.55}{3.35} = 0.76 > 0.4$$

Donc : *la dalle portent dans les deux sens.*

❖ **La charge permanente et la charge d'exploitation**

On a :  $G_{pt} = 7.92 \text{ KN/m}^2$  et  $Q_{pt} = 1 \text{ KN/m}^2$

Alors :

$$*G_1 = 0.30 * 0.35 * 25 \quad \rightarrow \quad G_1 = 2.625 \text{ KN/ml}$$

$$*G_2 = 3.325 * 7.92 \quad \rightarrow \quad G_2 = 26.334 \text{ KN/ml}$$

Donc :

$$G = G_1 + G_2, \quad \rightarrow \quad \mathbf{G = 29.959 \text{ KN/ml}}$$

Et :

$$Q = 3.325 * 1 \quad \rightarrow \quad \mathbf{Q = 3.325 \text{ KN/ml}}$$

❖ **La combinaison des charges :**

$$*ELU : N_U = 1.35 G + 1.5 Q \quad \rightarrow \quad \mathbf{N_U = 44.08 \text{ KN/ml}}$$

$$*ELS : N_s = G + Q \quad \rightarrow \quad \mathbf{N_s = 32.284 \text{ KN/ml}}$$

**2.3. Pré dimensionnement des poutres**

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par BAEL et vérifiées par la suite selon le RPA

**A. Poutre dans le sens Y (A : B : 5) :**

D'après le tableau suivant :

Tableau 2.4 Type de charge.

Type de Charge (KN/ml)	Lourde	Moyenne	Légère
Charge	$P > 45$ KN/ml	$15 < p < 45$ KN/ml	$P < 15$ KN/ml
M	$10 \div 12$	$12 \div 15$	$15 \div 20$

Et tant que :  $N_u > 45$  kN/m

Donc :

$$\frac{L_{max}}{12} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :  $L_{max}$  : la portée la plus grande des poutres

$h$  : la hauteur de la section

$b$  : la largeur de la section

$$L_{max} = 4.25 \text{ m}$$

$$425/12 \leq h \leq 425/10 \quad 35.41 \leq h \leq 42.5 \quad \text{on prend : } h = 40 \text{ cm.}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \quad 12 \leq b \leq 28 \quad \text{on prend : } b = 30 \text{ cm.}$$

**Vérification selon RPA 99 modifiée en 2003**

- $b \geq 25$  ;  $30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$  ..... CV
- $h \geq 30$  ;  $40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$  ..... CV
- $h/b \leq 4$  ;  $1.33 < 4$  ..... CV

**B. Poutre dans le sens X (4 : 5 : F)**

D'après le tableau précédent (Tableau 2.4),

Et tant que :  $15 \text{ KN/ml} \leq N_u \leq 45 \text{ KN/ml}$

Donc :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{12}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

$L_{max}$  : la portée la plus grande des poutres

$h$  : la hauteur de la section

$b$  : la largeur de la section

$$L_{max} = 3.35 \text{ m}$$

$335/15 \leq h \leq 335/12$      $22.33 \leq h \leq 27.91$     on prend :     **$h = 35\text{cm}$** .

$0,3h \leq b \leq 0,7h$              $10.5 \leq b \leq 24.5$             on prend :     **$b = 30\text{cm}$** .

***Vérification selon RPA 99 modifiée en 2003***

- $b \geq 25$  ;  $30\text{cm} > 25\text{cm}$  ..... CV
- $h \geq 30$  ;  $35\text{cm} > 30\text{cm}$  ..... CV
- $h/b \leq 4$  ;  $1.16 < 4$  ..... CV

**Conclusion**

Toutes les conditions des RPA99 modifié en 2003 [1] sur les dimensions des poutres sont satisfaites, Donc on adopte :

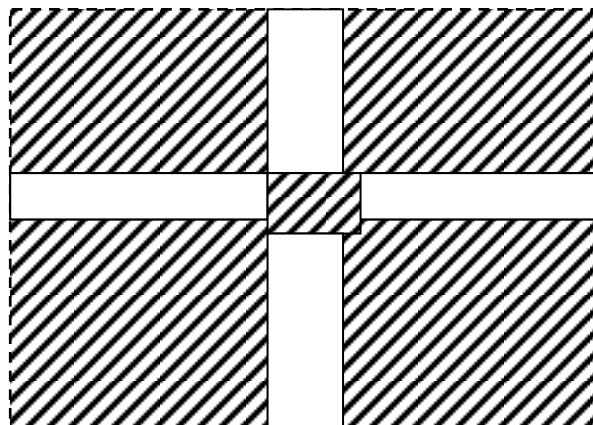
- Des poutres sens y :  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$
- Des poutres sens x :  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$ .



**2.4 La Descente de charge des poteaux**

Le poteau le plus sollicité :

**Poteau central axe (B ; 3)**



$$S_{\text{plancher}} = (1.55 \times 2.275) + (1.425 \times 2.275) + (1.55 \times 1.275) + (1.425 \times 1.275)$$

$$S_{\text{plancher}} = 10.56 \text{ m}^2.$$

❖ **la charge permanente : G**

**Niveau 1 : "terrasse"**

$$G_{\text{pt}} = 10.56 \times 7.92 = 83.63 \text{ KN}$$

$$G_{\text{px}} = 0.30 \times 0.35 \times 2.825 \times 25 = 7.41 \text{ KN}$$

$$G_{\text{py}} = 0.3 \times 0.4 \times 3.4 \times 25 = 10.2 \text{ KN}$$

$$G_{\text{p}} = 0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 15.49 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G=116.74 \text{ KN}}$$

**Niveau 2.3.4.5.6.7.8 : "étage courant"**

$$G_{\text{PE}} = 10.56 \times 6.36 = 67.16 \text{ KN}$$

$$G_{\text{px}} = 0.30 \times 0.35 \times 2.825 \times 25 = 7.41 \text{ KN}$$

$$G_{\text{py}} = 0.3 \times 0.4 \times 3.4 \times 25 = 10.2 \text{ KN}$$

$$G_{\text{p}} = 0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 15.49 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G = 100.26 \text{ KN}}$$

**Niveau 9 : "RDC"**

$$G_{\text{PE}} = 10.56 \times 6.36 = 67.16 \text{ KN}$$

$$G_{\text{px}} = 0.30 \times 0.35 \times 2.825 \times 25 = 7.41 \text{ KN}$$

$$G_{\text{py}} = 0.3 \times 0.4 \times 3.4 \times 25 = 10.2 \text{ KN}$$

$$G_{\text{p}} = 0.45 \times 0.45 \times 3.4 \times 25 = 17.21 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G = 101.98 \text{ KN}}$$

**Tableau 2.5.** Charges permanentes des poteaux

Niveau	G (KN)	N <sub>G</sub> (KN)
<b>PT</b>	116.74	116.74
<b>P2</b>	100.26	217
<b>P3</b>	100.26	317.26
<b>P4</b>	100.26	417.52
<b>P5</b>	100.26	517.78
<b>P6</b>	100.26	618.04
<b>P7</b>	100.26	718.3
<b>P8</b>	100.26	818.56
<b>P9</b>	101.98	920.54

❖ La charge d`exploitation : Q

Loi de dégression :

Comme il est rare que toutes les charges d`exploitation agissent simultanément, nous appliquons pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu`à 0,5Q (Charge d`exploitation), donnée par « **DTR BC.2.2 charges p ermanent et charges d`exploitation article 6.3 [4]**»

Q : Charge d`exploitation.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Avec :

n : nombre d`étage.

Q<sub>0</sub>: la structure d`exploitation sur la terrasse.

Q<sub>1</sub>, Q<sub>2</sub>, ..., Q<sub>n</sub>: les surcharges d`exploitation des planchers respectifs.

**Tableau 2.6.** Dégression des surcharges

Niveau des Planchers	Surcharge	Σsurcharge	Σsurcharge	N <sub>Q</sub> (KN)
Pt	Q <sub>0</sub> =1	Σ <sub>0</sub> =Q <sub>0</sub>	1	12.6
P02	Q <sub>1</sub> =1.5	Σ <sub>1</sub> =Q <sub>0</sub> +Q <sub>1</sub>	2.5	26.4
P03	Q <sub>2</sub> =1.5	Σ <sub>2</sub> =Q <sub>0</sub> +0,95(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> )	3.85	40.65
P04	Q <sub>3</sub> =1.5	Σ <sub>3</sub> =Q <sub>0</sub> +0,9(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> )	5.05	53.32
P05	Q <sub>4</sub> =1.5	Σ <sub>4</sub> =Q <sub>0</sub> +0,85(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> )	6.10	64.41
P06	Q <sub>5</sub> =1.5	Σ <sub>5</sub> =Q <sub>0</sub> +0,8(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> )	7	73.92
P07	Q <sub>6</sub> =1.5	Σ <sub>6</sub> =Q <sub>0</sub> +0,75(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> )	7.75	81.84
P08	Q <sub>7</sub> =1.5	Σ <sub>7</sub> =Q <sub>0</sub> +0,71 (Q <sub>1</sub> + ..... +Q <sub>7</sub> )	8.56	90.39
P09	Q <sub>8</sub> =1.5	Σ <sub>7</sub> =Q <sub>0</sub> +0,69 (Q <sub>1</sub> + ..... +Q <sub>8</sub> )	9.28	97.99

❖ Les combinaisons des charges :

$$N_u = 1.35 N + 1.5 N_Q$$

Tableau 2.7. Les combinaisons des charges

NIV	NG (KN)	NQ (KN)	N <sub>U</sub> (KN)
PT	116.74	12.6	176.44
P02	217	26.4	332.55
P03	317.26	40.65	489.27
P04	417.52	53.32	643.63
P05	517.78	64.41	795.61
P06	618.04	73.92	945.23
P07	718.3	81.84	1092.46
P08	818.56	90.39	1240.64
P09	920.54	97.99	1389.71

2.5. Pré dimensionnement des poteaux :

D'après l'article B.8.4.1 du CBA93 [3], l'effort normal agissant ultime  $N_u$  d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \times ((B_r \times (f_{c28} / 0.9 \times \gamma_b) + (A \times f_e / \gamma_s)) \dots (1)$$

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton tel que :

$\gamma_b = 1.5$  situation durable ou transitoire

$\gamma_b = 1.15$  situation accidentelle

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

$\gamma_s = 1.15$  situation durable ou transitoire

$\gamma_s = 1$  situation durable ou transitoire

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

$\alpha$  : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle.

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \rightarrow \text{si} \dots \lambda < 50$$

$$\alpha = 0,6 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \rightarrow \text{si} \dots 50 < \lambda < 70$$

$\lambda$  : Élancement du poteau considère (pour les poteaux carres il est préférable de prendre  $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$ )

B : aire total de la section du poteau

$A_s$  : section d'acier minimale

$f_{c28}$  : contrainte de compression du béton a 28 jours (ici on prend  $f_{c28}=30\text{MPa}$ )

$f_e$  : contrainte limite élastique des aciers (ici on prend  $f_e = 400\text{Mpa}$ )

$B_r$  : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

Poteaux rectangulaires :  $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) \text{ m}^2$

On tire de l'équation (1) la valeur de  $B_r$ .

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

**NB** :  $l_f = 0,7l_0$  cas de poteau assemblé a des poutres du plancher pour un bâtiment contreventé par voile – portique

\* Selon le « **BAEL 91 modifié 99** article **A.8.1.2 [2]** »

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

\* On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :

Alors :  $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$B_r = 0,055N_u$  avec :  $N_u = 1,35G + 1,5Q$

$B_r = (a - 0,02) (b - 0,02)$  on a :  $a = b \Rightarrow B_r = (a - 0,02)^2$

**Tableau 2.8** : Choix de la section des poteaux centraux

Niveau	$N_u$ (KN)	$B_r$ (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	Choix (cm)
<b>PT</b>	176.44	97.042	11.85	<b>35*35</b>
<b>P2</b>	332.55	182.902	15.52	<b>35*35</b>
<b>P3</b>	489.27	269.098	18.40	<b>35*35</b>
<b>P4</b>	643.63	353.996	20.81	<b>40*40</b>
<b>P5</b>	795.61	437.585	22.91	<b>40*40</b>
<b>P6</b>	945.23	519.876	24.8	<b>45*45</b>
<b>P7</b>	1092.46	600.853	26.51	<b>45*45</b>
<b>P8</b>	1240.64	682.352	28.12	<b>50*50</b>
<b>P9</b>	1389.71	764.34	29.64	<b>50*50</b>

## 2.6. Pré dimensionnement des voiles

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par **l'article 7.7 de RPA99 modifié en 2003 [1]**. Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- **Les charges verticales** : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- **Les actions horizontales** : effet de séisme.

D'après le **RPA99 modifié en 2003** article 7.7.1 [1] sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition : ( $L \geq 4e$ ). Dans le cas contraire, ses éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

- $L$  : longueur de voile.  $e$  : épaisseur du voile.
- $h_e$  : hauteur d'étage libre
- $h_e$  :  $h - \min(h_p, h_s)$ .

L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la Figure (II.6 et II 7).

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article **(7.7.1 de RPA99 modifié en 2003) [1]**

À partir de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

- épaisseur de voile il faut :  $e_{\min} = 15$  cm.

- Pour les voiles avec deux abouts sur deux poteaux :  $e \geq h_e / 25$
- Pour les voiles avec un seul about sur des poteaux :  $e \geq h_e / 22$
- Pour les voiles about libre :  $e \geq h_e / 20$

Avec :

$h_e$  : hauteur libre d'étage

**Pour RDC**

- $h_e = 3.40 - 0.30$   $h_e = 3.10$  m
- $e \geq \max (e_{\min} ; h_e / 25 ; h_e / 22 ; h_e / 20 )$
- $e \geq \max (15 ; 12.4 ; 14.09 ; 15.5)$
- $e \geq 15.5$  cm. en adopte que :

On prend une épaisseur des voiles de :  $e_v = 20$  cm

**Pour étage courant**

- $h_e = 3.06 - 0.30$   $h_e = 2.76$  m
- $e_v \geq \max (e_{\min} ; h_e / 25 ; h_e / 22 ; h_e / 20)$
- $e_v \geq \max (15 ; 11.04 ; 12.54 ; 13.8)$
- $e \geq 15$  cm

On prend une épaisseur des voiles de :  $e_v = 20$  cm

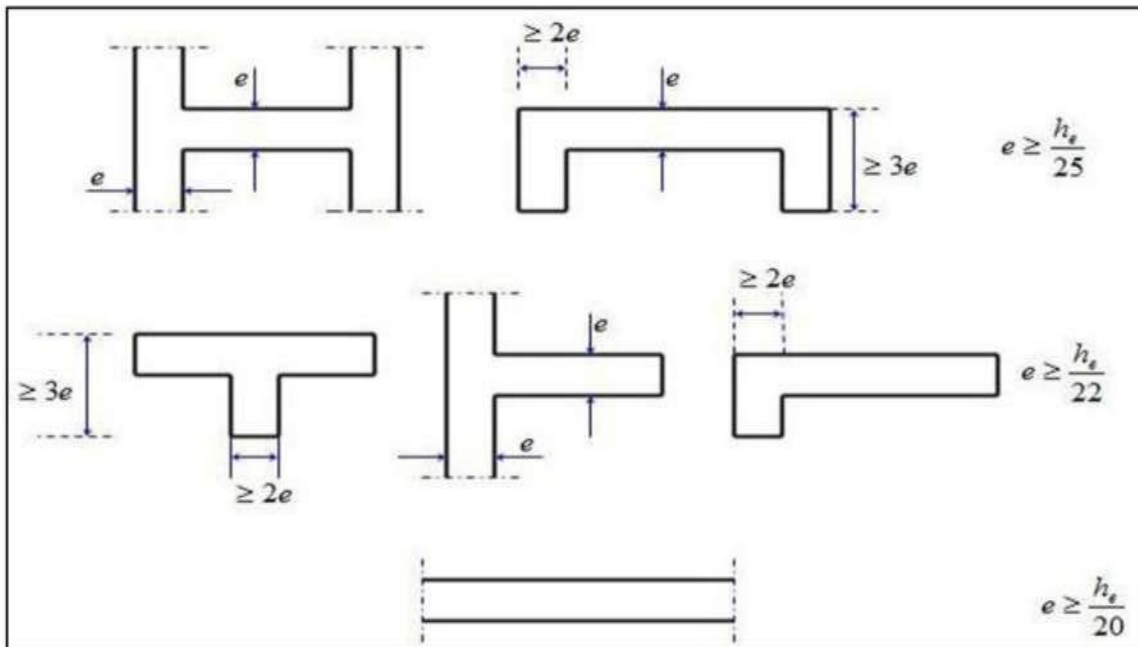


Figure 2.1. Coupe des voiles en plan.

**CHAPITRE 3**  
**ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX**

## CHAPITRE N° 03 : CALCUL DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

### 3.1 Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs (principaux) qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre, nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment.

Nous citons *l'acrotère*, *les escaliers* et enfin *les planchers* dont l'étude indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement « *BAEL91* » en respectant le règlement parasismique Algérien « *RPA99 modifié en 2003* ».

### 3.2 Etude de l'acrotère

Notre bâtiment comprend un seul type d'acrotère (Figure 3.1). L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme un console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Le calcul se fera en *flexion composée* dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur  $b=100\text{cm}$
- Hauteur  $H=60\text{cm}$
- Epaisseur  $e=10\text{cm}$

L'acrotère est exposé *aux intempéries*, donc la fissuration est *préjudiciable*, dans ce cas le calcul se fera à *l'état limite ultime* (ELU), et à *l'état limite de service* (ELS) en flexion composée pour une bande de 1m linéaire.

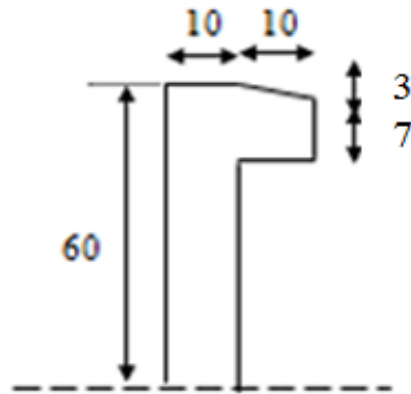


Figure 3.1 : Schéma statique de l'acrotère

### 3.2.1 Evaluation des charges

#### A- Charge permanente G

- *Surface de l'acrotère*

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + \left(\frac{0.1 \times 0.03}{2}\right) = 0.0685 \text{ m}^2$$

- *Poids propre de l'acrotère*

Le poids propre de l'acrotère est donné par mètre linéaire :

$$G_1 = \gamma_b \times S = 0.0685 \times 25 = 1.712 \text{ KN/ml}$$

- *Périmètre de la section l'acrotère :*

$$U = 0.60 + 0.10 + 0.1044 + 0.07 + 0.1 + 0.5 = 1.47 \text{ m}$$

- *Revêtement en ciment ( $e = 2 \text{ cm}$  ;  $\gamma = 18 \text{ KN/ml}$ )*

$$G_2 = 0.02 \times 1.47 \times 18 = 0.529 \text{ KN/ml}$$

Alors :

$$G = G_1 + G_2 = 2.241 \text{ KN/ml}$$

#### B. Charge d'exploitation Q

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \text{ « main courante »}$$

- *Force horizontales  $F_p$*

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

Avec :

- $A = 0.25$  « d'après la zone sismique et le groupe d'usage, RPA99/V2003 »
- $C_p = 0.8$

$$W_p = 2.241 \text{ KN/ml}$$

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 2.241 = 1.792 \text{ KN/ml}$$

Avec :

$$Q = \max(1.5Q ; F_p)$$

$$Q = \max(1.5Q ; 1.792)$$

$$Q = 1.792 \text{ KN/ml}$$

Donc :

$$G = 2.241 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1.792 \text{ KN/ml}$$

### 3.2.2 Calcul des sollicitations

Pour une bande de 1.00 m de largeur :

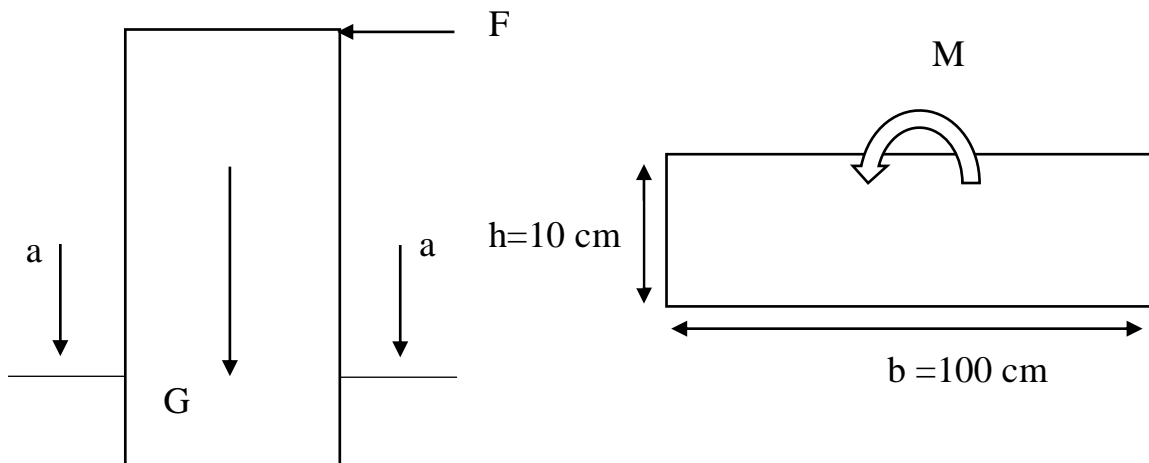


Figure 3.2 : Coupe transversale de l'acrotère.

### A- Etat limite ultime (ELU)

$$N_u = 1.35 \times G \times L = 1.35 \times 2.241 \times 1.00 = 3.025 \text{ KN}$$

$$T_u = 1.5 \times Q \times L = 1.5 \times 1.792 \times 1.00 = 2.688 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h \times L = 1.5 \times 1.792 \times 0.6 \times 1.00 = 1.612 \text{ KN.m}$$

### B- Etat limite de service (ELS)

$$N_s = G \times L = 2.241 \text{ KN}$$

$$T_s = Q \times L = 1.792 \text{ KN}$$

$$M_s = Q \times h \times L = 1.792 \times 0.6 \times 1 = 1.075 \text{ KN.m}$$

### 3-2-3. Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.612}{3.025} = 0.5328 \text{ m} \quad e_0 = 53.28 \text{ cm}$$

Et :

$$e_0 = 53.28 > \frac{h}{2} \quad c = 3 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal  $N$  est un effort de compression «  $N_u > 0$  », donc la section est *partiellement comprimée*, elle sera calculée en *flexion simple* sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$  puis on se ramène à *la flexion composée*.

### 3.2.3 Calcul des armatures à l'E.L.U

On a :

- $h = 10 \text{ cm}$  ;
- $b = 100 \text{ cm}$  ;
- $d = 9 \text{ cm}$  ;
- $c = c' = 2 \text{ cm}$ .
- $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ ,  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$ .

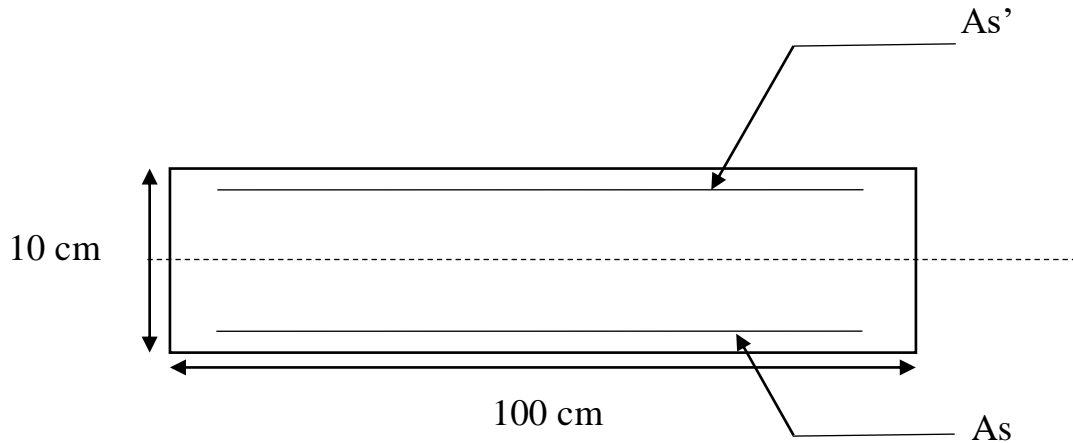


Figure 3.3 : La section du l'acrotère à étudier.

➤ **Calcul en flexion simple**

$$e_A = e_0 + \left(\frac{h}{2} - c'\right) = 0.5328 + \left(\frac{0.10}{2} - 0.02\right)$$

$$e_A = 0.5628 \text{ m}$$

$$M_f = N_u \times e_A = 3.025 \times 0.5628$$

$$M_f = 1.702 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{1.702 \cdot 10^6}{1000 \cdot 90^2 \cdot 17}$$

$$\mu_u = 0.012$$

$$\mu_u < \mu_l = 0.392 \quad \text{Oui}$$

$$A_s' = 0 \text{ « pas des armatures comprimées »}$$

$$\alpha = 1.25 (\sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 0.015$$

$$Z = 90[(1) - (0.4 \cdot 0.015)]$$

$$Z = 89.46 \text{ mm}$$

$$A_{sf} = \frac{1.702 \cdot 10^6}{89.46 \cdot 347.82}$$

$$A_{sf} = 54.69 \text{ mm}^2 = 0.54 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul en flexion composé**

$$A_s = 54.69 - \frac{3.025 \cdot 10^3}{348}$$

$$A_s = 0.45 \text{ cm}^2$$

- *Armature principale*

On prend : **4T8**

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}^2$$

- *Armature de répartition*

$$A_r = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

On prend : **4T8**

$$A_r = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}^2$$

### 3.2.4 Vérification de la section d'acier

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$A_s \geq \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bd \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_s \geq \max \{1; 1.242\}$$

$$2.01 \text{ cm}^2 \geq 1.242 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

### 3.2.5 Vérification de l'effet tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$T_u = \frac{T_y}{bd} \leq \bar{T}_u = \min \{0.1 \cdot f_{c28}; 4 \text{ MPa}\}$$

$$T_u = 0.029 \text{ MPa} < \bar{T}_u = 3 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

### 3.2.6 Vérification à L'ELS

Il faut vérifier les formules suivant :

#### A- Contrainte de béton :

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{N_{ser}}{I} * y_c \right) * y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28}$$

#### B- Contrainte de l'acier :

$$\sigma_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} * y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} * y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s$$

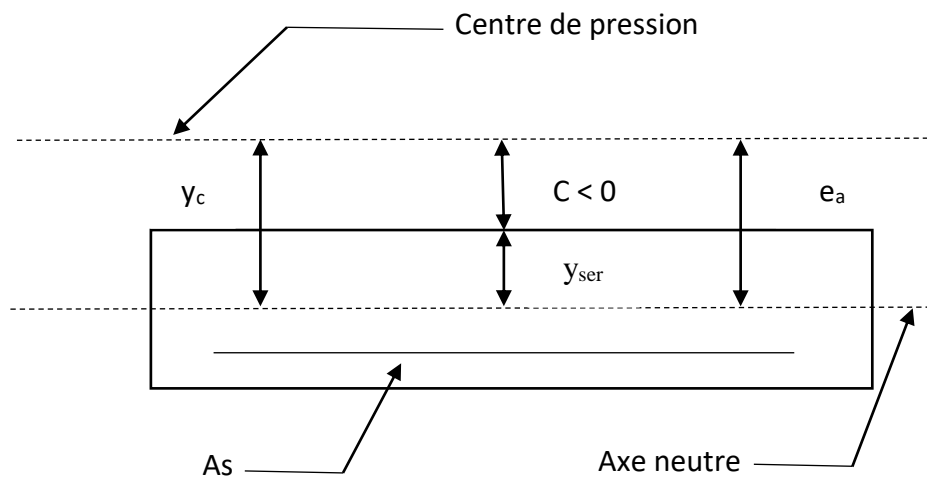
La fissuration est considérée comme préjudiciable

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.075}{2.241} = 0.4796m$$

$$e_0 = 47.96cm$$

$$e_0 > \frac{h}{2} - c' \quad \longrightarrow \quad \text{SPC}$$

Et on a :



- *Calcul la distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée « C »*

$$C = \frac{h}{2} e_0$$

$$C = \frac{10}{2} - 47.96 \quad C = \longrightarrow - 42.96 \text{ cm}$$

- *Calcul distance entre le centre de pression et l'axe neutre « y\_c »*

D'après le « **BAEL 91 modifié 99 [2]** » on doit donc résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -(3) (-42.96)^2 + (6.15)(-42.96 - 2) \left( \frac{2.01}{100} \right) + (6.15)(9 + 42.96) \left( \frac{2.01}{100} \right)$$

$$p = -5524.02 \text{ cm}^2$$

$$q = - (2) (-42.96)^3 - (6.15)(-42.96)^2 \left( \frac{2.01}{100} \right) - (6.15) (9 + 42.96)^2 \left( \frac{2.01}{100} \right)$$

$$q=150029.92 \text{ cm}^3$$

La solution de l'équation du troisième degré est :

$$\Delta = -2463519209$$

$$\cos \varphi = -0.94$$



$$\varphi = 161.69$$

$$a = 85.82$$

$$\begin{cases} y_1 = -85.29 \\ y_2 = 50.56 \\ y_3 = 34.76 \end{cases}$$

La solution :  $y_c = 50.56 \text{ cm}$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_{ser} = 7.6 \text{ cm}$$

**Le moment d'inertie :  $I = 14691.62 \text{ cm}^4$**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 266.66 \text{ MPa} ; 400 \text{ MPa} \}$$

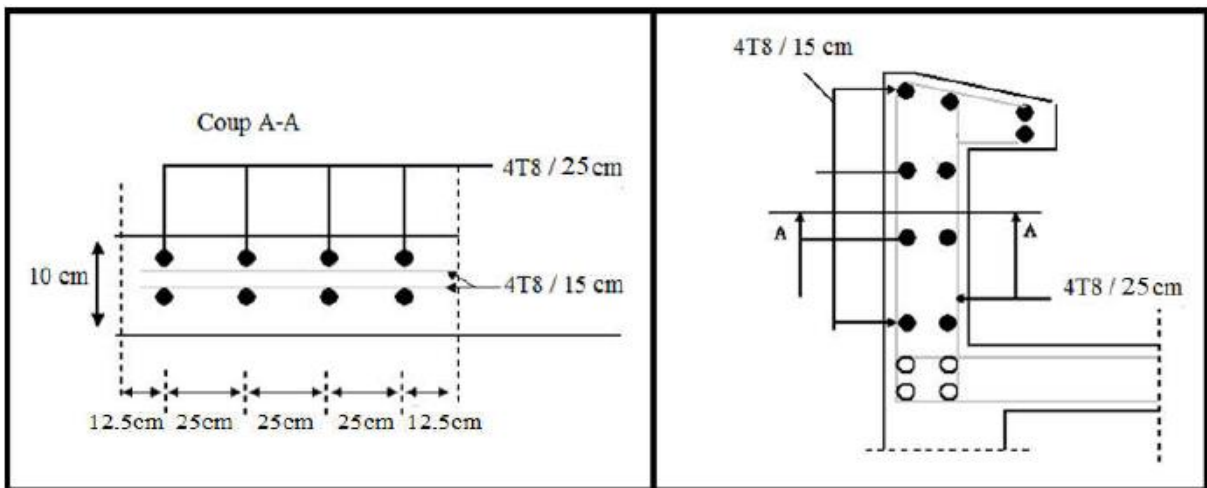
$$\bar{\sigma}_s = 266.66 \text{ MPa}$$

**Les vérifications**

$$\sigma_{bc} = 0.58 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 266.66 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

**Le schéma de ferrailage**



**Figure 3.4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.**

### 3.3 Etude des escaliers

#### 3.3.1 Introduction

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux (étages) différents de construction.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place est constitué de deux paillasse, et les marches sont droites pour faciliter l'exécution.

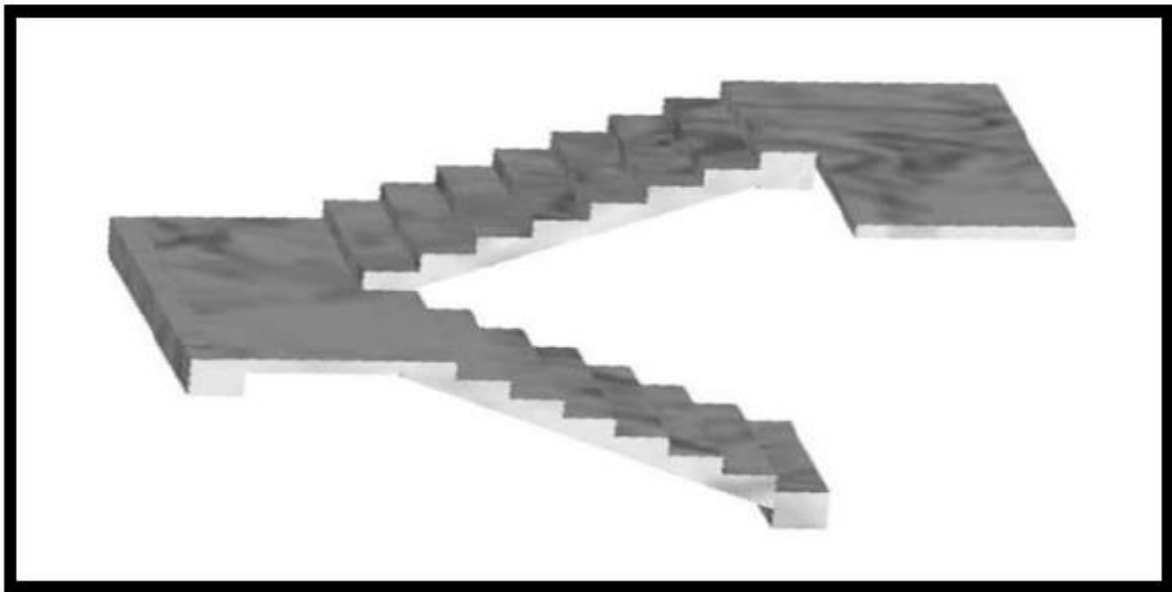


Figure 3.5 : Schéma de l'escalier.

#### 3.3.2 Dimensionnement de l'escalier

a. « $\eta$ » et « $\eta-1$ » : « $h_{cu}$ » et « $g_m$ » :

En utilise la formule de « Blondel » :

$$\begin{cases} 58 \leq g + 2h \leq 64 & \dots \dots \dots (1) \\ 16cm \leq h_{CM} \leq 18cm & \dots \dots \dots (2) \\ 27cm \leq g_m \leq 33cm & \dots \dots \dots (3) \end{cases}$$

Avec :

$$H \times h = H \quad \longrightarrow \quad h = \frac{H}{\eta} \dots \dots \dots (4)$$

$$(\eta-1) \times g = Lg = \frac{L}{\eta-1} \dots \dots \dots (5)$$

Avec :

$\eta$ : Nombre de contre marche.

$(\eta - 1)$ : Nombre de marche.

$h$  : la hauteur de la contre marche.

$g$  : la largeur de la marche.

$H$  : la hauteur de l'escalier «  $\frac{he}{2} = \frac{3.06}{2} = 1.53m$  ».

$L$  : longueur horizontal de volé «  $L=2.30m$  ».

En remplace (4) et (5) dans (1) :

$$58 \leq \frac{L}{(n-1)} + 2 * \frac{H}{n} \leq 64$$

Cette équation devient :

$$64\eta^2 - (64+L+2H) \eta + 2H = 0$$

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

D'après la solution de l'équation de 2<sup>eme</sup> degré on trouve :

$$\begin{cases} \eta_1 = 9.00 \\ \eta_2 = 0.53 \end{cases}$$

On prend :

✓  $\eta = 9$

✓  $\eta - 1 = 8$

✓  $h = 17cm$

✓  $g = 30cm$

**b. Vérification**

$58 \leq g+2h \leq 64$  ;  $58 \leq 64 \leq 64$  ..... CV ;

$16 \leq h \leq 18$  ;  $16 < 17 < 18$  ..... CV ;

$27 \leq g \leq 33$  ;  $27 < 30 < 33$  ..... CV.

**c. Largeur des escaliers**

Pour des raisons de circulation des personnes :

**Habitation collectif** : l'emmarchement est au moins égal à 120 cm, Ainsi, la largeur des escaliers existants est de  $1.40 m > 1.20 m$ .

**d. L'inclinaison de la paillasse  $\alpha$**

$\text{tg}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375$    $\alpha = 32.51^\circ$ .

*e. la longueur de paillasse L*

$$L = \sqrt{(2.40)^2 + (1.53)^2} \quad \longrightarrow \quad L_v = 2.84 \text{ m.}$$

*f. l'épaisseur de volée*

$$\frac{L_T}{30} < e_p < \frac{L_T}{20}$$

Avec :

$$L_T = 1.50 + L_v + 0.80$$

$$L_T = 1.50 + 2.84 + 0.80$$

$$L_T = 5.14$$

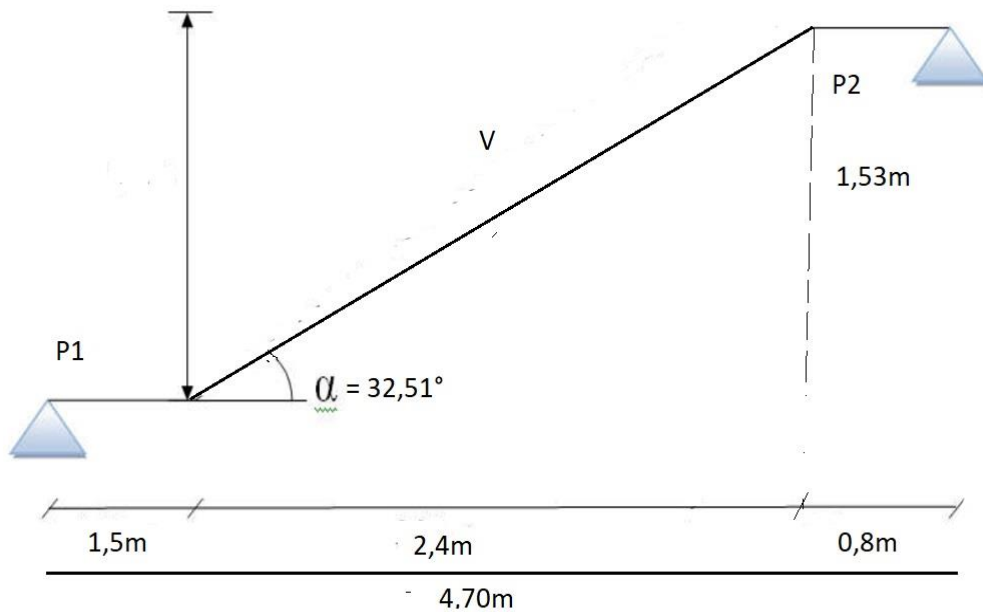
Et :

$$\frac{514}{30} \leq e_p \leq \frac{514}{20}$$

$$17.13 \leq e_p \leq 25.7$$

Donc : on prend :  $e_p = 20 \text{ cm}$

*g. Schéma de l'escalier*



**Figure 3.6 :** Schéma statique de l'escalier.

### 3.3.3 Evaluation des charges et des surcharges

#### a. Palier

**Tableau 3.1 :** Valeurs des charges permanentes et chargé d'exploitation.

Chargement	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Surface (m <sup>2</sup> )	La charge (KN/m)
Poids propre « e=20cm »	25	0.20 x 1.00	5.00
Mortier de pose « e=2cm »	20	0.02 x 1.00	0.40
Carrelage « e=2cm »	22	0.02 x 1.00	0.44
Enduit en ciment « e=2cm »	18	0.02 x 1.00	0.36
La charge permanente			<b>G<sub>p</sub> = 6.20</b>
La charge d'exploitation			<b>Q<sub>P</sub> = 2.50</b>

#### b. Volée

**Tableau 3.2 :** Valeurs des charges permanentes et chargé d'exploitation

Chargement	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Surface (m <sup>2</sup> )	La charge (KN/m)
Poids propre de volée « e=20cm »	25	0.20/cos32.51.100	5.92
Poids propre des marches « e=17cm »	25	(0.17/2) x 1.00	2.12
Mortier de pose « e=2cm » H	20	0.02 x 1.00	0.40
Carrelage « e=2cm » H	22	0.02 x 1.00	0.44
Mortier de pose «e= cm » V	20	0.02 x 1.00	0.4
Carrelage «e=2cm » V	22	0.02 x 1.00	0.44
Enduit en ciment « e=2cm »	18	0.02 x 1.00	0.36
Garde-corps	/	/	100
La charge permanente			<b>G<sub>v</sub>=11.08</b>
La charge d'exploitation			<b>Q<sub>v</sub>=2.50</b>

### 3.3.3 Combinaison des charges

*ELU*

$$q_{up} = (1.35 G_p + 1.5 Q_p) = 12.12 \text{ KN/ml};$$

$$q_{uv} = (1.35 G_v + 1.5 Q_v) \quad q_{uv} = 18.70 \text{ KN/ml}.$$

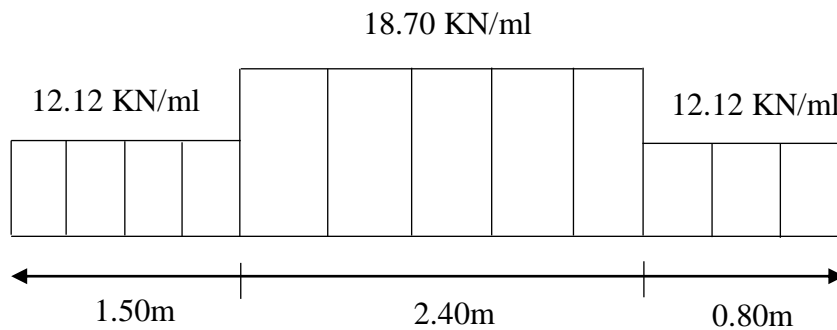
*ELS*

$$q_{sp} = (G_p + Q_p) = 8.7 \text{ KN/ml};$$

$$q_{sv} = (G_v + Q_v) = 13.58 \text{ KN/ml}.$$

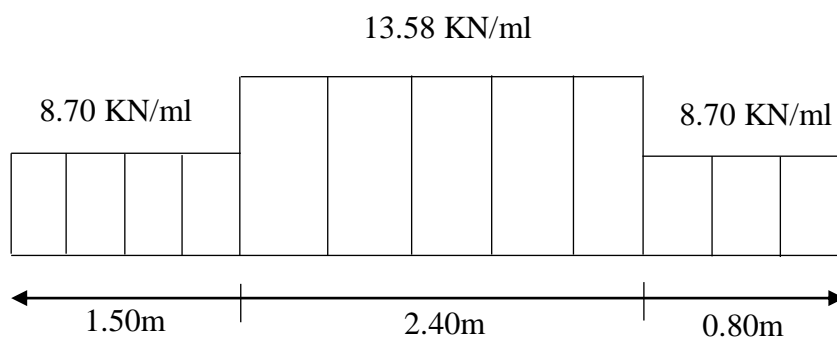
- *Schéma statique*

*ELU*



**Figure 3.7 :** Schéma statique d'escalier à E.L.U

*ELS*



**Figure 3.8 :** Schéma statique d'escalier à E.L.S

3.3.5 Le diagramme de M et T

E.L.U

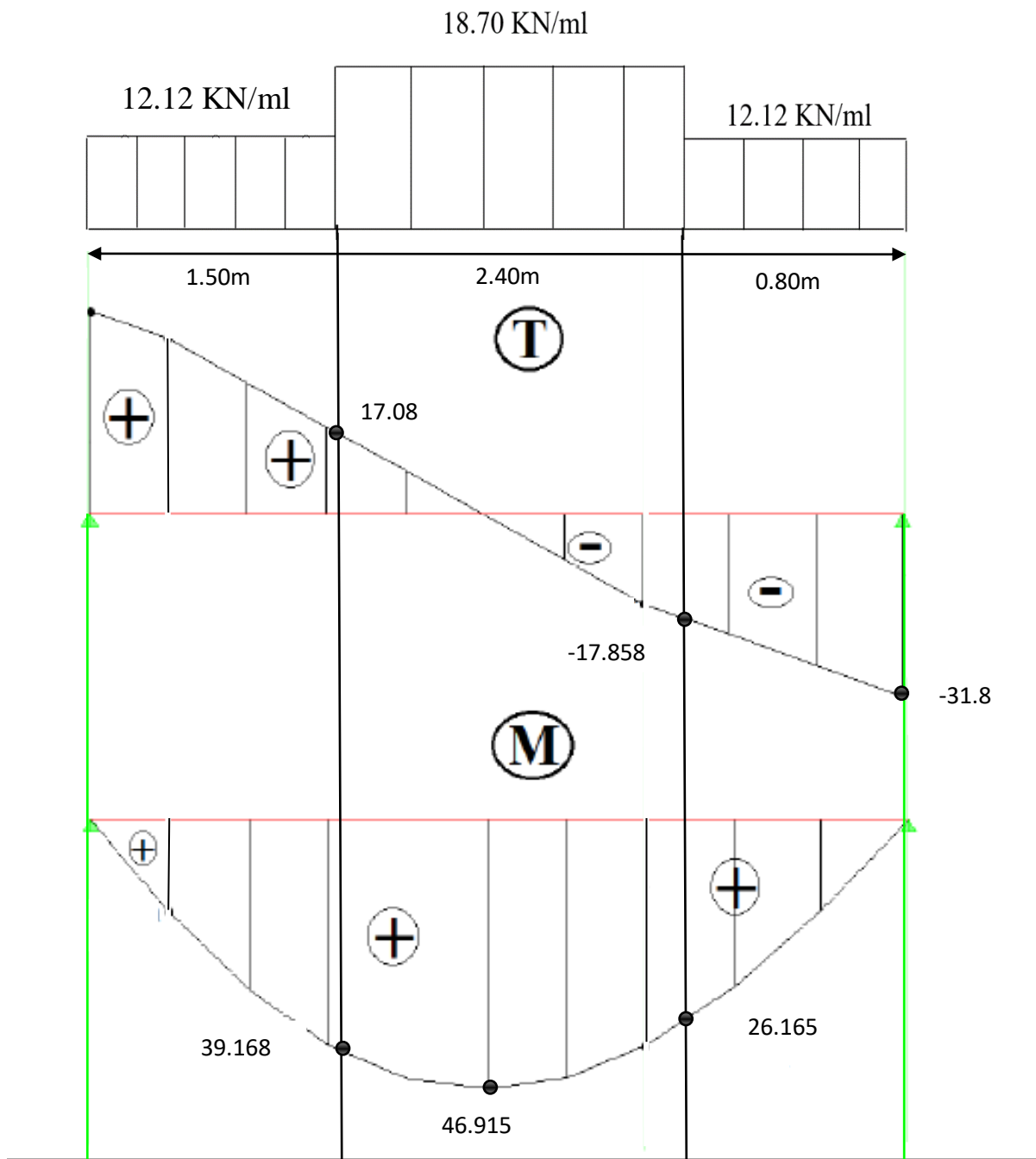


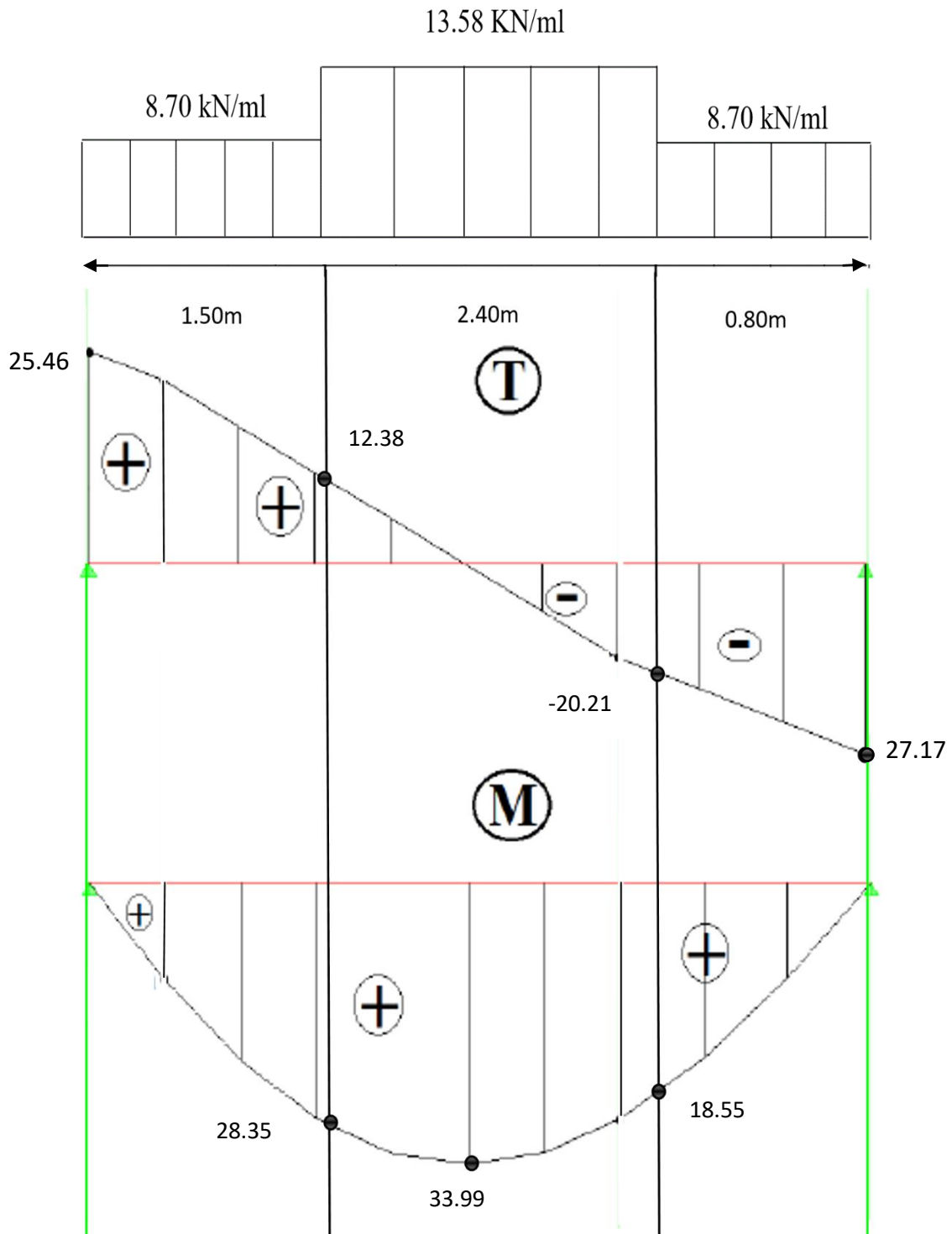
Figure 3.8. Diagrammes des efforts interne sa à l'.ELU

Avec :

- $M_{travé} = 0.8 * M_{max}$  →
- $M_{appui} = 0.2 * M_{max}$  →

$M_{travé} = 37.532 \text{ KN.m}$ $M_{appui} = 9.383 \text{ KN.m}$
---

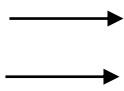
*E.L.S*



**Figure 3.8.** Diagrammes des efforts interne sa à l'ELS

Avec :

- $M_{travé} = 0.8 * M_{max}$
- $M_{appui} = 0.2 * M_{max}$



$M_{travé} = 27.196 \text{ KN.m}$ $M_{appui} = 6.799 \text{ KN.m}$
---

3. 3.6 Calcul des armatures

Me ferrailages en flexion simples pour une bande de 1m de largeur

On a :

- b = 100 cm;
- h = 20cm;
- d = 18cm,
- $f_{c28}=30\text{MPa}$ ,  $f_{bc}= 17 \text{ MPa}$ ;  $f_e=400 \text{ MPa}$ ;  $f_{t28}=2.4\text{MPa}$ ,  $\sigma_s= 348 \text{ MPa}$ ;  $\gamma_b= 1.5$ ;  $\gamma_s= 1.15$ .

**Tableau 3.3 :** Ferrailage de l’escalier (armatures principales).

	$M_u(\text{N.mm})$	$\mu_u$	$\mu_u < \mu_R$	$A_s'$ ( $\text{cm}^2$ )	$\alpha$	Z (mm)	$A_s^{\text{cal}}$ ( $\text{cm}^2$ )	choix
<b>Travée</b>	$37.532 \cdot 10^6$	0.068	oui	<b>0</b>	<b>0.088</b>	173.6	6.21	<b>6T12</b>
<b>Appui</b>	$9.383 \cdot 10^6$	0.017	oui	<b>0</b>	<b>0.021</b>	178.4	1.51	<b>4T12</b>

**Tableau 3.4 :** Ferrailage de l’escalier (armatures de répartitions).

	$A_s^{\text{adp}}$ ( $\text{cm}^2$ )	St (cm)	$A_r$ ( $\text{cm}^2$ )	choix	$A_r^{\text{adp}}$ ( $\text{cm}^2$ )	St (cm)
<b>Travée</b>	<b>6.79</b>	<b>15</b>	1.69	<b>4T10</b>	3.14	<b>25</b>
<b>Appui</b>	<b>4.52</b>	<b>25</b>	1.13	<b>4T10</b>	3.14	<b>25</b>

3.3.7 Vérification

a. Condition non fragilité

Il faut vérifier la condition suivante :

$$A_s^{\text{adp}} \geq A_s^{\text{min}} = 0.23bd \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- En travée :  $A_s = 6.79 \text{ cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 2.484 \text{ cm}^2$  ..... CV
- Sur appui :  $A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 2.484 \text{ cm}^2$  ..... CV

b. Effort tranchant

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

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd}$$

$$\tau_u = 0.208 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4\text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**c. Influence de l'effet tranchant au voisinage des appuis « Vérification de l'ancrage »**

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 37.554 - \frac{46.915}{0.9 \times 0.8} = -252.05 \text{ kN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

**d. Vérification des armatures transversales**

Si :

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} < 0.05 f_{c28}$$

0.208 MPa < 1.5 MPa ..... CV

Et :

Il n'y a pas de reprise de bétonnage ..... CV

**3.3.8 Vérification à E.L.S**

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

Avec :

Position de l'axe neutre :  $by^2 + nA_s'(y-c) - nA_s(d-y)^2$

Et : Le moment d'inertie :  $I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s'(y-c)^2 - nA_s(d-y)^2$

Et : Le moment  $M_{ser}$  : par RDM

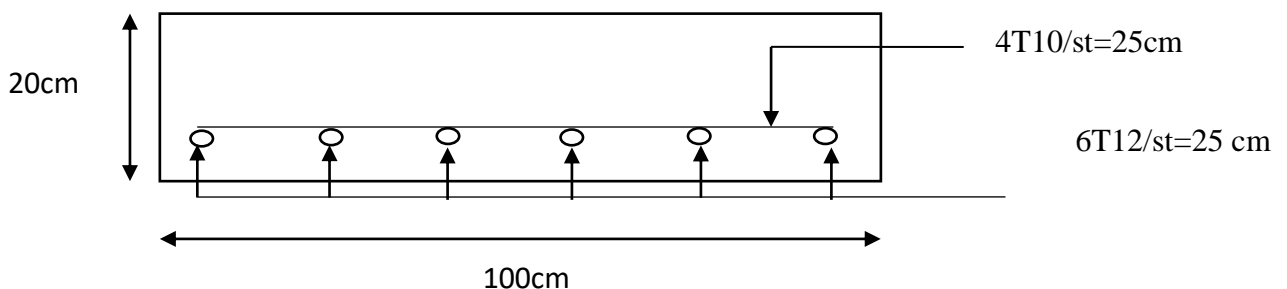
Tous les résultats dans le tableau suivant :

**Tableau 3.5 : Vérification à l'E.L.S**

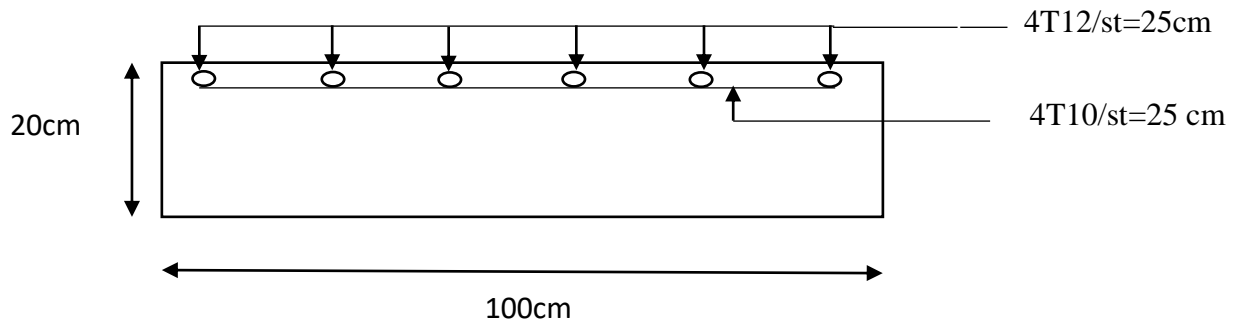
	$M_s$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
<b>Travée</b>	27.196	6.97	3.80	<b>22366.10</b>	4.620	18	<b>C.V</b>
<b>Appui</b>	6.799	4.52	3.17	<b>15973.01</b>	1.349	18	<b>C.V</b>

**Le schéma de ferrailage**

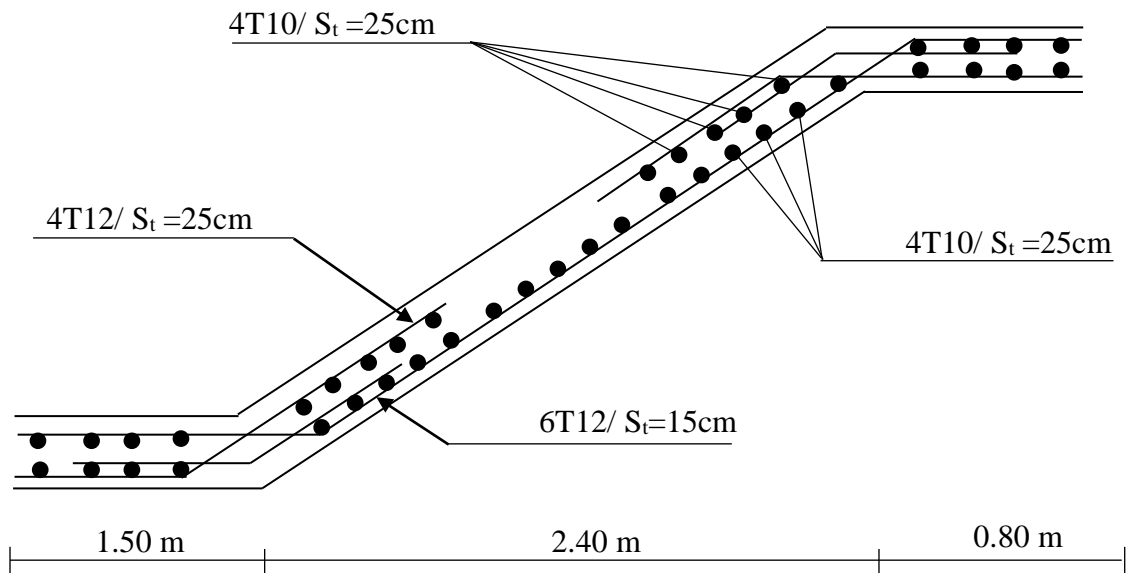
**A- En travée**



*B- Sur appui*



**Figure 3.10 :** Ferrailage des escaliers - coupe transversal.



**Figure 3. 11 :** Ferrailage des escaliers - Coupe longitudinale.

**3.4. Etude de la poutre palière :**

**3.4.1. Pré dimensionnement :**

L : la portée entre l'axe des appuis : L=3.80 m

La hauteur h de la poutre palière **h** et largeur **b** :

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

$$\frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10}$$

$$25.33 \leq h \leq 38$$

On prend :  $h = 35\text{cm}$

Et :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

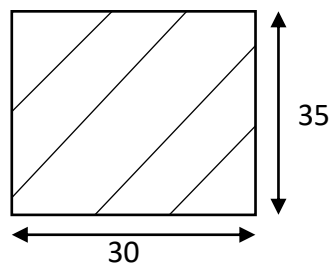
$$10.5 \leq b \leq 24.5$$

On prend :  $b = 30\text{cm}$

- **Vérification selon RPA99 modifié en 2003 [1]**

- ❖  $b \geq 25\text{cm}$      $30\text{cm} > 25\text{cm}$  ..... CV
- ❖  $h \geq 30\text{cm}$      $35\text{cm} > 30\text{cm}$  ..... CV
- ❖  $\frac{h}{b} < 4$      $1.16 > 4$  ..... CV

- **Schéma**



**Figure 3.12 :** Dimension de la poutre de la poutre palière.

**3.4.2 Chargement**

La poutre palier sera sollicité par :

- *Poids propre de la poutre :*

$G_1 = 0.3 * 0.35 * 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$

- Charge de mur double cloison :

$$G_2 = 1.53 * 2.76 = 4.222 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Alors : } G_T = G_1 + G_2$$

Avec :

- ✓  $G_T = 6.847 \text{ KN/ml}$
- ✓  $R_{ELU} = 35.202 \text{ KN/ml}$
- ✓  $R_{ELS} = 25.428 \text{ KN/ml}$

*a- La combinaison de charges :*

*ELU*

$$q_u = 1.35 G_T + R_{ELU} = 1.35(6.847) + 35.202$$

$$q_u = 44.44 \text{ KN/ml}$$

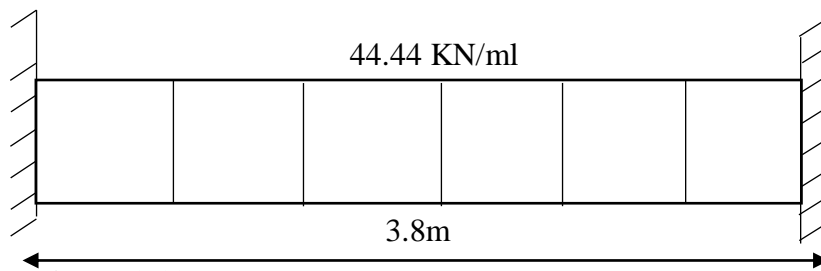
*ELS*

$$q_s = G_T + R_{ELS} = 6.847 + 25.428$$

$$q_s = 32.275 \text{ KN/ml}$$

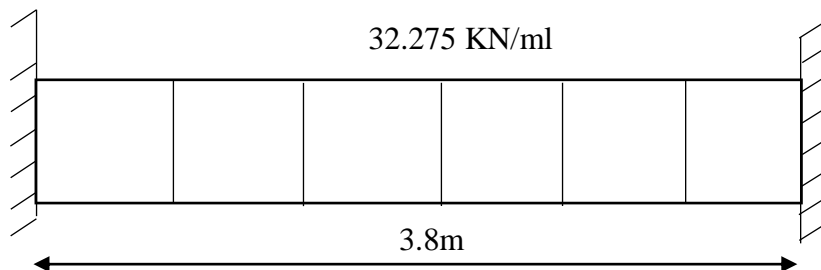
*Le schéma statique*

*ELU*



**Figure 3.13 :** Schéma statique de la poutre palière à E.L.U

*ELS*



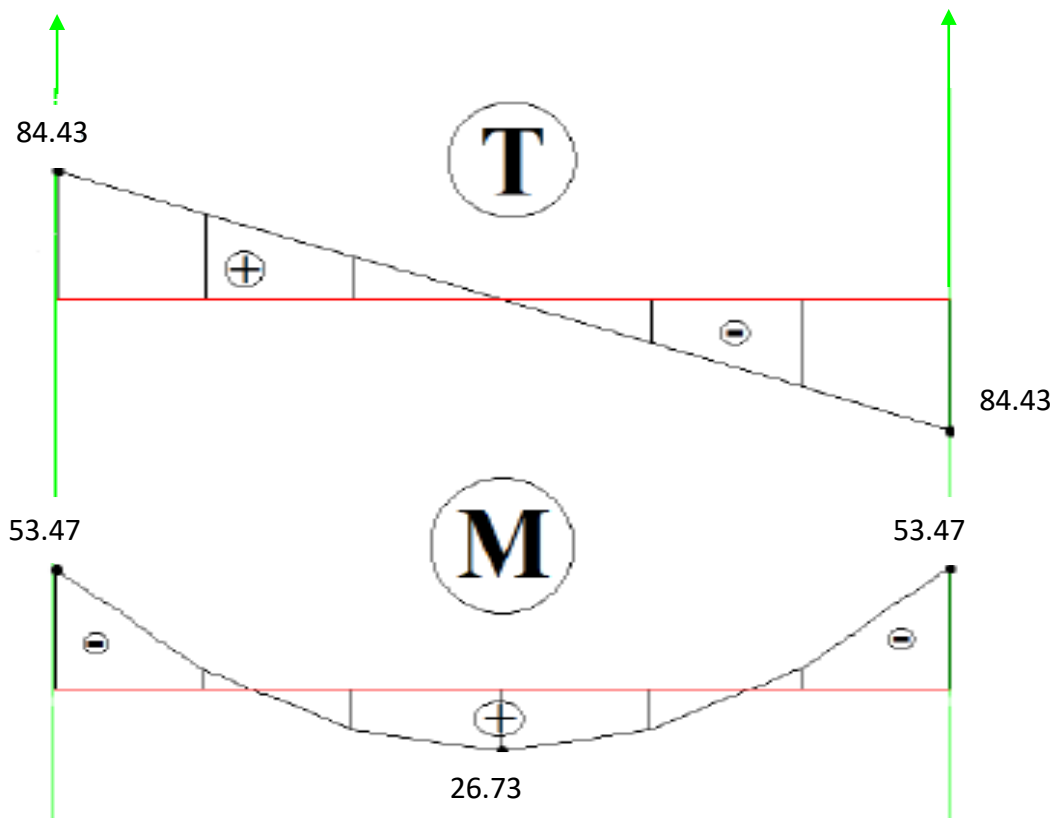
**Figure 3.14 :** Schéma statique de la poutre palière à E.L.S

*b- Les sollicitations :*

*ELU*

**Tableau 3.6 :** Tableau des sollicitations à l'ELU.

<b>Moment en appuis (KN.m)</b>	$M_a = \frac{q_u * l^2}{12}$	<b>53.47</b>
<b>Moment en travée (KN.m)</b>	$M_t = \frac{q_u * l^2}{24}$	26.73
<b>Effort tranchant (KN)</b>	$T_u = \frac{q_u * l^2}{2}$	84.436



**Figure 3.15 :** Diagrammes de M et T à l'ELU.

*ELS*

**Tableau 3.6 :** Tableau sollicitation à ELS.

<b>Moment en appuis (KN.m)</b>	$M_a = \frac{q_u * l^2}{12}$	<b>38.83</b>
<b>Moment en travée (KN.m)</b>	$M_t = \frac{q_u * l^2}{24}$	19.41
<b>Effort tranchant (KN)</b>	$T_u = \frac{q_u * l^2}{12}$	61.32

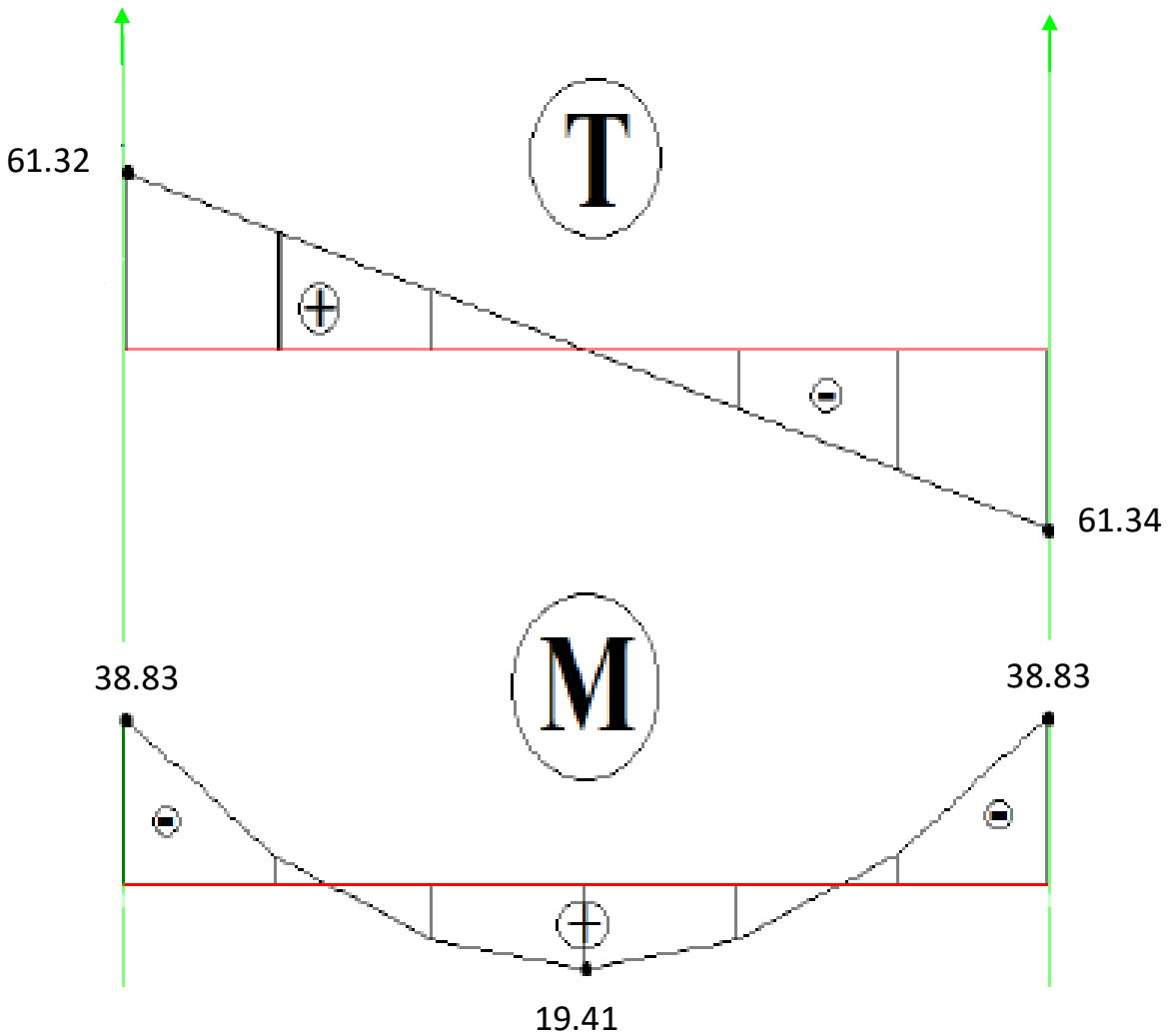


Figure 3.16 : Diagrammes de M et T à l'ELS

3.4.3 Ferrailage : en flexion simple

I. Armature longitudinale :

- $b = 30 \text{ cm}$  ;  $h = 35 \text{ cm}$  ;  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$  ;  $d = 31.5 \text{ cm}$
- $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$
- $\sigma_b = 348 \text{ MPa}$  ;  $\gamma_b = 1.5$  ;  $\gamma_s = 1.15$

Tableau 3.7 : Ferrailage de la poutre palière

	$M_u$ (KN.m)	$u_u$	$u_u < u_{UR}$	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$a$	Z (mm)	$A_s^{\text{calcul}}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{\text{adp}}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	26.73	0.052	oui	0	0.066	306.684	2.50	3T12	3.39
Appui	53.47	0.105	oui	0	0.138	297.612	5.16	5T12	5.65

**3.4.4. Vérification :**

**a- Condition de non fragilité :**

Il faut que :

$$A_s > \frac{0.23 bd * f_{c28}}{f_e} = A_{min}$$

En travée :

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.30 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.30 \text{ cm}^2$$

**b- Vérification des contraintes dans les armatures tendue :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendue.

**c- Vérification a l'ELS :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\frac{M_{ser}}{I} * y \leq 0.6 * f_{c28}$$

Avec :  $\eta = 15$  ;  $c' = 2\text{cm}$  ;  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $h = 35 \text{ cm}$  ;  $d = 31.5$ .

- **Position de l'axe neutre** :  $\frac{b}{2}y^2 - nA_s(d - y) = 0$
- **Moment d'inertie** :  $I = \frac{b}{3}y^3 - nA_s(d - y)^2$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau :

**Tableau 3.8 :** Vérification à l'ELS.

	$M_s$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
<b>Travée</b>	19.41	<b>3.39</b>	8.77	33017.06	5.15	18	<b>Vérifiée</b>
<b>Appui</b>	38.83	<b>5.65</b>	10.81	48911.53	8.58	18	<b>vérifiée</b>

• **Effort tranchant :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\frac{T_u}{bd} \leq \min (0.13 f_{c28} ; 4MPa)$$

$$\tau_u = \frac{84.43 \cdot 10^3}{300 \cdot 315} = 0.89 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.9 ; 4 \text{ MPa}) = 3.9 \text{ MPa}$$

Donc :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

• **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\diamond \frac{h}{L} = \frac{35}{380} = 0.092 > 0.0625 = \frac{1}{16} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\diamond \frac{A_s}{bd} = \frac{5.65}{30 \cdot 31.5} = 5.97 \cdot 10^{-3} < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\diamond \frac{h}{L} = \frac{35}{380} = 0.092 < \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{19.41}{10 \cdot 19.41} = 0.1 \dots\dots\dots \text{C NV}$$

Une condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche

$$\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f} \quad \text{avec : } \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Pour une poutre encastree à ses extremités la flèche est donnée par l'expression :

$$f = \frac{PL^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

Avec :

$$P = 32.257 \text{ kN/ml}$$

$$L = 3.8 \text{ m}$$

$$E_i = 34179.55 \text{ MPA} \quad , \quad E_v = 11496.76 \text{ MPA}$$

$$I = \frac{30 \cdot 35^3}{12} \Rightarrow I = 107187.5 \text{ cm}^4$$

Donc : on obtient :

$$f_i = \frac{32.275 \cdot 3800^4}{384 \cdot 34179.55 \cdot 107187.5 \cdot 10^4} = \mathbf{0.47 \text{ mm}}$$

$$f_v = \frac{32.275 \cdot 3800^4}{384 \cdot 11496.76 \cdot 107187.5 \cdot 10^4} = \mathbf{1.42 \text{ mm}}$$

On doit également vérifier que :

$$\Delta f_t = 0.95 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{3800}{500} = 7.6 \text{ mm}$$

$$f < \bar{f} \quad \text{CV}$$

### 3.4.4 Armatures transversales

a- *Le diamètre des armatures transversales :*

$$\begin{aligned} \varnothing_t &\leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{20}; \varnothing_L \right\} = \min \left\{ \frac{350}{35}; \frac{300}{20}; 10 \right\} \\ &= \min \{ 10 ; 15 ; 10 \} \\ &= 10 \text{ mm.} \end{aligned}$$

On prend :  $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

$$A_t = \frac{\pi \cdot \varnothing_t^2}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

On a adopté :  $A_t = 2T8 = 1.01 \text{ cm}^2$

b- *Détermination des espacements :*

*Espacement des Armatures transversales (BAEL91 modifié 99)*

$$St \leq \min (0.9 \times d; 40 \text{ cm})$$

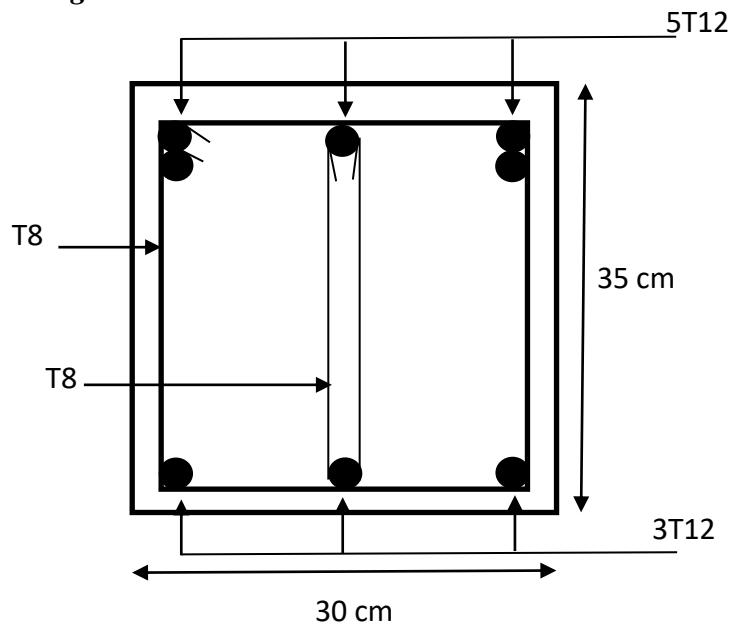
$$St \leq \min (0.9 \times 32; 40 \text{ cm}) = \min (28.8; 40 \text{ cm}) = 28.8 \text{ cm}$$

On prend **St = 20 cm**

*Espacement exigé par RPA 99*

On prend. **St = 10 cm**

*Le schéma de ferrailage*



**Figure 3.17 :** Ferrailage de la poutre palière (le schéma de ferrailage à refaire).

### 3.5 Etude du plancher

#### 3.5.1 Introduction

Un plancher d'habitation est une aire généralement plane (horizontale) séparant deux niveaux, destinée à limiter les revêtements de sols ils assurent les fonctions principales suivantes :

- Fonction de résistance mécanique il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- Fonction d'isolation thermique et phonique qui peut être assurée complémentairement par un faux plafond ou revêtement de sol approprié.
- Transmet les charges verticales aux éléments porteurs et repartit les charges horizontales au système de contreventement qui assure la compatibilité des déplacements horizontaux (plancher infiniment rigide).

#### 5.2 Le panneau le plus sollicité : « Plancher terrasse »

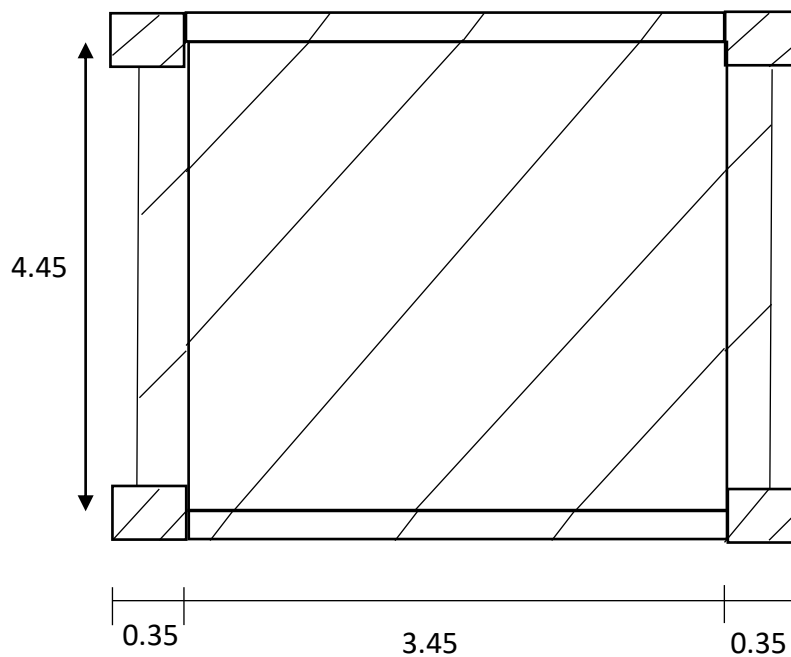


Figure 3.18 : Panneau le plus sollicité.

- **Le coefficient  $\alpha$  :**

D'après le plan :  $l_x = 3.45$  m ; « petite portée »

$l_y = 4.45$  m ; « grande portée »

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.45}{4.45} = 0.78 > 0.4$$

C.-à-d. : on a une dalle continué portent dans les deux sens.

### 3.5.2 Le pré dimensionnement de la dalle plein :

- *Si :  $\alpha < 0.4$  ; dalle portant uniquement dans le sens de la petite portée,*  
 $e \geq l_x / 30$  : pour un panneau isolé,  
 $e \geq l_x / 40$  : pour une dalle continué.
- *Si :  $\alpha \geq 0.4$  : dalle portant deux directions.*  
 $e \geq l_x / 20$  ; pour un panneau isolé,  
 $e \geq l_x / 25$  ; pour une dalle continué.

Avec :  $e$  : l'épaisseur de la dalle et  $l_x$  : la plus petite portée.

Dans notre projet, on a une dalle continué portant dans les deux directions

C'est-à-dire. :  $e \geq \frac{l_x}{25} \geq 13.8 \text{ cm}$

On prend :  $e = 16 \text{ cm}$

#### a- Coefficient de moment $u_x$ et $u_y$ :

D'après le coefficient  $\alpha$  on trouve :

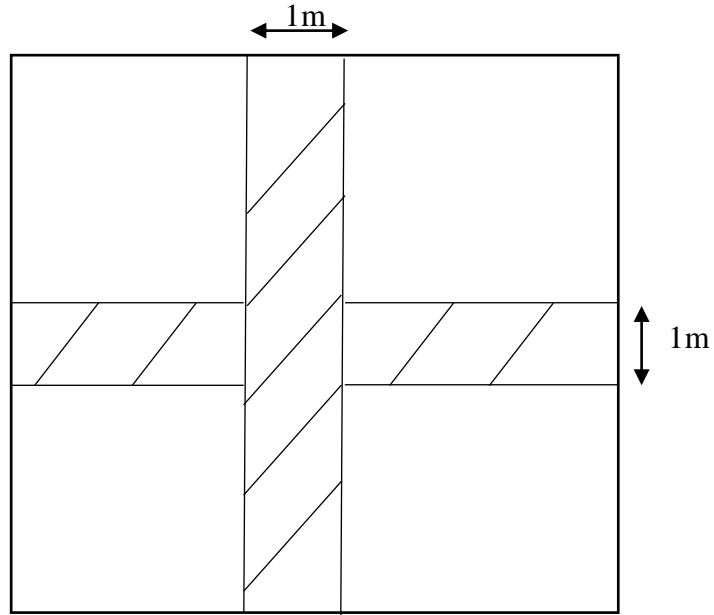
**Tableau 3.9** : Coefficient de moment  $u_x$  et  $u_y$

	ELU		ELS	
	$u_x$	$u_y$	$u_x$	$u_y$
$\alpha = 0.78$	0.0587	0.559	0.0652	0.683

### 3.5.3. La combinaison des charges :

D'après le chapitre précédent :  $G_{PT} = 7.92 \text{ KN/m}^2$  et  $Q_{PT} = 1 \text{ KN/m}^2$

On fait le calcul pour une band de 1.00 m de largeur :



C.-à-d. :

$$G = 7.92 \times 1 = 7.92 \text{ KN/ml}$$

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

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 12.192 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G+Q = 8.92 \text{ KN/ml}$$

### 3.5.4 Moments de la dalle articulée $M_{ox}$ et $M_{oy}$ :

$$M_{ox} = u_x \times q \times l^2$$

$$M_{oy} = u_y \times M_{ox}$$

Les résultats dans le tableau suivant :

**Tableau 3.10 : Moments de la dalle articulée  $M_{ox}$  et  $M_{oy}$**

		$q_s = 8.92 \text{ KN/ml}$	
$M_{ox} \text{ (KN.m)}$	$M_{oy} \text{ (KN.m)}$	$M_{ox} \text{ (KN.m)}$	$M_{oy} \text{ (KN.m)}$
<b>8.518</b>	4.761	6.922	4.727

3.5.5. Moments réels en travée et en appui :

On a : un panneau continué :

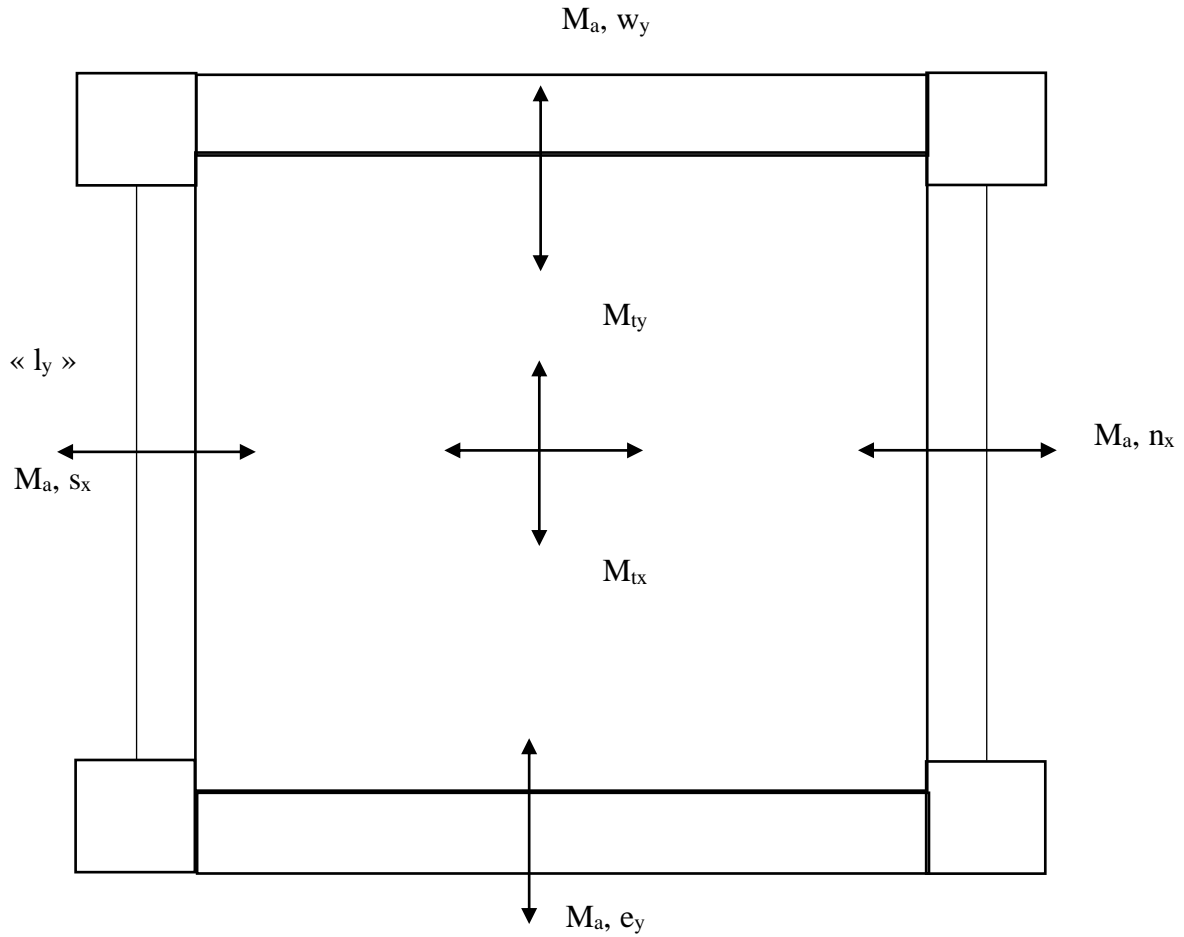


Figure 3.19 : Moments réels en travée et en appui.

Tableau 3.11 : Moments réels en travée et en appui.

	$M_{tx}$	$M_{ax}$	$M_{ty}$	$M_{ay}$
	$0.75 M_{ox}$	$0.5 M_{ox}$	$0.75 M_{oy}$	$0.5 M_{oy}$
<b>ELU</b>	6.388	4.259	3.570	2.380
<b>ELS</b>	5.191	3.461	3.545	2.363

**3.5.5. Ferrailage :**

- Le calcul à la flexion simple.
- Le ferrailage est le même dans les **deux nappes** ainsi que dans les **deux directions de la dalle**, en prend pour le calcul de la dalle, en prend pour le calcul du ferrailage la valeur **maximal de moment**.

$$M_{lx} = 6.388 \text{ KN.m}$$

- $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 16 \text{ cm}$  ;  $d = 14.4 \text{ cm}$
- $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$
- $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_b = 348 \text{ MPa}$  ;  $\gamma_b = 1.5$  ;  $\gamma_s = 1.15$

Les résultats dans le tableau suivant :

**Tableau 3.12 :** Tableau de ferrailage.

$M_u$ (N.mm)	$\mu_u$	$u_u < u_R$	$A_{s'}$	$\alpha$	Z (mm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	choix	$A_s^{adt}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
$6.388 \cdot 10^6$	0.018	oui	0	0.022	142.732	1.28	<b>5T10</b>	<b>3.93</b>	<b>20</b>

**3.5.6. Vérification :**

- **Ferrailage minimal**

Selon le **CBA93**, les sections d'armatures des dalles doivent être supérieures à la section calculée comme suit :

Pour les barres ou fils a haute adhérence de classe FeE400 :

$$A_{sx} \geq 0.0008 \times \frac{(3-\alpha)}{2} \times b_h A_{sx}^{adp} \geq 1.42 \dots\dots\dots CV$$

$$A_{sx} \geq 0.0008 \times bh \quad A_{sx}^{adp} \geq 1.28 \dots\dots\dots CV$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{sx} \geq 0.23 \cdot b \cdot d_x \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} A_{sx}^{adp} \geq 1.98 \dots\dots\dots CV$$

$$A_{sx} \geq 0.23 \cdot b \cdot d_y \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} A_{sx}^{adp} \geq 1.98 \dots\dots\dots CV$$

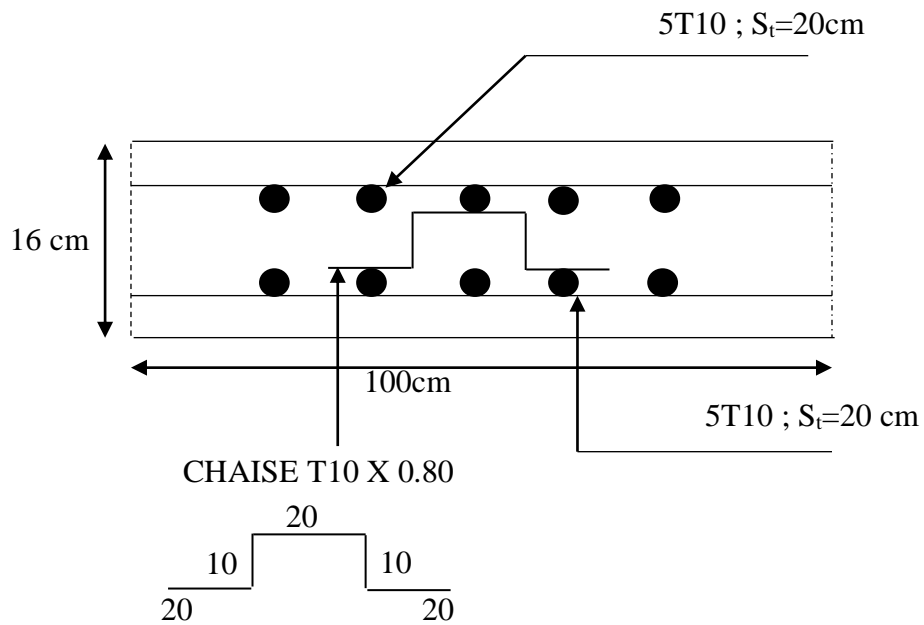
- **Espacement des armatures :**

Les espacements maximum dans le cas des charges uniformément réparties en fissuration peu préjudiciable sont :

Sens x :  $S_t \leq \min(3h, 33)$   $\longrightarrow$  20 cm < 33cm ..... CV

Sens y :  $S_t \leq \min(3h, 45)$   $\longrightarrow$  20 cm < 33cm ..... CV

- **Le schéma de ferrailage :**



$A_{sx} = 5T10, S_t = 20 \text{ cm}$

$A_{sy} = 5T10, S_t = 20 \text{ cm}$

**Figure 3.20 :** Ferrailage de la dalle.

**CHAPITRE 4**  
**ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE**

## CHAPITRE 4 : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

### 4.1. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, on trouve les secousses sismiques qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur l'étude du comportement dynamique sous l'action sismique des structures secouées. L'objectif initial de l'étude sismique de notre structure, est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres lors de ses vibrations libres non- amorties (VLNA). L'étude de notre structure comme elle se présente est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de rechercher un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible de son comportement réel, en tenant compte la masse et la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure afin de simplifier suffisamment l'analyse dynamique. Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi, le calcul du bâtiment vis- à-vis de séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est faite par le logiciel **ETABS Version 9.7** qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basée sur le principe de la superposition modale.

### 4.2. Caractéristique dynamique

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti. Son équation est donnée par la relation suivante :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = 0 \dots \dots \dots (4.1)$$

Où :

[M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

{ $\ddot{x}$ } : Vecteur des accélérations.

{x} : Vecteur des déplacements.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en vibration libre non amorties, nous permet de définir les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et les modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (4.2)$$

Avec :

{A} : vecteur des amplitudes

$\omega$  : Fréquence de vibration

$\varphi$  : Angle de déphasage

Les accélérations en **VLNA** sont alors données par :

$$\{\ddot{x}(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (4.3)$$

En reportant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on aura :

$$\left[ [K] - \omega^2 [M] \right] \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \dots\dots\dots (4.4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$\left[ [K] - \omega^2 [M] \right] \{A\} = \{0\} \dots\dots\dots (4.5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues  $A_i$ . C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre une solution non-nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule, c'est à dire :

$$\det \left[ [K] - \omega^2 [M] \right] = 0 \dots\dots\dots (4.6)$$

L'expression ci-dessus est appelée équation caractéristique.

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré  $(2n)$  en  $(w)$ .

Les  $n$  solutions  $(w_1, w^2, \dots, w^2)$  sont les carrés des pulsations propres des  $(n)$  modes des vibrations possibles.

Le 1<sup>er</sup> mode vibratoire correspond à  $\omega_1$  et il est appelé mode fondamental ( $\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$ ).

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre  $\{\mathbf{A}\}_j$ , ou forme modale.

### 4.3. Présentation du programme ETABS (Extended 3D Analysis of Building Systems)

L'ETABS est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments). Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique. L'interface graphique disponible facilite considérablement la modélisation et l'exploitation des résultats.

Les différents types d'analyse disponibles dans l'ETABS sont les suivants :

- ✓ Analyse statique équivalente.
- ✓ Analyse modale spectrale.
- ✓ Analyse dynamique par accélérogrammes.

### 4.4 Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud espacé possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveaux  $i$  et  $i+1$ ).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type Wall à quatre nœuds.
- La dalle est modélisée par un élément surfacique type « **Slab** » à quatre nœuds.
- Pour tous les planchers, nous avons attribués une contrainte de type

diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan pour satisfaire l'hypothèse.

- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDLbloqués).

### 4.4.1 Modélisation de la masse

- La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation  $(G+\beta Q)$  imposée par le RPA99/Version2003 avec  $(\beta=0.2)$  pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir  $2.5t/m^3$ .
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été répartie au niveau des poutres palières et les poutres des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher).

### 4.4.2 Choix de la méthode de calculer

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

#### A- méthode statique équivalente

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan

horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

Le bâtiment étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30 m en zones III.

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

- **Groupe d'usages 3 et 2** : si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m
- **Groupe d'usage 1B** : si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- **Groupe d'usage 1A** : si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8 m.

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est classée dans un groupe d'usage 2 et sa hauteur est supérieure à 17 m (27.88 m).

### **B- La méthode modale spectrale**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où les conditions d'utilisation de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées.

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

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

Concentration des masses au niveau des planchers.

Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte. La somme des coefficients des modes soit aux moins égales 90 %.

Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5 % de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la repense totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0,2 \text{ sec}$$

Où : N représente le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_K$  la période du mode K.

#### 4.4.3 Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement ( $\zeta$ ) et de la pulsation naturelle ( $\omega$ ).

Pour des accélérographes donnés, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant (RPA99/V2003) :

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

A : Coefficient d'accélération de la zone ( $A=0.25$  : Zone III, groupe d'usage 2).

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement ( $R = 4$  : système portiques contreventement par des voiles)

Q : Facteur de qualité

La Figure 4.1 ci-dessous, montre la représentation graphique du spectre de réponse

### ***R : Coefficient de comportement***

Les valeurs du coefficient de comportement sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement tableau (4.3) (Art 4.2.3 RPA 99/Version 2003.), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Pour notre bâtiment, le système de contreventement choisi est un système portiques contreventement par des voiles ( $R = 4$ ).

### **Q : facteur de qualité de la structure**

Ce facteur en fonction de :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- Régularité en plan et en élévation la qualité de contrôle de la construction La valeur de Q déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q$$

Avec :

$P_q$  représente la pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non,

Ces pénalités sont résumées dans le Tableau 4.1 (Tableau 4.4 de RPA 99/version 2003).

Tableau 4.1 : Facteur de qualité Q de la structure

	Critère	Suivant x		Suivant y	
		Observé	Valeur	Observé	Valeur
1	Condition minimales sur les filles de contreventement	Oui	0	Oui	0
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5	Contrôle de la qualité des Matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1	Non	0.1

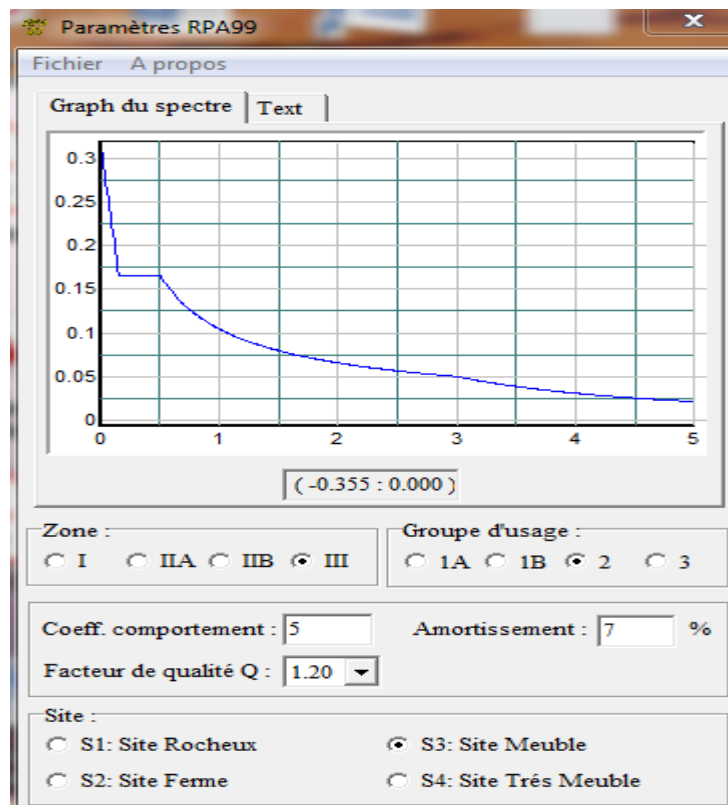


Figure 4.1 : Spectre de réponse.

#### 4.4.4 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R}W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (A = 0,25 ; groupe d'usage 2 et zone sismique III).

D : facteur d'amplification dynamique moyen. Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure(T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub> : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le Tableau de RPA99/Version 2003.

#### 4.4.5 Estimation de la période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon le RPA99/Version 2003 sont :

$$T = \min \begin{cases} C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} \dots\dots \text{suivant..}x - x \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} \dots\dots \text{suivant..}y - y \end{cases}$$

Avec :

**h<sub>N</sub>** : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

**C<sub>T</sub>** : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage (C<sub>T</sub>=0,05 contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé).

**D** : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

**Donné :** h<sub>N</sub>= 27.88 m, C<sub>T</sub>= 0.050, D<sub>x</sub>= 23.2 m, D<sub>y</sub>= 21.4 m.

• **Sens-X**

$$T_x = \min \begin{cases} 0,050 * 27,88^{0,75} = 0,61\text{s} \\ 0,090 * \frac{27,88}{\sqrt{23,2}} = 0,52\text{s} \end{cases} \longrightarrow \boxed{T_x = 0,52\text{s}}$$

• **Sens-Y**

$$T_y = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.050 * 27.88^{0.75} = 0.61s \\ 0.09 * \frac{27.88}{\sqrt{21.4}} = 0.54s \end{array} \right. \longrightarrow \boxed{T_y = 0.54s}$$

$T_1$  et  $T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie (S3).

$$T_1 = 0.15 \text{ s}, T_2 = 0.5 \text{ s}$$

D'après les calculs précédent on trouve :  $T_x = 0.52s$

D'après le tableau :  $T_2 = 0,50s$

D'après le tableau :  $\xi = 7 \%$

D'après le calcul :  $\eta = 0.88$

On remarque :  $T_2 < T_x < 3$

C'est-à-dire :

$$D_x = (2.5) * (0.88) * \left(\frac{0.50}{0.52}\right)^{2/3} \rightarrow D_x = 2.14$$

$$D_y = (2.5) * (0.88) * \left(\frac{0.50}{0.54}\right)^{2/3} \rightarrow D_x = 2.09$$

#### 4.4.6 Vérifications exigées par le RPA 99/version2003

Pour les deux méthodes de calcul, le RPA 99/V2003 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes.
- Vérification de la période fondamentale.
- Vérification de participation massique.
- Vérification de la résultante des forces sismiques (effort tranchant à la base).
- Vérification de déplacement sinter-étages.
- Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ.

#### 4.5 Interprétation des résultats de l'analyse sismique

##### 4.5.1 Premier modèle

Dans le premier modèle, les voiles de contreventement sont disposés sur la Figure 4.2 ci-dessous.

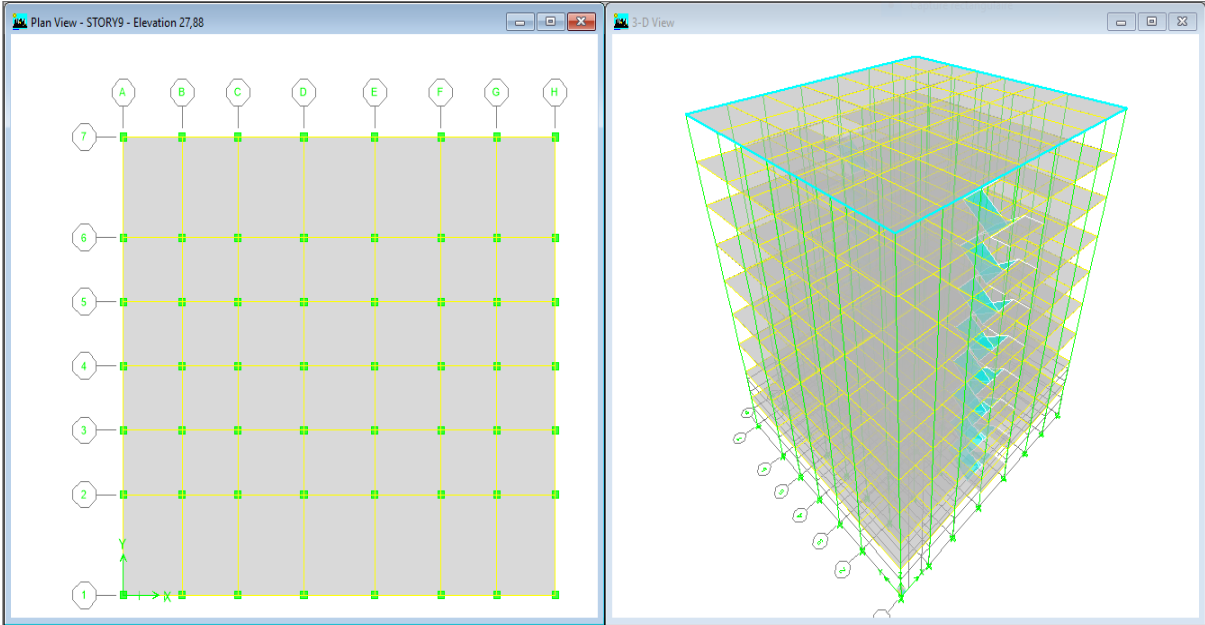


Figure 4.2 : Vue en plan et en 3D du premier Modèle  
(Structure R+08 sans voile de contreventement)

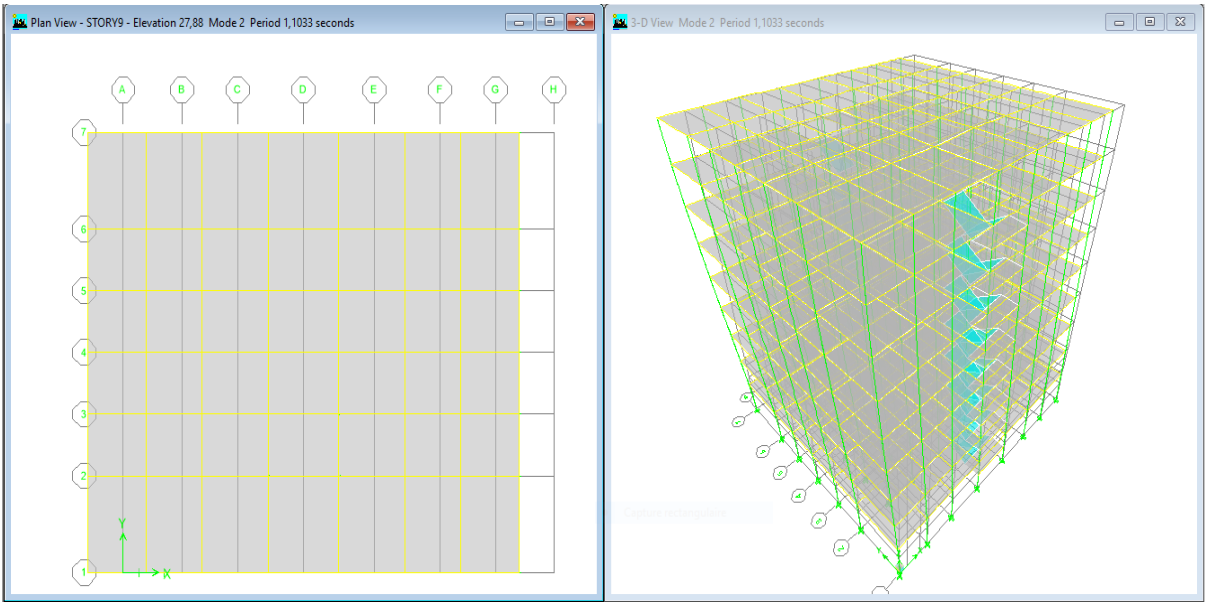


Figure 4.3 : Premier mode de vibration (Mode 1 : Translation suivant Y).

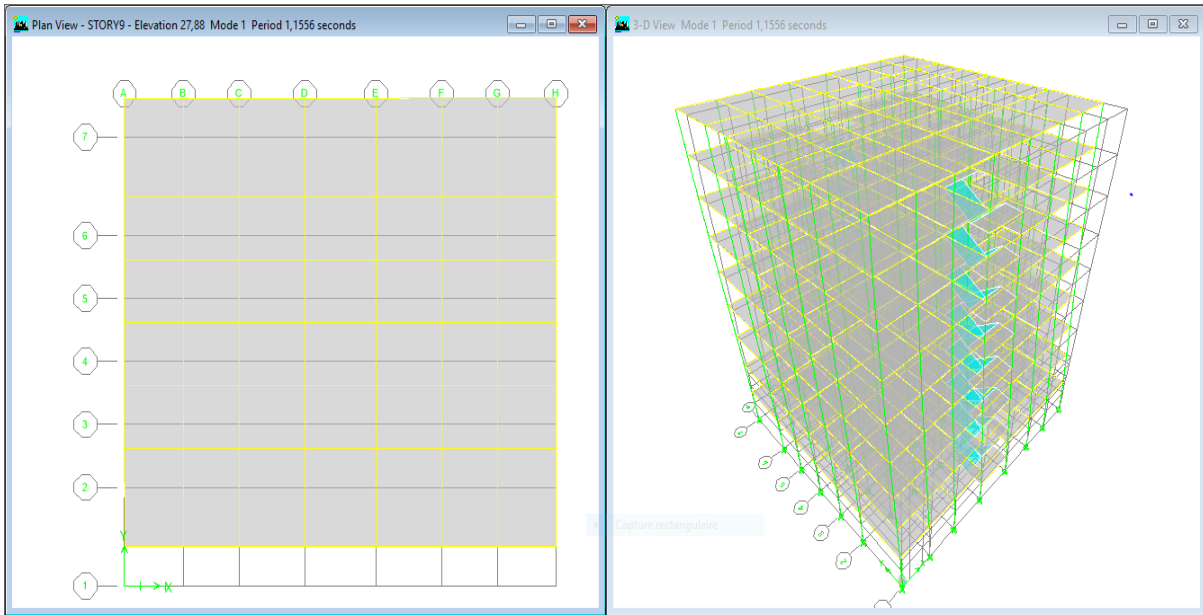


Figure 4.4 : deuxième mode de vibration (Mode 2 : Translation suivant X).

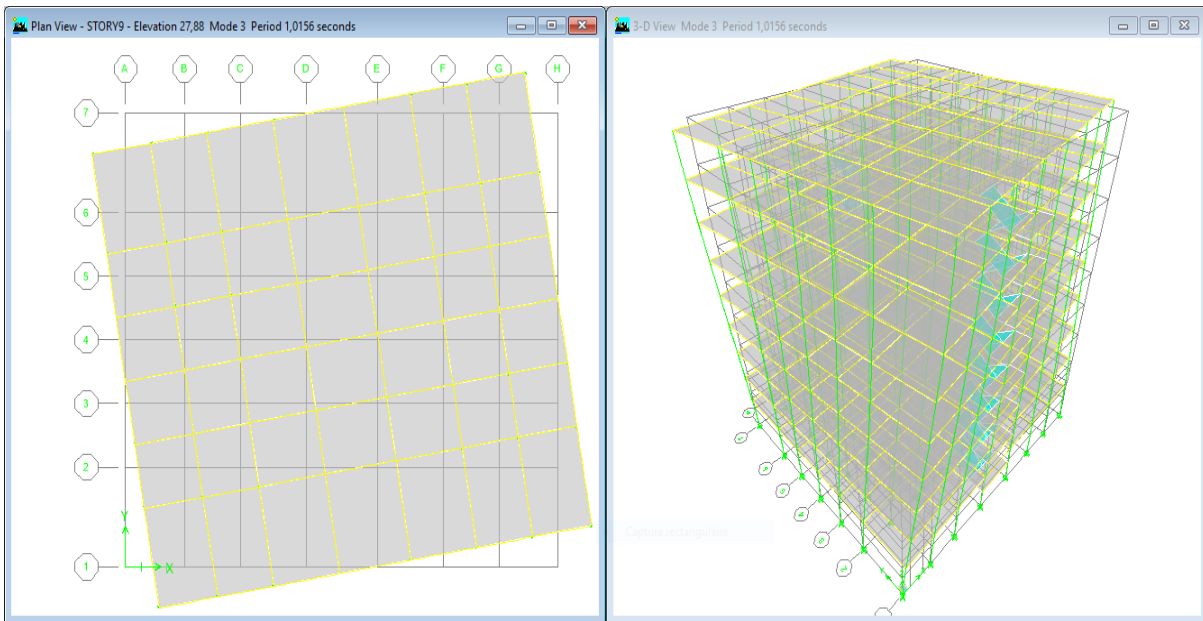


Figure 4.5 : Troisième mode de vibration (Mode 3 : Torsion).

#### 4.5.1.1 Vérification des périodes

Les valeurs des périodes T données par l'ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30 %.

**Tableau 4.2 : Périodes et facteurs de participation massique modale**

Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
1	1.155582	0	79.5334	0	79.5334	0.0007
2	1.103267	78.5546	0	78.5546	79.5334	0
3	1.015564	0	0.0007	78.5546	79.5341	79.1522
4	0.403617	0	11.057	78.5546	90.5911	0.0001
5	0.380501	11.4303	0	89.9849	90.5911	0
6	0.354507	0	0.0003	89.9849	90.5914	11.2075
7	0.234476	0	4.3399	89.9849	94.9313	0.0013
8	0.224681	4.3921	0	94.377	94.9313	0
9	0.21081	0	0.0017	94.377	94.933	4.335
10	0.16157	0	1.8207	94.377	96.7537	0.002
11	0.155264	2.0848	0	96.4618	96.7537	0
12	0.147053	0	0.0019	96.4618	96.7557	1.9399

**Tableau 4.3 : Vérification des périodes**

Sens	T Numérique	T Empirique	1.3T Empirique	Observation
Sens-Y	1.15	0.54	0.70	CNV
Sens-X	1.10	0.52	0.68	CNV

#### 4.5.1.2 Vérification de participation massique

Pour les structures représentées par des modèles plans deux direction, 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). Le tableau IV.3 donne le pourcentage de participation massique.

**Tableau 4.4 :** Pourcentage de participation massique

Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	1.155582	0	79.5334	0	79.5334
2	1.103267	78.5546	0	78.5546	79.5334
3	1.015564	0	0.0007	78.5546	79.5341
4	0.403617	0	11.057	78.5546	90.5911
5	0.380501	11.4303	0	89.9849	90.5911
6	0.354507	0	0.0003	89.9849	90.5914
7	0.234476	0	4.3399	89.9849	94.9313
8	0.224681	4.3921	0	<b>94.377</b>	94.9313

#### 4.5.1.3 Vérification de la résultante des forces sismiques

La résultante de forces sismique à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques  $V$  déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Soit :  $V_T \geq 0.8 V$ .

#### • Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale  $V$  donnée au tableau IV.4, est calculée dans les deux directions X, Y par les formules :

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} W$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} W$$

**Tableau 4.5 :** Calcul de force sismique

A	$D_x$	$D_y$	R	$Q_x$	$Q_y$	$\sum W_i$ (KN)	$V_x$ (KN)	$V_y$ (KN)
0.25	1.84	1.8	4	1.20	1.20	<b>49109.8</b>	<b>6777.15</b>	<b>6629.82</b>

Le tableau 4.6 regroupe la vérification de la résultante de force sismique

**Tableau 4.6 :** Vérification de la résultante de force sismique

	V (KN)	V <sub>t</sub> (KN)	0.8*V	V <sub>t</sub> ≥ 0.8*V
<b>Sens-X</b>	6777.15	4620.72	5421.72	<b>CNV</b>
<b>Sens-Y</b>	6629.82	4354.29	5303.85	<b>CNV</b>

Selon RPA 99/ version 2003, il faut augmenter tous les paramètres de réponse (forces, déplacement, moments, ...) par le rapport : 0.8V/V<sub>t</sub>.

#### 4.5.1.4 Vérification des déplacements

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

$$\delta_K = R \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismique

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est calculé par :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Selon RPA 99 /version 2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser.

$$\Delta K\text{-limite} = 0.01h_e$$

$h_e$  : la hauteur de l'étage K

Les résultats de la vérification des déplacements inter-étages selon les deux sens sont regroupés dans les Tableaux ci-dessous.

**Tableau 4.7 :** Vérification des déplacements inter-étages sens EX

Story	Load	UX	UY	$\delta_{ek}$	$\delta_k=R.\delta_{ek}$	$\Delta_k$	1%h <sub>n</sub>	Observation
STORY9	EX	0.0458	0	0.0458	0.1832	0.01	0.0306	<b>CV</b>
STORY8	EX	0.0433	0	0.0433	0.1732	0.016	0.0306	<b>CV</b>
STORY7	EX	0.0393	0	0.0393	0.1572	0.0204	0.0306	<b>CV</b>
STORY6	EX	0.0342	0	0.0342	0.1368	0.0208	0.0306	<b>CV</b>
STORY5	EX	0.029	0	0.029	0.116	0.0236	0.0306	<b>CV</b>
STORY4	EX	0.0231	0	0.0231	0.0924	0.026	0.0306	<b>CV</b>
STORY3	EX	0.0166	0	0.0166	0.0664	0.0244	0.0306	<b>CV</b>
STORY2	EX	0.0105	0	0.0105	0.042	0.0244	0.0306	<b>CV</b>
STORY1	EX	0.0044	0	0.0044	0.0176	0.0176	0.0340	<b>CV</b>

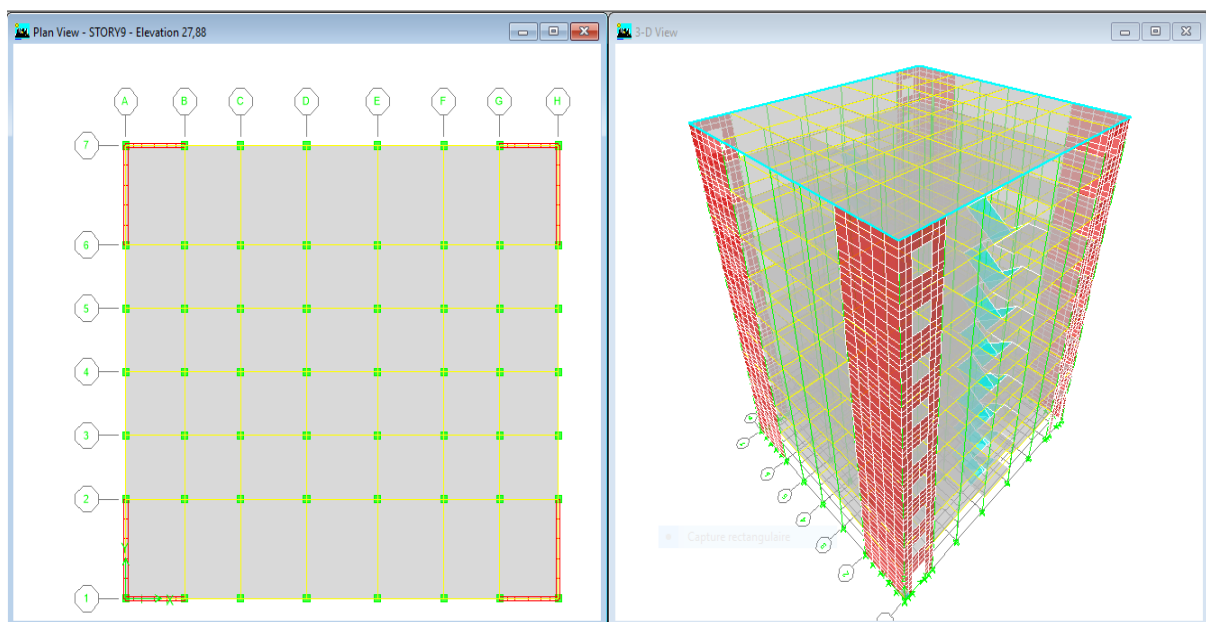
**Tableau 4.8.** Vérification des déplacements inter-étages sens EY

Story	Load	UX	UY	$\delta_{ek}$	$\delta k=R.\delta_{ek}$	$\Delta k$	$1\%h_n$	Observation
STORY9	EY	0	0.0463	0.0463	0.1852	0.0084	0.0306	CV
STORY8	EY	0	0.0442	0.0442	0.1768	0.0144	0.0306	CV
STORY7	EY	0	0.0406	0.0406	0.1624	0.0208	0.0306	CV
STORY6	EY	0	0.0354	0.0354	0.1416	0.0204	0.0306	CV
STORY5	EY	0	0.0303	0.0303	0.1212	0.024	0.0306	CV
STORY4	EY	0	0.0243	0.0243	0.0972	0.0268	0.0306	CV
STORY3	EY	0	0.0176	0.0176	0.0704	0.0252	0.0306	CV
STORY2	EY	0	0.0113	0.0113	0.0452	0.0256	0.0306	CV
STORY1	EY	0	0.0049	0.0049	0.0196	0.0196	0.0340	CV

### Conclusion

La période fondamentale et les efforts sismiques dans les deux sens, ne sont pas vérifiés, donc on doit augmenter la rigidité de la structure par l'ajout des voiles.

### 4.5.2. Deuxième modèle



**Figure 4.6 :** Vue en plan et en 3D du premier Modèle  
(Structure R+08 avec voile de contreventement).

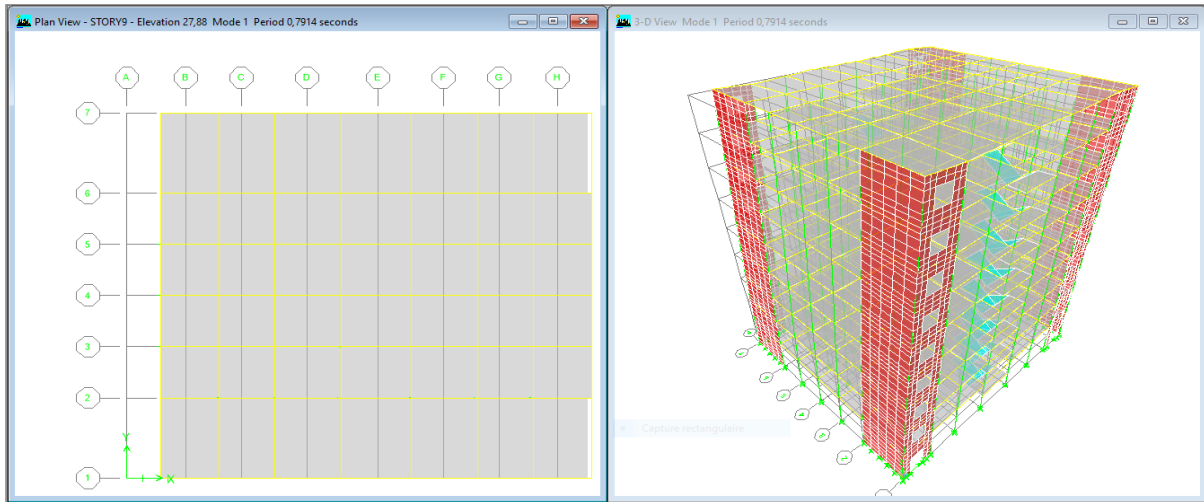


Figure 4.7 : Premier mode de vibration (Mode 1 : Translation suivant X)

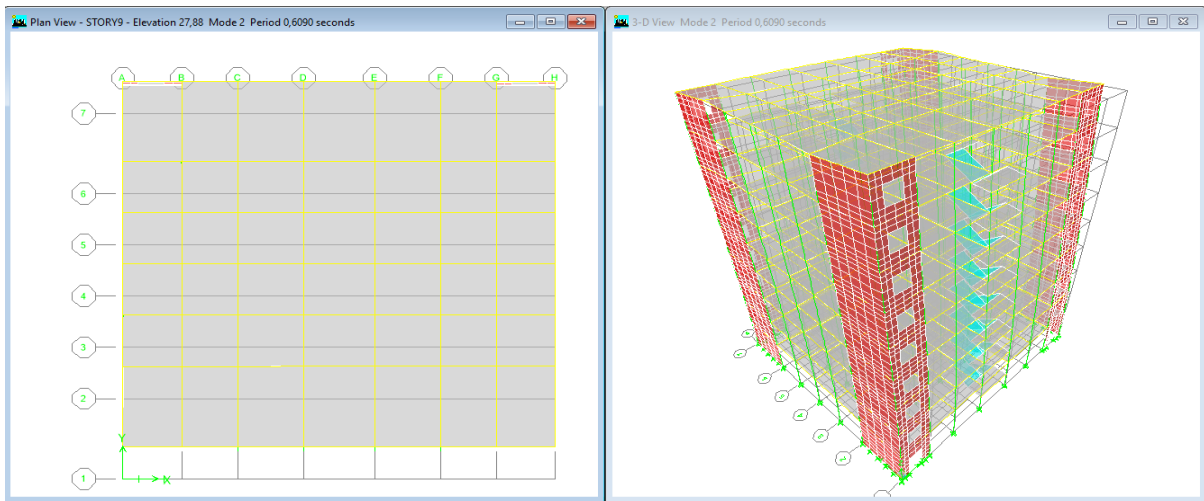


Figure 4.8 : Deuxième mode de vibration (Mode 2 : Translation suivant Y)

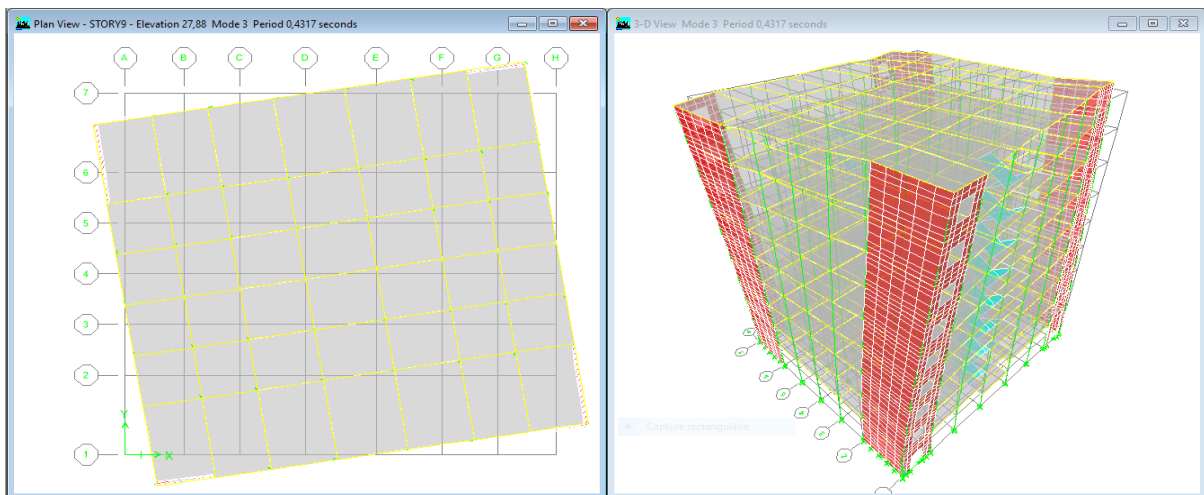


Figure 4.9 : Troisième mode de vibration (Mode 3 : Torsion).

4.5.2.1. Vérification des périodes

Tableau 4.9. Périodes et facteurs de participation massique modale.

Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
1	0.791379	72.0509	0	72.0509	0	0
2	0.608997	0	69.0177	72.0509	69.0177	0
3	0.431708	0	0.0001	72.0509	69.0178	69.2151
4	0.225299	18.1294	0	90.1803	69.0178	0
5	0.150018	0	19.7778	90.1803	88.7956	0
6	0.112341	5.6964	0	95.8766	88.7956	0
7	0.106836	0	0	95.8766	88.7956	20.7437
8	0.073486	2.2234	0	98.1001	88.7956	0
9	0.06913	0	6.4138	98.1001	95.2095	0
10	0.054818	0.9803	0	99.0803	95.2095	0
11	0.050659	0	0	99.0803	95.2095	6.0001
12	0.044266	0.4495	0	99.5298	95.2095	0

Tableau 4.10. Vérification des périodes

Sens	T Numérique	T Empirique	1.3T Empirique	Observation
X	0.79	0.52	0.68	CNV
Y	0.6	0.54	0.70	CV

4.5.2.2. Vérification de participation massique

Tableau 4.11 Pourcentage de participation massique

Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	0.791379	72.0509	0	72.0509	0
2	0.608997	0	69.0177	72.0509	69.0177
3	0.431708	0	0.0001	72.0509	69.0178
4	0.225299	18.1294	0	90.1803	69.0178

4.5.2.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

La résultante de forces sismique à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques  $V$  déterminée par la

méthode statique équivalente pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Soit :  $V_T \geq 0.8 V$ .

• **Calcul de la force sismique totale**

La force sismique totale  $V$  donnée au tableau 4.11, est calculée dans les deux directions X, Y par les formules :

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} W$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} W$$

**Tableau 4.12 :** Calcul de force sismique.

A	D <sub>x</sub>	D <sub>y</sub>	R	Q <sub>x</sub>	Q <sub>y</sub>	∑Wi (KN)	V <sub>x</sub> (KN)	V <sub>y</sub> (KN)
0.25	1.84	1.80	4	1.20	1.20	<b>49831.31</b>	<b>6876.72</b>	<b>6727.22</b>

Le tableau IV.13 regroupe la vérification de la résultante de force sismique

**Tableau 4.13 :** Vérification de la résultante de force sismique.

	V (KN)	V <sub>t</sub> (KN)	0.8*V	V <sub>t</sub> ≥ 0.8*V
<b>Sens-X</b>	6876.72	5862.94	5501.376	<b>CV</b>
<b>Sens-Y</b>	6727.22	6398.59	5381.776	<b>CV</b>

Selon RPA 99/ version 2003, il faut augmenter tous les paramètres de réponse (forces, déplacement, moments, ...) par le rapport :  $0.8V/V_t$

**4.5.2.4 Vérification des déplacements**

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

$$\delta_K = R \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismique

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est calculé par :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Selon RPA 99 /version 2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser.

$$\Delta K\text{-limite} = 0.01h_e$$

$h_e$  : la hauteur de l'étage K

Les résultats de la vérification des déplacements inter-étages selon les deux sens sont regroupés dans les tableaux ci-dessous.

**Tableau 4.14** : Vérification des déplacements inter-étages sens EX

Story	Load	UX	UY	$\delta_{ek}$	$\delta_k=R.\delta_{ek}$	$\Delta_k$	1% $h_n$	Observation
STORY9	EX	0.0316	0	0.0316	0.1264	0.0148	0.0306	CV
STORY8	EX	0.0279	0	0.0279	0.1116	0.0156	0.0306	CV
STORY7	EX	0.024	0	0.024	0.096	0.016	0.0306	CV
STORY6	EX	0.02	0	0.02	0.08	0.0164	0.0306	CV
STORY5	EX	0.0159	0	0.0159	0.0636	0.016	0.0306	CV
STORY4	EX	0.0119	0	0.0119	0.0476	0.0156	0.0306	CV
STORY3	EX	0.008	0	0.008	0.032	0.0132	0.0306	CV
STORY2	EX	0.0047	0	0.0047	0.0188	0.0112	0.0306	CV
STORY1	EX	0.0019	0	0.0019	0.0076	0.0076	0.034	CV

**Tableau 4.15** : Vérification des déplacements inter-étages sens EY

Story	Load	UX	UY	$\delta_{ek}$	$\delta_k=R.\delta_{ek}$	$\Delta_k$	1% $h_n$	Observation
STORY9	EY	0	0.0216	0.0216	0.0864	0.0112	0.0306	CV
STORY8	EY	0	0.0188	0.0188	0.0752	0.0116	0.0306	CV
STORY7	EY	0	0.0159	0.0159	0.0636	0.012	0.0306	CV
STORY6	EY	0	0.0129	0.0129	0.0516	0.0116	0.0306	CV
STORY5	EY	0	0.01	0.01	0.04	0.0112	0.0306	CV
STORY4	EY	0	0.0072	0.0072	0.0288	0.01	0.0306	CV
STORY3	EY	0	0.0047	0.0047	0.0188	0.0084	0.0306	CV
STORY2	EY	0	0.0026	0.0026	0.0104	0.0068	0.0306	CV
STORY1	EY	0	0.0009	0.0009	0.0036	0.0036	0.034	CV

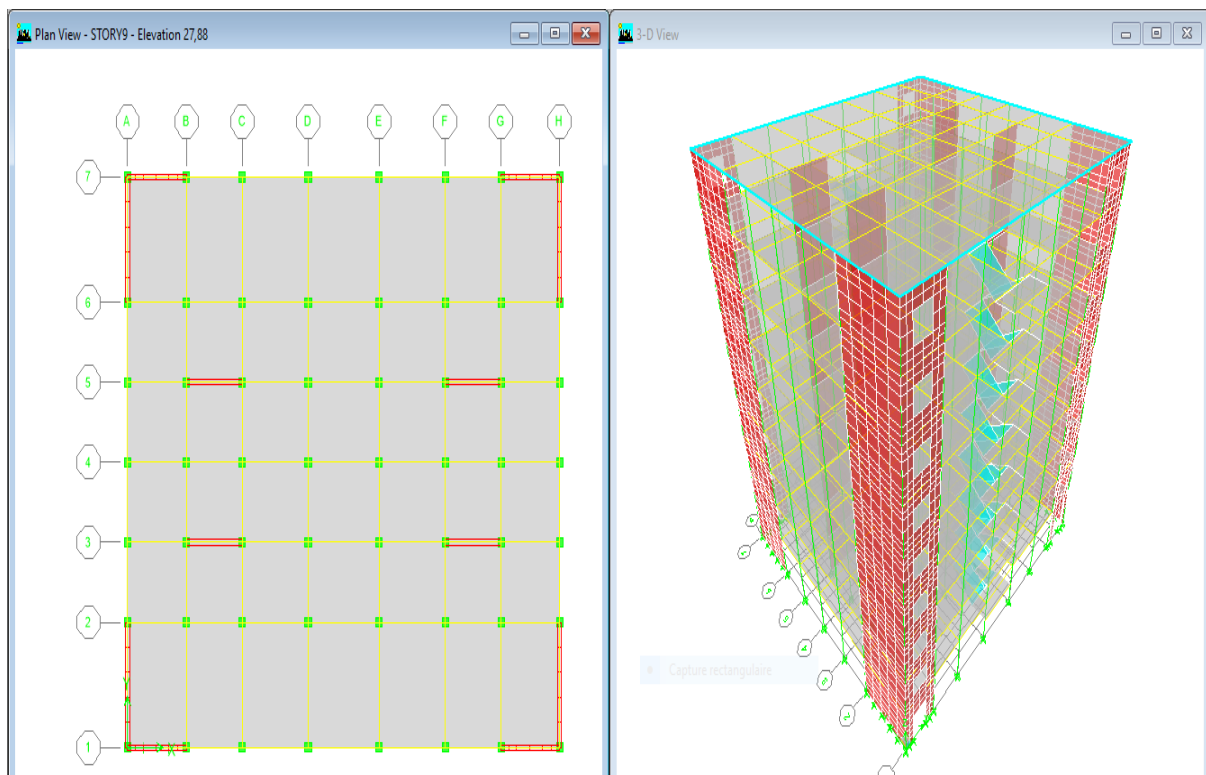
### Conclusion

La période fondamentale n'est pas vérifiée.

Donc on doit augmenter la rigidité de la structure par l'ajout des voiles, et changer les dimensions des poteaux.

### 4.5.3. Modèle final

La Figure 4.16 montre la disposition finale des voiles de contreventement. Notre structure est contreventée par (12) voiles, disposés pour assurer un bon comportement dynamique du bâtiment sous l'effet de l'action sismique, et pour améliorer son comportement ductile, qualité structurale indispensable dans les régions de forte sismicité.



**Figure 4.9 :** Vue en plan et en 3D du premier Modèle  
(Structure R+08 avec voile de contreventement).

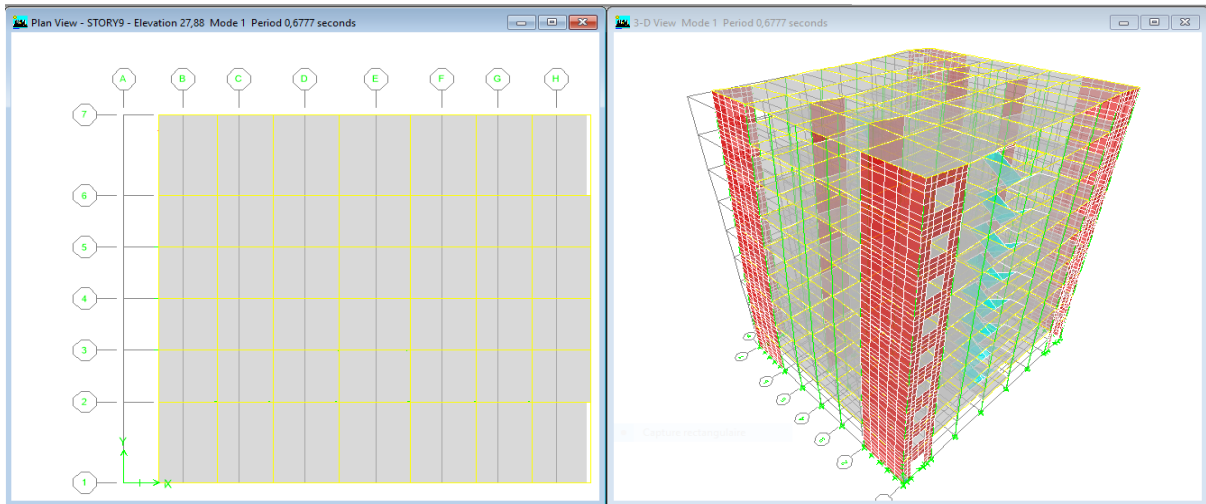


Figure 4.10 : Premier mode de vibration (Mode 1 : Translation suivant X).

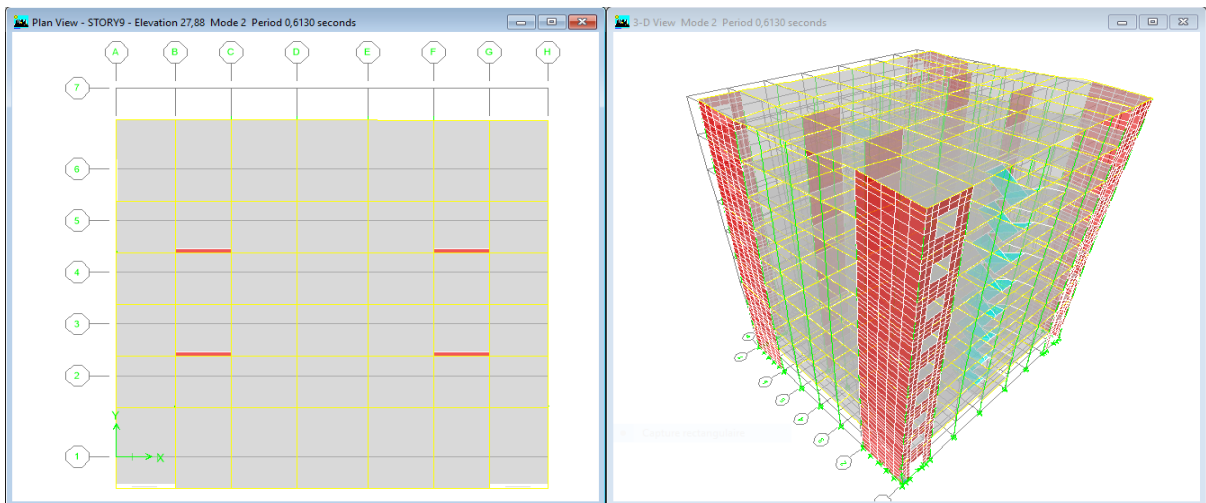


Figure 4.11 : Deuxième mode de vibration (Mode 2 : Translation suivant Y).

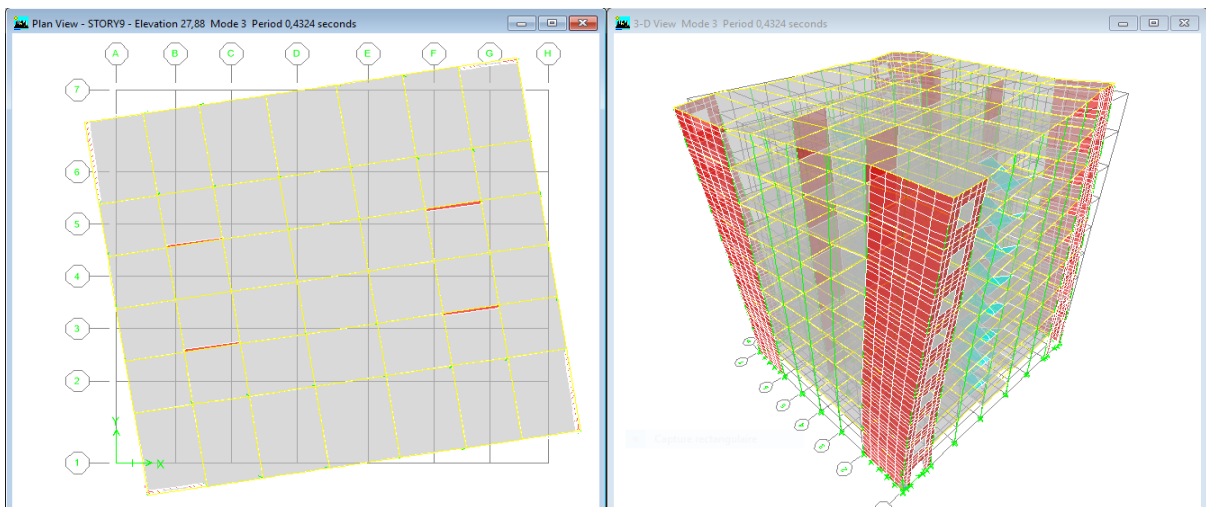


Figure 4.12 : Troisième mode de vibration (Mode 3 : Torsion).

4.5.3.1. Vérification des périodes

Tableau 4.16 : Périodes et facteurs de participation massique modale.

Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
1	<b>0.658127</b>	68.9539	0	68.9539	0	0
2	<b>0.59647</b>	0	68.5206	68.9539	68.5206	0
3	<b>0.419945</b>	0	0.0001	68.9539	68.5207	69.177
4	0.17294	18.5443	0	87.4982	68.5207	0
5	0.14986	0	19.9608	87.4982	88.4815	0
6	0.105852	0	0	87.4982	88.4815	20.6934
7	0.080172	6.6692	0	94.1674	88.4815	0
8	0.069561	0	6.5662	94.1674	95.0477	0
9	0.050409	0	0	94.1674	95.0478	0
10	0.049317	3.0602	0	97.2276	95.0478	6.0174
11	0.044153	0	2.7014	97.2276	97.7491	0.0002
12	0.035066	1.4442	0	98.6718	97.7491	0

- **Constatations**

Ce modèle présente une période fondamentale  $T=0.65s$

- Le premier mode est un mode de **translation suivant X**.
- Le deuxième mode est un mode de **translation suivant Y**
- Le troisième mode est un mode de **rotation**.
- La participation massique atteint les **90%** (dans les deux sens) à partir du 9ème mode

4.5.3.2. Vérification des périodes

La vérification des périodes est donnée au tableau 4.17

Tableau 4.17 : Vérification des périodes

Sens	T Numérique	T Empirique	1.3. T Empirique	Observation
Sens-X	0.65	0.52	0.68	CV
Sens-Y	0.59	0.54	0.70	CV

### 4.5.3.3. Vérification de participation massique

La vérification de pourcentage de participation massique est donnée au tableau 4.18

**Tableau 4.18 : Facteurs de participation massique modale**

Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	0.658127	68.9539	0	68.9539	0
2	0.59647	0	68.5206	68.9539	68.5206
3	0.419945	0	0.0001	68.9539	68.5207
4	0.17294	18.5443	0	87.4982	68.5207
5	0.14986	0	19.9608	87.4982	88.4815
6	0.105852	0	0	87.4982	88.4815
7	0.080172	6.6692	0	<b>94.1674</b>	88.4815

### 4.5.3.4. Vérification de la résultante des forces sismiques

Or d'après le fichier des résultats de l'ETABS on a :

$$V_{\text{dynamique}} \geq 0.8V_{\text{statique}}$$

$$V_{x \text{ dynamique}} = V_n^x = 6579.66 \text{ KN}$$

$$V_{y \text{ dynamique}} = V_n^y = 6676.03 \text{ KN}$$

Les tableaux 4.19 et 4.20 présentent le calcul et la vérification de la résultante des forces sismiques.

**Tableau 4.19 : Calcul de la force sismique**

A	D <sub>x</sub>	D <sub>y</sub>	R	Q <sub>x</sub>	Q <sub>y</sub>	∑Wi (KN)	V <sub>x</sub> (KN)	V <sub>y</sub> (KN)
<b>0.25</b>	1.84	1.80	4	1.20	1.20	<b>51860.52</b>	<b>7156.75176</b>	<b>7001.1702</b>

**Tableau 4.20 : Vérification de la résultante des forces sismique de calcul**

	V (KN)	V <sub>t</sub> (KN)	0.8*V	V <sub>t</sub> ≥ 0.8*V
<b>Sens-X</b>	7156.7518	6579.66	5725.401	<b>CV</b>
<b>Sens-Y</b>	7001.1702	6676.03	5600.936	<b>CV</b>

#### 4.5.3.5. Vérification des déplacements

Les déplacements inter-étages dans les deux sens sont regroupés dans les tableaux présentés ci-dessous

**Tableau 4.21** : Vérification des déplacements inter-étages sens EX

Story	Load	UX	UY	$\delta_{ek}$	$\delta_k=R.\delta_{ek}$	$\Delta_k$	$1\%h_n$	Observation
STORY9	EX	0.0249	0	0.0249	0.0996	0.0124	0.0306	CV
STORY8	EX	0.0218	0	0.0218	0.0872	0.0132	0.0306	CV
STORY7	EX	0.0185	0	0.0185	0.074	0.0136	0.0306	CV
STORY6	EX	0.0151	0	0.0151	0.0604	0.0136	0.0306	CV
STORY5	EX	0.0117	0	0.0117	0.0468	0.0128	0.0306	CV
STORY4	EX	0.0085	0	0.0085	0.034	0.012	0.0306	CV
STORY3	EX	0.0055	0	0.0055	0.022	0.01	0.0306	CV
STORY2	EX	0.003	0	0.003	0.012	0.0076	0.0306	CV
STORY1	EX	0.0011	0	0.0011	0.0044	0.0044	0.034	CV

**Tableau 4.22** : Vérification des déplacements inter-étages sens EY

Story	Load	UX	UY	$\delta_{ek}$	$\delta_k=R.\delta_{ek}$	$\Delta_k$	$1\%h_n$	Observation
STORY9	EY	0	0.021	0.021	0.084	0.0108	0.0306	CV
STORY8	EY	0	0.0183	0.0183	0.0732	0.0116	0.0306	CV
STORY7	EY	0	0.0154	0.0154	0.0616	0.0116	0.0306	CV
STORY6	EY	0	0.0125	0.0125	0.05	0.0112	0.0306	CV
STORY5	EY	0	0.0097	0.0097	0.0388	0.0108	0.0306	CV
STORY4	EY	0	0.007	0.007	0.028	0.010	0.0306	CV
STORY3	EY	0	0.0045	0.0045	0.018	0.0084	0.0306	CV
STORY2	EY	0	0.0024	0.0024	0.0096	0.006	0.0306	CV
STORY1	EY	0	0.0009	0.0009	0.0036	0.0036	0.034	CV

#### Conclusion

Tous les paramètres (à savoir : la période fondamentale dans les deux sens, l'effort tranchant çà la base) sont vérifiés pour ce modèle, donc, on doit vérifier l'effet P- $\Delta$ , afin de passer au ferrailage des éléments de contreventement (portiques-voiles).

#### 4.6 Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet *P-Δ* est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets de second ordre (l'effet *PΔ*) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

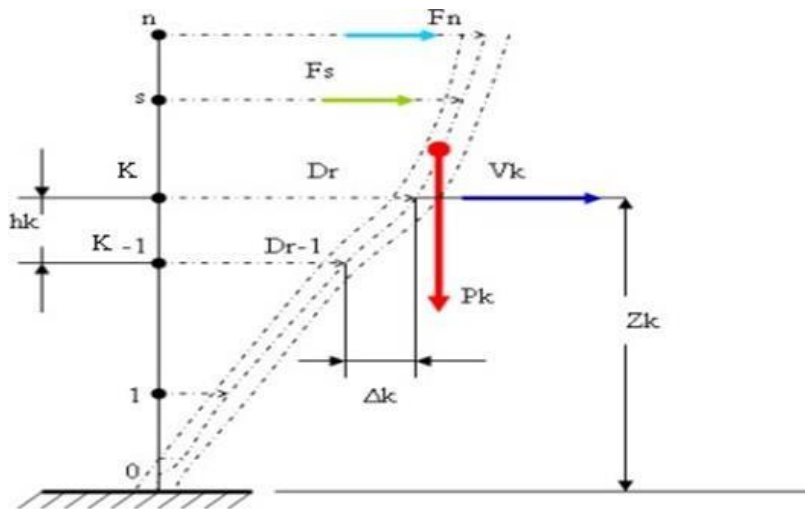


Figure 4 13 : Evaluation des effets du second ordre.

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau 'K'.

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

$h_k$  : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

- Si  $0.10 \leq \theta_K \leq 0.20$ , 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<sup>er</sup> ordre par le facteur :

$$\frac{1}{1 - \theta_k}$$

➤ Si  $\theta > 0.20$ , la structure est partiellement instable et elle doit être redimensionnée.  
Les Tableaux présentés ci-dessous regroupent les vérifications de l'effet P- $\Delta$  dans les deux sens.

**Tableau 4.23 :** Vérification de l'effet P- $\Delta$  sens EX

Story	Mass X	P <sub>k</sub>	$\Delta_k$	V <sub>k</sub>	h <sub>k</sub>	$\theta$	$\leq 0.1$
STORY9	628.7323	6167.86386	0.0124	1612.65	3.06	0.01549869	<b>CV</b>
STORY8	610.5593	5989.58673	0.0132	2791.01	3.06	0.00925738	<b>CV</b>
STORY7	601.5742	5901.4429	0.0136	3737.99	3.06	0.00701678	<b>CV</b>
STORY6	592.2912	5810.37667	0.0136	4521.87	3.06	0.00571089	<b>CV</b>
STORY5	584.3982	5732.94634	0.0128	5173.05	3.06	0.00463575	<b>CV</b>
STORY4	576.2073	5652.59361	0.012	5697.11	3.06	0.00389093	<b>CV</b>
STORY3	569.4065	5585.87777	0.010	6108.46	3.06	0.0029884	<b>CV</b>
STORY2	562.0637	5513.8449	0.076	6405.20	3.06	0.02138031	<b>CV</b>
STORY1	561.2632	5505.99199	0.0044	6579.66	3.40	0.00108294	<b>CV</b>

**Tableau 4.24 :** Vérification de l'effet P- $\Delta$  sens EY

Story	Mass Y	P <sub>k</sub>	$\Delta_k$	V <sub>k</sub>	h <sub>k</sub>	$\theta$	$\leq 0.1$
STORY9	628.7323	6167.86386	0.0108	1616.53	3.06	0.01346646	<b>CV</b>
STORY8	610.5593	5989.58673	0.0116	2838.05	3.06	0.00800043	<b>CV</b>
STORY7	601.5742	5901.4429	0.0116	3797.43	3.06	0.00589122	<b>CV</b>
STORY6	592.2912	5810.37667	0.0112	4600.50	3.06	0.0046227	<b>CV</b>
STORY5	584.3982	5732.94634	0.0108	5256.34	3.06	0.00384943	<b>CV</b>
STORY4	576.2073	5652.59361	0.01	5785.08	3.06	0.00319313	<b>CV</b>
STORY3	569.4065	5585.87777	0.0084	6192.80	3.06	0.00247607	<b>CV</b>
STORY2	562.0637	5513.8449	0.006	6494.92	3.06	0.0016646	<b>CV</b>
STORY1	561.2632	5505.99199	0.0036	6676.03	3.40	0.00087325	<b>CV</b>

### Conclusion

On constate que la structure étudiée est justifiée vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .

#### 4.7. Justification du choix du coefficient du comportement dynamique

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans notre cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles. Les vérifications sont regroupées dans les Tableaux ci-dessous.

$$\frac{\sum F_{Zvoiles}}{\sum F_{Zvoiles} + \sum F_{Zpoteaux}} \times 100 \geq 20\%$$

**Tableau 4.25 :** Vérification du coefficient du comportement force vertical.

Ossature	Effort vertical repris	Pourcentage (%)	Condition
Poteaux	46559.36	25	CV
Voiles	15587.235		

**Tableau 4.26 :** Vérification du coefficient du comportement force horizontal.

l'ossature	Effort horizontal repris	Pourcentage (%)	Condition
Poteaux	1478.8755	76.50	CV
Voiles	4814.5979		

Donc, on prend un coefficient de comportement  $R = 3.5$ .

#### 4.8 Vérification de l'effort réduit

Il faut vérifier le rapport :

$$\vartheta = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

$N_d$  : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : l'aire (section brute) de cette dernière.

$f_{c28}$  : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (30 MPa).

Tableau 4.27. Vérification de l'effort réduit pour les poteaux centraux.

Niveaux	Sections	N <sub>d</sub> (KN)	B <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> )	F <sub>c28</sub> (MPa)	μ	Condition
RDC	50X50	2281.53	2500	30	0.30	CV
1er	50X50	1979.04	2500	30	0.26	CV
2ème	45X45	1669.34	2025	30	0.27	CV
3ème	45X45	1401.15	2025	30	0.23	CV
4ème	40X40	1150.16	1600	30	0.23	CV
5ème	40X40	909.77	1600	30	0.18	CV
6ème	35X35	670.43	1225	30	0.18	CV
7ème	35X35	426.46	1225	30	0.11	CV
8ème	35X35	203.66	1225	30	0.055	CV

#### 4.9 Vérification de la stabilité vis-à-vis le renversement

La vérification au renversement se fait pour les deux directions (longitudinale et transversale). On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

M<sub>r</sub> : moment dû aux charges horizontales sismiques.

M<sub>s</sub> : moment stabilisateur dû aux charges verticales.

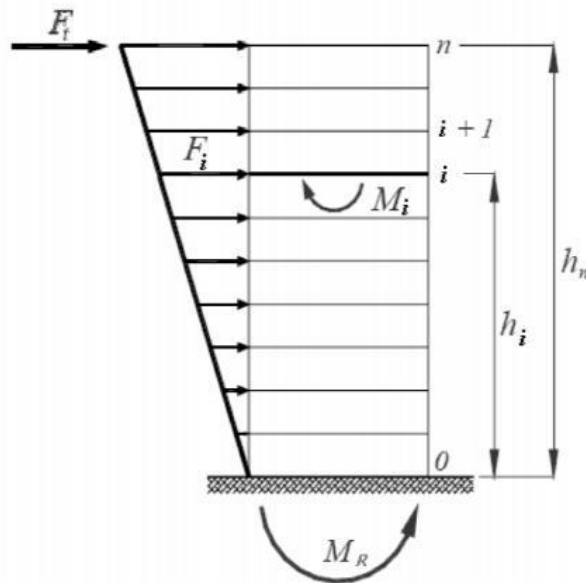


Figure. 4.14. Schéma du renversement.

Sachant que :

$W_i$  : Poids de chaque niveau

$X_i, Y_i$  : Coordonnées des centres de gravité de chaque niveau.

Moment résistant (de stabilité)

$$M_{S_x} = \sum_{i=1}^n M_i = \sum_{i=1}^n X_{x_{gt}} W_i$$

$$M_{S_y} = \sum_{i=1}^n M_i = \sum_{i=1}^n X_{y_{gt}} W_i$$

$f_i$  : Force sismique pour chaque étage.

Moment de renversement

$$M_{r_x} = \sum_{i=1}^n M_{r_{ix}} = \sum_{i=1}^n h_{ix} f_{ix}$$

$$M_{r_y} = \sum_{i=1}^n M_{r_{iy}} = \sum_{i=1}^n h_{iy} f_{iy}$$

**Tableau 4.28** : Calcul du moment stabilisant.

W	D <sub>x</sub>	D <sub>y</sub>	M <sub>sx</sub>	M <sub>sy</sub>
51860.52	11.6	10.7	<b>601582.032</b>	<b>554907.56</b>

**Tableau 4.29** : Calcul du moment de renversement.

Story	h(m)	V <sub>x</sub> (KN)	F <sub>x</sub> (KN)	V <sub>y</sub> (KN)	F <sub>y</sub> ( KN)	M <sub>r</sub> = F <sub>x</sub> * h <sub>i</sub>	M <sub>r</sub> = F <sub>y</sub> *h <sub>i</sub>
<b>STORY9</b>	27.88	1612.65	1612.65	1616.53	1616.53	44960.682	45068.8564
<b>STORY8</b>	24.82	2791.01	1178.36	2838.05	1221.52	29246.8952	30318.1264
<b>STORY7</b>	21.76	3737.99	946.98	3797.43	959.38	20606.2848	20876.1088
<b>STORY6</b>	18.7	4521.87	783.88	4600.50	803.07	14658.556	15017.409
<b>STORY5</b>	15.64	5173.05	651.18	5256.34	655.84	10184.4552	10257.3376
<b>STORY4</b>	12.58	5697.11	524.06	5785.08	528.74	6592.6748	6651.5492
<b>STORY3</b>	9.52	6108.46	411.35	6192.80	407.72	3916.052	3881.4944
<b>STORY2</b>	6.46	6405.20	296.74	6494.92	302.12	1916.9404	1951.6952
<b>STORY1</b>	3.40	6579.66	174.46	6676.03	181.11	593.164	615.774
<b>Σ</b>			6579.66		6676.03	<b>132675.7044</b>	<b>134638.351</b>

**Tableau 4.30** : Vérification du renversement.

Direction	$\Sigma M_s$	$\Sigma M_r$	$\Sigma M_s/\Sigma M_r$	Observation
Sans X	601582.03	132675.7	<b>4.5</b>	<b>CV</b>
Sans Y	554907.56	134638.3	<b>4.1</b>	<b>CV</b>

#### 4.10 Conclusion

Les étapes de vérification suivies pour définir le modèle finale étaient de :

- Déterminer les modes propres de telle sorte que 1ère et 2ème translation, la 3ème torsion pour avoir plus de sécurité.
- La vérification de l'effort tranchant à la base obtenue par l'approche statique équivalente est spécifiée comme l'effort tranchant minimal à la base ( $=0.8*VMSE$ ), avec l'implication de ce dernier par l'analyse dynamique qui est ajustée par rapport à la valeur obtenue par le calcul statique équivalent s'il est inférieur.
- Vérifier les déplacements inter-étage qui a pour but rigidité latérale imposé par le **RPA99 modifié en 2003 [1]**.
- Vérifier l'effet P- $\Delta$  pour la stabilité de structure vis-à-vis le moment de 2ème ordre.
- Vérifier les pourcentages des sollicitations horizontales et verticales donnés par le **RPA99 modifié en 2003 [1]** pour justifier le choix de coefficient de comportement.
- Vérifier l'effort normal réduit dans les poteaux imposés.
- Vérification vis-à-vis le renversement.

Ces critères sont vérifiés au fur et à mesure qu'on charge le modèle, donc on adopte cette disposition des voiles concernant le contreventement de la structure.

**CHAPITRE 5**  
**FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX**

## CHAPITRE 5 : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

### 5.1 Introduction

Le contreventement d'un bâtiment est constitué d'éléments verticaux et horizontaux assurant la stabilité de l'ouvrage sous l'action des sollicitations horizontales (forces sismique). Ces éléments refend plein ou avec ouvertures, portiques, noyau central, transmettent également les charges verticales aux fondations.

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le C.B.A93 et RPA99 /Version 2003).

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux qui sont les poutres, les poteaux et les voiles de contreventement.

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 (Situation durable) :
  - ✓ ELU :  $1.35G + 1.5Q$
  - ✓ ELS :  $G + Q$
- ❖ Les combinaisons données par les règles du R.P.A99/version 2003 (Situation accidentelle) :
  - ✓  $G + Q \pm E$
  - ✓  $0.8G \pm E$

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

## 5.2 Ferrailage des poteaux

### 5.2.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les efforts de calcul sont ceux des combinaisons suivantes :

$$0.8G \pm E, G + Q \pm E$$

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue S.E.T.
- Section entièrement comprimée S.E.C.
- Section partiellement comprimée S.P.C.

**Tableau 5.1** : Caractéristiques mécanique des matériaux

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$F_{c28}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Durable</b>	1.5	30	17	1.15	400	348
<b>Accidentelle</b>	1.15	30	22.17	1	400	400

### 5.2.2 Recommandation selon RPA 99 (version 2003)

D'après le RPA99 (Version 2003), pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochet. Leur pourcentage est limité par :

$0.8\% < A_s/B < 3\%$  pour une zone courante

(Z.C)  $0.8\% < A_s/B < 6\%$  pour une de recouvrement (Z.R)

- $A_s$  : la section d'acier.
- B : section du béton (cm<sup>2</sup>)

Le diamètre minimal est de 12mm.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieure des zones nodales.

### 5.2.3 Principe de calcul

Les poteaux vont être calculés en flexion composée, en considérant que le plus grand moment des deux moments orthogonaux agissant simultanément sur la section transversale du poteau. A partir des combinaisons, on distingue les cas suivants :

$$\begin{aligned}
 N^{\max} &\longrightarrow M_{\text{correspondant}} \\
 N^{\min} &\longrightarrow M_{\text{correspondant}} \\
 M^{\max} &\longrightarrow N_{\text{correspondant}}
 \end{aligned}$$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

### Remarque

Pour le calcul des différentes sections de ferrailage, on a utilisé un logiciel de calcul (SOCOTEC), qui calcule selon les règles BAEL (section rectangulaire). Les résultats des efforts et ferrailage des poteaux sont regroupés dans les tableaux donnés en annexe.

### 5.2.4 Calculs du ferrailage

#### 5.2.4.1 Situation durable

##### a- Combinaison : 1.35G+1.5Q

**Tableau 5.2** Ferrailage des poteaux situation durable ( $N_{\max}$ ,  $M_{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section	$N_{\max}$ (KN)	$M_{\text{corr}}$ (KN.m)	Sollicitation	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s \min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	50X50	2200.33	-13.391	S.E.C	0	0	22.5
1	50X50	-1923.56	45.168	S.E.C	0	0	22.5
2	45X45	-1656.7	32.554	S.E.C	0	0	18.225
3	45X45	-1401.15	41.399	S.E.C	0	0	18.225
4	40X40	-1150.16	32.027	S.E.C	0	0	14.4
5	40X40	-909.77	39.107	S.E.C	0	0	14.4
6	35X35	-670.43	29.263	S.E.C	0	0	11.025
7	35X35	-426.46	34.198	S.E.C	0	0	11.025
8	35X35	-203.66	17.784	S.E.C	0	0	11.025

**Tableau 5.3 :** Ferrailage des poteaux situation durable ( $M_{max}$ ,  $N_{corr}$ ).

Niveaux	Section	$M_{max}$ (KN.m)	$N_{corr}$ (KN)	Sollicitation	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	50X50	42.121	-1456.32	S.E.C	0	0	22.5
1	50X50	53.833	-1290.39	S.E.C	0	0	22.5
2	45X45	36.611	-1124.82	S.E.C	0	0	18.225
3	45X45	44.458	-962.95	S.E.C	0	0	18.225
4	40X40	37.857	-800.01	S.E.C	0	0	14.4
5	40X40	44.962	-640.3	S.E.C	0	0	14.4
6	35X35	36.838	-479.9	S.E.C	0	0	11.025
7	35X35	35.59	-328.02	S.E.C	0	0	11.025
8	35X35	46.051	-155.97	S.P.C	0	2.25	11.025

#### 5.2.4.2 Situations accidentelles

##### a- Combinaison : G+Q+E

**Tableau 5.4 :** Ferrailage des poteaux situation accidentelle ( $N_{max}$  ;  $M_{corr}$ ).

Niveaux	Section	$N_{max}$ (KN)	$M_{corr}$ (KN.m)	Sollicitation	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	50X50	-2281.35	-51.432	S.E.C	0	0	22.5
1	50X50	-1979.04	-47.936	S.E.C	0	0	22.5
2	45X45	-1669.35	-44.136	S.E.C	0	0	18.225
3	45X45	-1358.84	-52.327	S.E.C	0	0	18.225
4	40X40	-1050.55	-41.935	S.E.C	0	0	14.4
5	40X40	-757.69	-49.096	S.E.C	0	0	14.4
6	35X35	-516.68	-14.011	S.E.C	0	0	11.025
7	35X35	-393.62	-35.767	S.E.C	0	0	11.025
8	35X35	-192.24	-29.271	S.E.C	0	0	11.025

**Tableau 5.5 :** Ferrailage des poteaux situation accidentelle ( $M_{max}$ ,  $N_{corr}$ ).

Niveaux	Section	$M_{max}$ (KN.m)	$N_{corr}$ (KN)	Sollicitation	$A_s'$ ( $cm^2$ )	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A_{s\ min}$ ( $cm^2$ )
RDC	50X50	79.543	-925.04	S.E.C	0	0	22.5
1	50X50	78.378	-1277.3	S.E.C	0	0	22.5
2	45X45	72.08	-266.07	S.P.C	0	1.35	18.225
3	45X45	95.675	-214.56	S.P.C	0	4.01	18.225
4	40X40	79.296	-168.79	S.P.C	0	4.38	14.4
5	40X40	96.362	-130.35	S.P.C	0	6.57	14.4
6	35X35	68.69	-94.04	S.P.C	0	5.72	11.025
7	35X35	75.023	-62.02	S.P.C	0	6.91	11.025
8	35X35	79.926	-26.88	S.P.C	0	7.98	11.025

**b- Combinaison : 0.8G+E**

**Tableau 5.6 :** Ferrailage des poteaux situation accidentelle ( $N_{max}$  ;  $M_{corr}$ ).

Niveaux	Section	$N_{max}$ (KN)	$M_{corr}$ (KN.m)	Sollicitation	$A_s'$ ( $cm^2$ )	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A_{s\ min}$ ( $cm^2$ )
RDC	50X50	-1762.58	-51.161	S.E.C	0	0	22.5
1	50X50	-1526.42	-46.722	S.E.C	0	0	22.5
2	45X45	-1280.46	-42.914	S.E.C	0	0	18.225
3	45X45	-1031.21	-50.54	S.E.C	0	0	18.225
4	40X40	-782.97	-40.346	S.E.C	0	0	14.40
5	40X40	-547.84	-46.942	S.E.C	0	0	14.40
6	35X35	-364.30	-21.343	S.E.C	0	0	11.025
7	35X35	-300.39	-34.091	S.E.C	0	0	11.025
8	35X35	-153.13	-31.28	S.P.C	0	0.69	11.025

**Tableau 5.7 :** Ferrailage des poteaux situation accidentelle ( $M_{max}$ ,  $N_{corr}$ ).

Niveaux	Section	$M_{max}$ (KN.m)	$N_{Corr}$ (KN)	Sollicitation	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ min}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>RDC</b>	50X50	69.001	-621.21	S.E.C	0	0	22.5
<b>1</b>	50X50	68.489	-167.25	S.P.C	0	4.66	22.5
<b>2</b>	45X45	71.287	-126.57	S.P.C	0	5.56	18.225
<b>3</b>	45X45	94.343	-96.84	S.P.C	0	8.75	18.225
<b>4</b>	40X40	78.006	-72.41	S.P.C	0	7.11	14.40
<b>5</b>	40X40	94.506	-54.13	S.P.C	0	9.34	14.40
<b>6</b>	35X35	67.172	-37.55	S.P.C	0	6.36	11.025
<b>7</b>	35X35	73.132	-24.13	S.P.C	0	7.23	11.025
<b>8</b>	35X35	77.691	-7.36	S.P.C	0	8.00	11.025

### 5.2.4.3 Choix des armatures

**Tableau 5.8 :** Choix des armatures des poteaux.

Niveaux	Section	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ max2}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_{s\ ado}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>RDC</b>	50X50	0	0	22.5	75	150	<b>12T16</b>	24.13
<b>1</b>	50X50	0	4.66	22.5	75	150	<b>12T16</b>	24.13
<b>2</b>	45X45	0	5.56	18.225	60.75	121.5	<b>12T14</b>	18.47
<b>3</b>	45X45	0	8.75	18.225	60.75	121.5	<b>12T14</b>	18.47
<b>4</b>	40X40	0	7.11	14.40	48.00	96	<b>4T14+8T12</b>	15.21
<b>5</b>	40X40	0	9.34	14.40	48.00	96	<b>4T14+8T12</b>	15.21
<b>6</b>	35X35	0	6.36	11.025	36.75	73.5	<b>12T12</b>	13.57
<b>7</b>	35X35	0	7.23	11.025	36.75	73.5	<b>12T12</b>	1.57
<b>8</b>	35X35	0	8	11.025	36.75	73.5	<b>12T12</b>	13.57

**5.2.5 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{ser}, N_{ser}$ ), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

**Béton :**  $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

**Acier :**

- Fissuration peu nuisible ..... Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \xi_s = (\frac{2}{3} f_e, \max(0.5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable ..... $\bar{\sigma}_s = 0.8\xi_s$

Avec :

$\eta = 1.6$  pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc  $\sigma_s = 215,55 \text{ MPa}$ .

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**a- Combinaison : G+Q**

**Tableau 5.9 :** Vérifications des contraintes pour les poteaux carré ( $N_{max}$  ;  $M_{corr}$ )

Niveau	section	$N_{Max}$	$M_{corr}$	$\sigma_s$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc}$	Vérifications
		(KN)	(KN.m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	
<b>RDC</b>	50X50	-1602.33	9.711	63.6	215.55	7.74	18	CV
<b>1</b>	50X50	-140091	32.761	45.8	215.55	7.8	18	CV
<b>2</b>	45X45	-1206.69	23.621	51.4	215.55	8.14	18	CV
<b>3</b>	45X45	-1020.74	30.044	37.9	215.55	7.48	18	CV
<b>4</b>	40X40	-838.09	23.248	39.1	215.55	7.88	18	CV
<b>5</b>	40X40	-663.18	28.392	23.3	215.55	7.08	18	CV
<b>6</b>	35X35	-489.03	21.248	21.4	215.55	10.00	18	CV
<b>7</b>	35X35	-3116	24.819	2.4	215.55	6.15	18	CV
<b>8</b>	35X35	-149.58	12.999	3.07	215.55	3.12	18	CV

**Tableau 5.10 :** Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés ( $M_{max}$  ;  $N_{corr}$ ).

Niveau	section	$M_{max}$	$N_{corr}$	$\sigma_s$	$\overline{\sigma}_s$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	Vérifications
		(KN)	(KN.m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	
<b>RDC</b>	50X50	30.586	-1066.17	32.6	215.55	6.17	18	CV
<b>1</b>	50X50	39.11	-944.54	24	215.55	5.98	18	CV
<b>2</b>	45X45	26.592	-823.23	29.3	215.55	6.17	18	CV
<b>3</b>	45X45	32.281	-704.67	19.8	215.55	5.85	18	CV
<b>4</b>	40X40	27.479	-585.35	12.6	215.55	6.73	18	CV
<b>5</b>	40X40	32.629	-468.45	6.5	215.55	6.08	18	CV
<b>6</b>	35X35	26.731	-351.04	0.65	215.55	6.75	18	CV
<b>7</b>	35X35	25.924	-236.72	15.6	215.55	5.8	18	CV
<b>8</b>	35X35	33.629	-113.71	32.6	215.55	6.17	18	CV

### 5.2.6 Vérification de l'effort tranchant

#### a- Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u$

Avec :

$T_u$  : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

$b$  : Largeur de la section du poteau.

$d$  : Hauteur utile de la section du poteau.

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$\overline{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte limite doit être limitée aux valeurs suivantes :

- Selon le BAEL

Fissuration peu nuisible..... $\overline{\tau}_u = \min(0.2f_{c28}, 5 MPa)$

Fissuration préjudiciable et très préjudiciable..... $\overline{\tau}_u = \min(0.15f_{c28}, 4 MPa)$

- Selon le RPA 99 version 2003

$\rho_d = 0.075$  ..... Si l'élanement  $\lambda \geq 5$ .

$\rho_d = 0.040$  ..... Si l'élanement  $\lambda < 5$ .

Avec :

$\lambda$  : L'élanement du poteau

$i$  : Rayon de giration.

$I$  : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

$B$  : Section du poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 5.11** : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Niveau	section	$T_u$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\lambda$	$\rho_d$	$\bar{\tau}_u$ RPA	$\bar{\tau}_u$ BAEL	Vérification
RDC	50×50	46.26	0.205	4.76	0.04	1.2	3	CV
1	50×50	43.84	0.194	4.284	0.04	1.2	3	CV
2	45×45	-34.52	0.189	4.76	0.04	1.2	3	CV
3	45×45	37.75	0.207	4.76	0.04	1.2	3	CV
4	40×40	33.31	0.231	5.355	0.075	2.25	3	CV
5	40×40	37.44	0.26	5.355	0.075	2.25	3	CV
6	35×35	32.24	0.292	6.12	0.075	2.25	3	CV
7	35×35	-38.03	0.344	6.12	0.075	2.25	3	CV
8	35×35	32.66	0.296	6.12	0.075	2.25	3	CV

### 5.2.7 Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du RPA99 version 2003, elles sont données comme suit :

- Selon le RPA99 version 2003

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$T_u$  : Effort tranchant à l'ELU.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2.5$  ..... Si  $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3.75$  ..... Si  $\lambda_g < 5$

$\lambda_g$  : Elancement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$t \leq 10\text{cm}$  ..... Zone nodale (zone III).

$t' \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \varnothing_1)$  ..... Zone courante (zone III).

$\varnothing_1$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t B}$  en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3\% \dots \dots \dots \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \dots \dots \dots \text{Si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

$\lambda_g$  : L'elancement géométrique du Poteau  $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$

$L_f = 0.7 L_o$  **CBA article B 8.3.3**

$a$  : Dimension de la section droite du poteau.

$L_f$  : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_e=400\text{MPa}$  (FeE400).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

**Tableau 5.12 :** Espacements maximales selon RPA99.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Barres	Ø <sub>1</sub> (mm)	S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)
				Z. N	Z. C
RDC+1 ET	50 x 50	12T16	16	10	15
2+3ET	45 x 45	12T14	14	10	15
4+5 ET	40 x 40	8T14+4T12	12	10	15
6+7+8 ET	35 x 35	12T12	12	10	15

**Tableau 5.13 :** Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	Section	L <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>a</sub>	T <sub>u max</sub> (KN)	Zone	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
RDC+1 ET	50 x 50	2.38	4.76	3.75	46.26	N	10	1.48	<b>6T8 =3.02 cm<sup>2</sup></b>
						C	15	2.21	<b>6T8</b>
2 + 3 ET	45 x 45	2.14	4.76	3.75	37.75	N	10	1.34	<b>6T8</b>
						C	15	2.01	<b>6T8</b>
4 + 5 ET	40 x 40	2.14	5.35	2.50	37.44	N	10	1.49	<b>6T8</b>
						C	15	2.24	<b>6T8</b>
6 +7+8 ET	35 x 35	2.14	6.12	2.50	38.03	N	10	1.73	<b>6T8</b>
						C	15	2.60	<b>6T8</b>

### 5.2.8 Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : L<sub>r</sub> =50 Øl en zone III. Pour :

Les barres	T12	T14	T16
Le choix (cm)	<b>60</b>	<b>70</b>	<b>80</b>

5.2.9 Détermination de la zone nodale

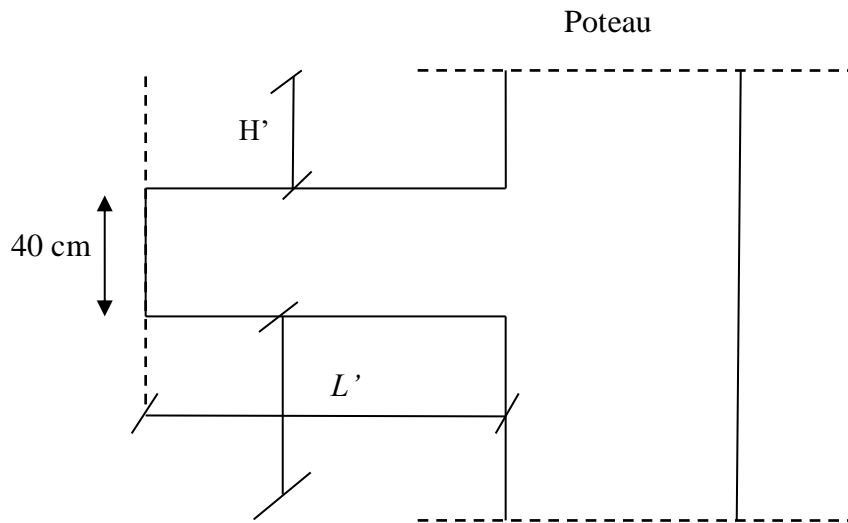


Figure 5.1 : Schéma statique de la zone nodale.

$$\begin{cases} L' = 2 \cdot h_e \\ h' = \max ( h_e/6 ; b ; h_i ; 60cm ) \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} L' = 2 \times 50 = 100 \text{ cm} \\ h' = \max ( 340/6 ; 50 ; 50 ; 60cm ) \end{cases}$$

5.2.10 Schémas de ferrailage

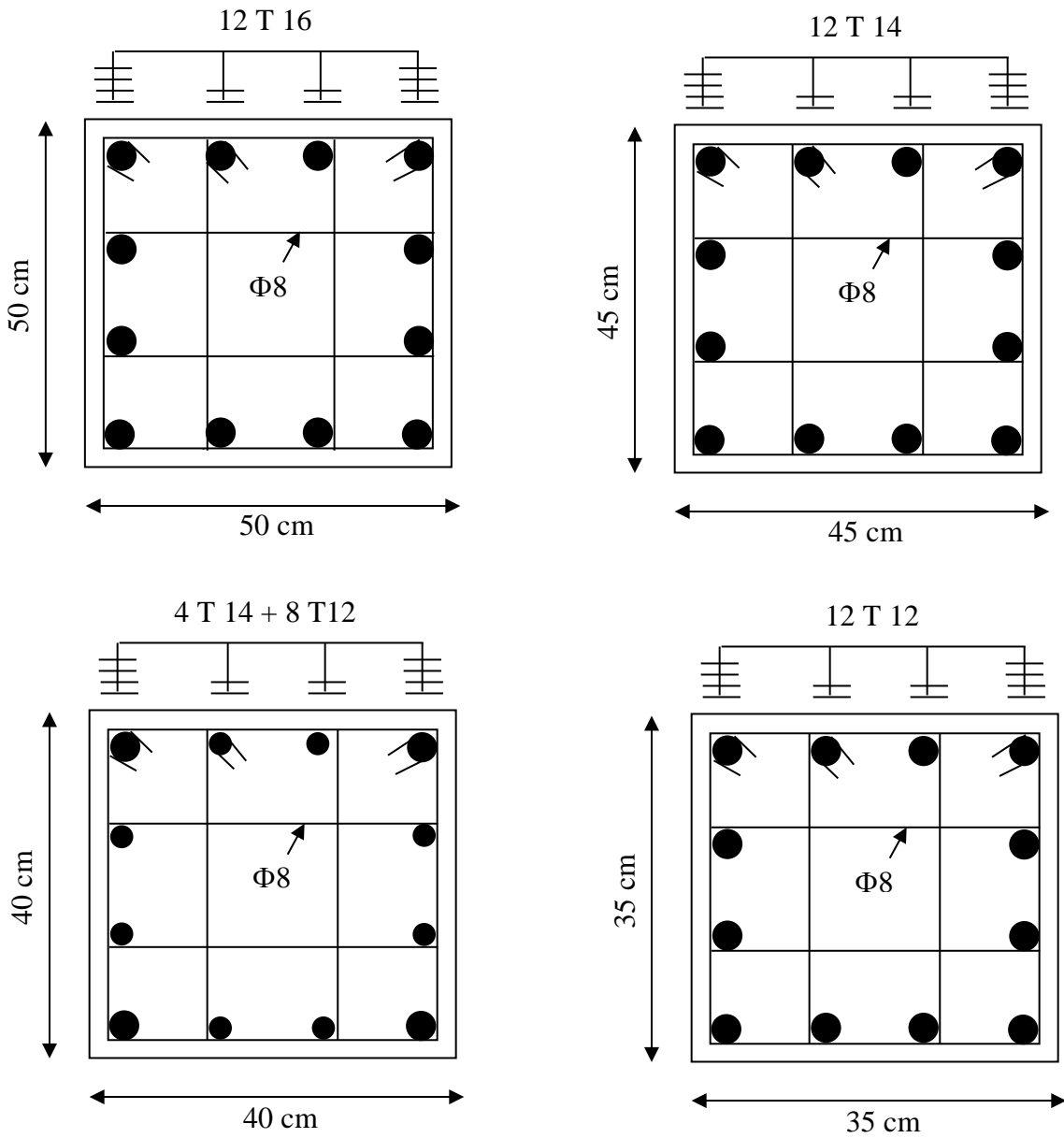
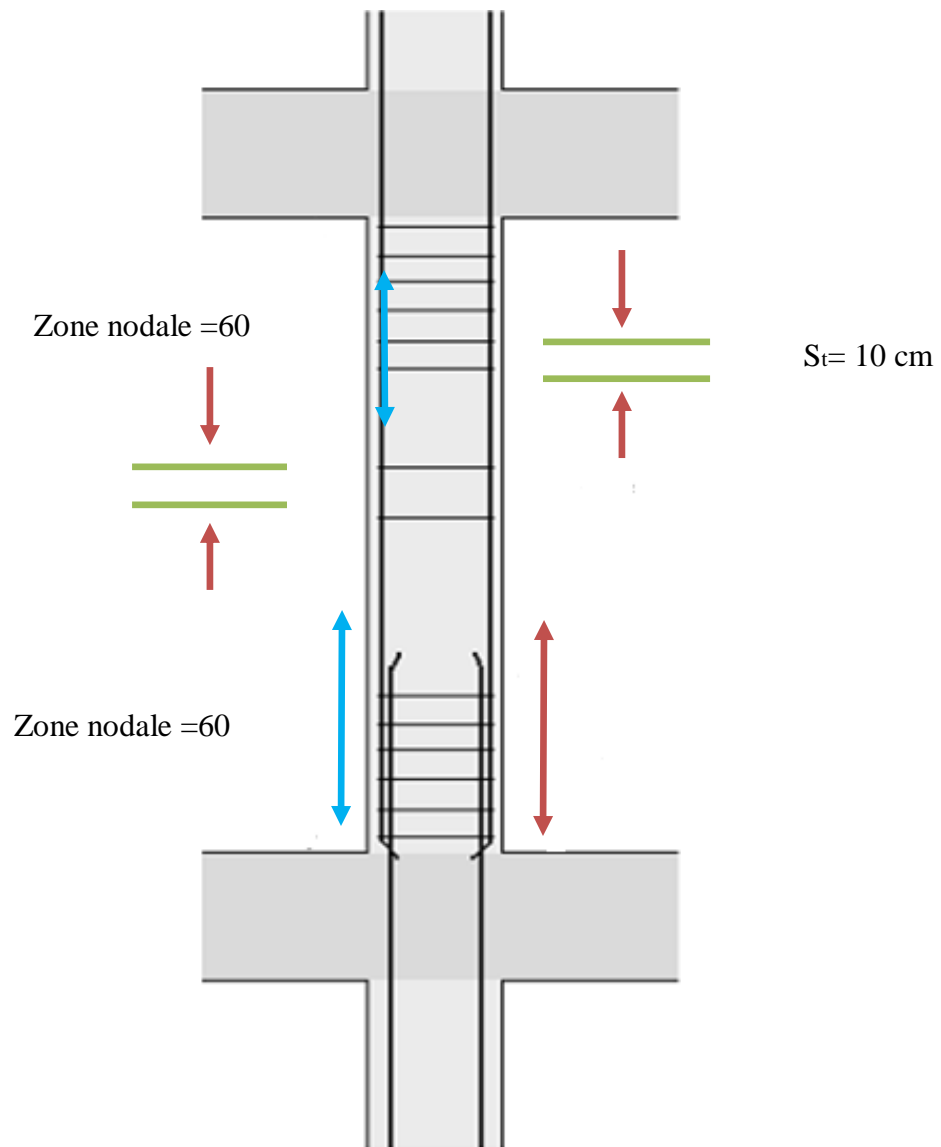


Figure 5.2 : Ferrailages des poteaux.



**Figure 5.3** : Coup longitudinale des armatures des poteaux.

### 5.3 Ferrailage des poutres

#### 5.3.1 Introduction

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

#### 5.3.2 Les combinaisons de charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

Combinaisons exigées par le " **CBA 93 [3]** "

- E.L.U :  $1.35 G + 1.5 Q$
- E.L.S :  $G + Q$

Combinaisons exigées par le " **RPA99 modifié en 2003 [1]** "

- $G + Q \pm E$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

#### 5.3.3 Recommandations des règlements

Selon **RPA99 modifié en 2003 article 7.5.2.1 [1]**

Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donnée par :

- $0.5 \% \leq \frac{A}{B.h} \leq 4\%$  au niveau de la zone courante.
- $0.5 \% \leq \frac{A}{B.h} \leq 6\%$  au niveau de la zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de  $50\Phi$  (**zone III**).
- ✓ Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.
- ✓ La quantité d'armatures "  $A_t$  ", est donnée par :  $A_t = 0.003 S_t.b$

b : longueur de la poutre.

$S_t$  : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :

$$S_t \leq \text{Min} \left[ \frac{h}{4}; 12\phi \right] \text{ (Zone nodale).}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ (Zone courante).}$$

Les poutres sont ferrées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle). Les efforts normaux seront négligés, ainsi les poutres seront sollicitées uniquement par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Les armatures longitudinales sont déterminées en flexion simple, en tenant compte des deux situations suivantes :

✓ **Situation durable**

Béton :  $\gamma_b = 1,5$  ;  $f_{c28} = 30$  MPa ;  $\sigma_{bc} = 17$  MPa.

Acier :  $\gamma_s = 1,15$  ; FeE 400 ;  $\sigma_s = 348$  MPa.

✓ **Situation accidentelle**

Béton :  $\gamma_b = 1,5$  ;  $f_{c28} = 30$  MPa ;  $\sigma_{bc} = 17$  MPa.

Acier :  $\gamma_s = 1,00$  ; FeE 400 ;  $\sigma_s = 400$  MPa.

**5.3.4 Calcul du ferrailage**

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens : Sens-X et Sens-Y.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

**5.3.4.1. Sens-Y : poutre (30x40)**

**A. Situation durable : 1.35G+1.5Q**

**Tableau 5.14 : Ferrailage des poutres de sens-Y**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s min RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )
Du RDC jusqu'au 08 <sup>ème</sup> étages	30 x 40	Travée	56.096	4.84	0	6
		Appui	-61.899	5.37	0	6

**B. Situation accidentelle : G+Q±E**

**Tableau 5.15 : Ferrailage des poutres de sens-Y**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s min RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )
Du RDC jusqu'au 08 <sup>ème</sup> étages	30 x 40	Travée	98.562	7.54	0	6
		Appui	-132.669	10.44	0	6

5.3.4.2 Sens-X : poutre (30x35)

A. Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau 5.16 : Ferrailage des poutres sens-X

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s min RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )
Du RDC jusqu'au 08 <sup>ème</sup> étages	30 x 35	Travée	25.502	2.52	0	5.25
		Appui	-46.388	4.7	0	5.25

B. Situation accidentelle : G+Q±E

Tableau 5.17 : Ferrailage des poutres sens-X

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s min RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )
Du RDC jusqu'au 08 <sup>ème</sup> ET	30 x 35	Travée	82.524	7.45	0	5.25
		Appui	-111.089	10.36	0	5.25

5.3.5 Choix des armatures

5.3.5.1 Sens-Y

Tableau 5.18 : Choix des armatures pour les poutres sens Y

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	A <sub>s max</sub>	A <sub>s min</sub>	A <sub>s min</sub>	A <sub>s cal</sub>	Choix des armatures	A <sub>s ado</sub>
			(ZN)(cm <sup>2</sup> )	(ZR)(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )		(cm <sup>2</sup> )
Du RDC jusqu'au 08 <sup>ème</sup> ET	30x40	Travée	48	72	6	7.54	6T14	9.24
		Appui				10.44		3T16+3T14

5.3.5.2 Sens-X

Tableau 5.19 : Choix des armatures pour les poutres sens X

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	A <sub>s max</sub>	A <sub>s min</sub>	A <sub>s min</sub>	A <sub>s cal</sub>	Choix des armatures	A <sub>s ado</sub>
			(ZN)(cm <sup>2</sup> )	(ZR)(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )		(cm <sup>2</sup> )
Du RDC jusqu'au 08 <sup>ème</sup> ET	30x35	Travée	42	63	5.25	7.45	5T14	7.7
		Appui				10.36		3T16+3T14

### 5.3.6 Vérification vis-à-vis de L'ELS

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

#### 5.3.6.1 Sens Y : poutre (30×45)

##### A. Combinaison G+Q

Tableau 5.20 : Vérification des poutres sens-Y

Niveaux	Position	M <sub>ser</sub>	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	σ <sub>s</sub>	σ̄ <sub>s</sub>	Condition
		(KN.m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	
Du RDC jusqu'au 08 <sup>ème</sup> ET	Travée	41.055	6.47	18	146.4	215.55	CV
	Appui	-45.048	6.79		140.5		

#### 5.3.6.2 Sens X : poutre (30×40)

##### A. Combinaison G+Q

Tableau 5.21 Vérification des poutres sens-X

Niveaux	Position	M <sub>ser</sub>	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	σ <sub>s</sub>	σ̄ <sub>s</sub>	Condition
		(KN.m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	
Du RDC jusqu'au 08 <sup>ème</sup> ET	Travée	18.663	4.04	18	93	215.55	CV
	Appui	-33.887	6.63		124.5		

### 5.3.6 Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

#### 5.3.6.1 Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ .

Avec :

**T<sub>u</sub>** : l'effort tranchant maximum.

**b** : Largeur de la section de la poutre.

**d** : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10 f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa}$  (Fissuration préjudiciable).

Tableau 5.22 Vérification de la contrainte de cisaillement

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	Condition
Du RDC jusqu'au 08 <sup>ème</sup> ET	Sans-Y : (30 x 40)	152.86	2.50	3	CV
	Sans-X : (30 x 35)	-95.56	1.01	3	CV

**Calcul des armatures transversales**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE400 ( $F_e=400$  MPa).

- **Selon le BAEL 91 modifié 99**

$$S_t = \min(0.9d; 40cm)$$

$$\frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{c28}}{0.8f_e} K \quad K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage.}$$

$$\frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4MPa\right)$$

- **Selon le RPA 99 modifié 2003**

$$A_t = 0.003 S_t b$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30cm\right) \text{ En Zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ En dehors de la Zone nodale.}$$

$$\text{Avec : } \phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_t\right\}$$

On prend  $\Phi 8$

Les résultats de calcul sont résumés dans les deux tableaux suivants :

**Tableau 5.23:** Armatures transversals

Sens	section	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	BAEL91	RPA99		S <sub>t adop</sub>		A <sub>t</sub> max (cm <sup>2</sup> )	Choix
				S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)		
					ZN	ZC	ZN	ZC		
<b>Sens-Y</b>	(30x40)	152.63	2.5	32.4	10	15	10	15	2.5	4T8
<b>Sens-X</b>	(30x35)	-95.56	1.01	28.35	10	15	10	15	1.35	4T8

**5.3.7. Recouvrement des armatures longitudinales**

L<sub>r</sub>=40∅ (en zone III), L<sub>r</sub> : Longueur de recouvrement.

On a :

**Tableau 5.24** : Recouvrement des armatures longitudinales.

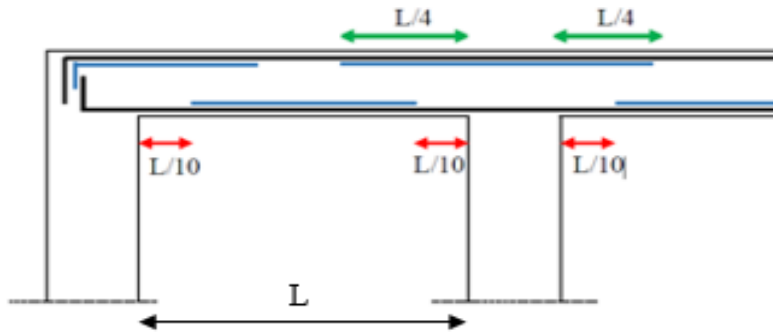
Les barres	T14	T16
Le choix (cm)	70	80

**5.3.8. Arrêt des barres**

Armature inférieures :  $h \leq \frac{L}{10} \frac{L^{MAX}}{4}$  Appuis en travée de rive.

Armature inférieures :  $h \geq \frac{L^{MAX}}{5}$  Appuis en travée intermédiaire.

Avec :  $L = \text{Max}(L_{gauche}, L_{droite},)$



**Figure 5.4** : Arrêt des barres

On doit vérifier que :

**Avec :**

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément répartie ;

La flèche maximale est donnée par :  $f_{max} \leq \bar{f}$

Avec :

$$\bar{f} = \begin{cases} 0.5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5 \text{ m} \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5 \text{ m} \end{cases}$$

L : La portée de la poutre.

h : La hauteur de la section de la poutre.

$f_{max}$  : La flèche maximale de la poutre.

q : Charge uniformément répartie déterminée à E.L.S ( $q=G+Q$ ).

G : Charge permanente reprise par la poutre.

Q : Charge d'exploitation supportée par la poutre.

$I_b$  : Moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion  $I_b = \frac{bh^3}{12}$ .

$E_{vj}$  : Module d'élasticité différé du béton armé ( $E_{vj}=10721,40\text{MPa}$ ).

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Poutre sens-X :

$$\bar{f}_1 = \frac{L(cm)}{500} = 0.66 \text{ cm} \quad (L = 3.3 \text{ m} \leq 5 \text{ m})$$

Poutre sens-Y :

$$\bar{f}_2 = \frac{L(cm)}{500} = 0.84 \text{ cm} \quad (L = 4.20 \text{ m} \leq 5 \text{ m})$$

$f_i$  : La flèche due aux charges instantanées.

$f_v$  : La flèche due aux charges de longue durée.

✓ **Position de l'axe neutre «  $y_1$  »**

$$y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s}$$

✓ **Moment d'inertie de la section totale homogène «  $I_0$  » :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh\left(y - \frac{h}{2}\right)^2 - 15A_s(d - y_1)^2$$

✓ **Calcul des moments d'inerties fictifs**

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\delta(2+3\frac{b_0}{b})} : \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\delta(2+3\frac{b_0}{b})} : \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}, I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh\left(y - \frac{h}{2}\right)^2 - 15A_s(d - y_1)^2$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

**Tableau 5.25** : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche

Sens	section	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>1</sub> (cm)	δ	σ <sub>s</sub> (MPa)	λ <sub>i</sub>
Sans-Y	(30x40)	41.055	9.24	21.65	0.0085	123.421	2.731
Sans-X	(30x35)	18.663	7.70	18.88	0.0081	76.944	2.866

Sens	λ <sub>v</sub>	μ	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fv</sub> (cm <sup>4</sup> )
Sans-Y	1.092	0.363	134726.141	74421.13	96481.32
Sans-X	1.146	0.141	90792.08	71128.02	78162.16

### Calcul des modules de déformation

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 34179.55 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 11496.76 \text{ MPa}$$

### Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (sens-Y)

$$F_{i1} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 2.84 \text{ mm (L = 4.20 m)}$$

### Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$F_{v1} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 6.53 \text{ mm (L = 4.20 m)}$$

$$\Delta f_T = f_{v1} - f_{i1} = 3.69 \text{ mm} \leq 8.40 \text{ mm CV}$$

### Calcul de la flèche due aux déformations instantanée

$$F_{i3} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 0.83 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$F_{v3} = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 2.26$$

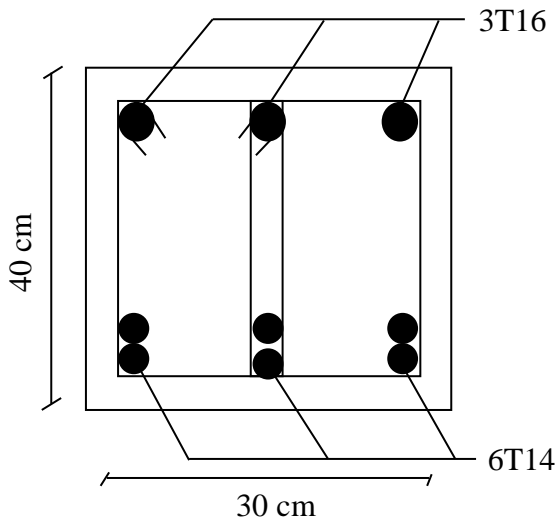
$$\Delta f_T = f_{v3} - f_{i3} = 1.43 \text{ mm} \leq 6.60 \text{ mm CV}$$

Tableau 5.26 : Vérification de la flèche

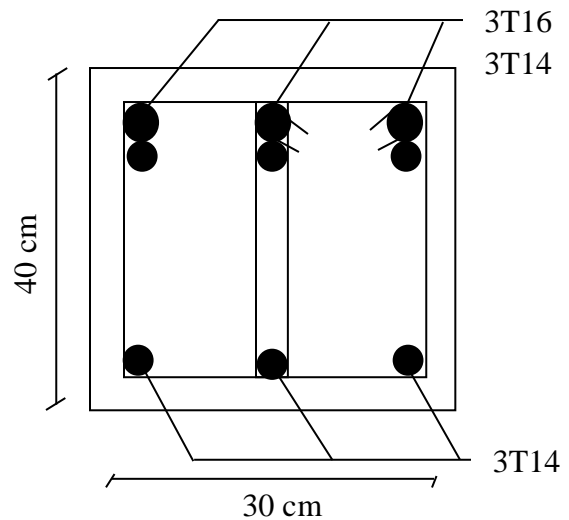
section	$f_v$ (mm)	$f_i$ (mm)	$f$ (mm)	$\bar{f}$ (mm)	Observation
30x45	6.53	2.84	3.69	8.40	Vérifiée
30x40	2.26	0.83	1.43	6.60	Vérifiée

5.3.9 Schéma de ferrailage :

Sens-Y

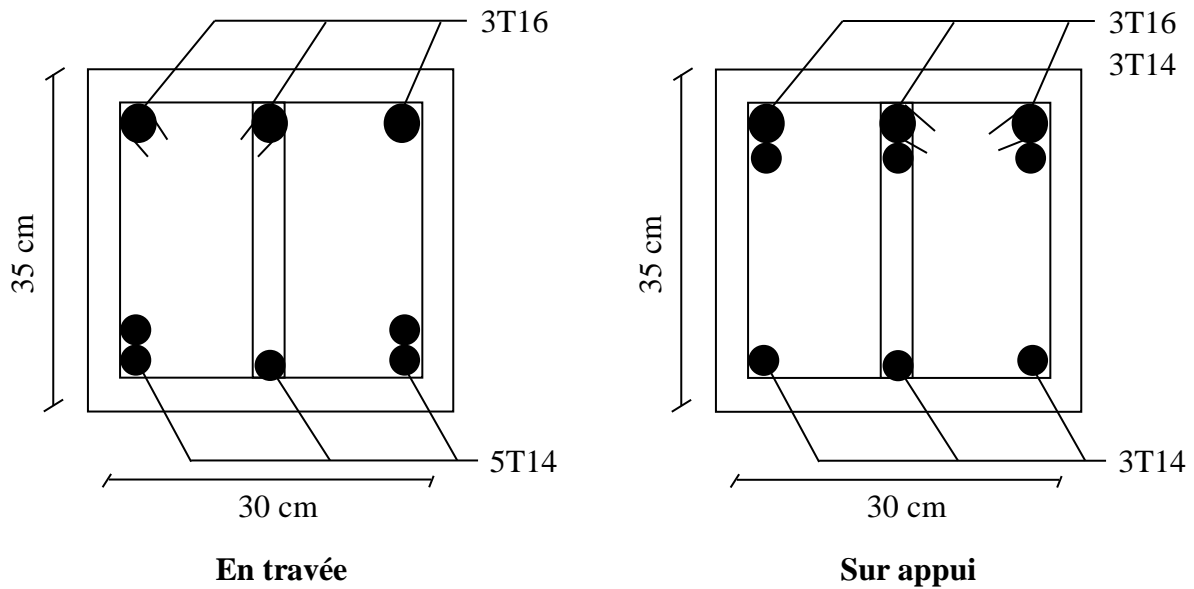


En travée



Sur appui

Sens-X



## 5.4 Ferrailage des voiles

### 5.4.1. Introduction

Les voiles et les murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée. auxquels on réservera le nom de murs.
- En béton armé ou non armé. et appelés voiles.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

### 5.4.2 Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto stables.
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques appelés contreventement, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

### 5.4.3 Rôle de contreventement

Un voile en béton armé doit faire l'objet des vérifications suivantes :

- Justification de la stabilité de forme (résistance au flambement) ;
- Résistance à l'effort tranchant ;
- Résistance en flexion composée.

Dans ce qui suit, nous présentons deux méthodes de calcul des voiles : la première méthode dite méthode des contraintes (ou méthode simplifiée), elle suppose que le diagramme des contraintes dans la section du voile est linéaire et le calcul des sollicitations est basé sur ce diagramme. La deuxième méthode est basée sur des recommandations réglementaires et expérimentales. Le voile est considéré comme un élément vertical sollicité en flexion composée, ( $N_u$ ,  $M_u$ ) et un effort tranchant  $V_u$ .

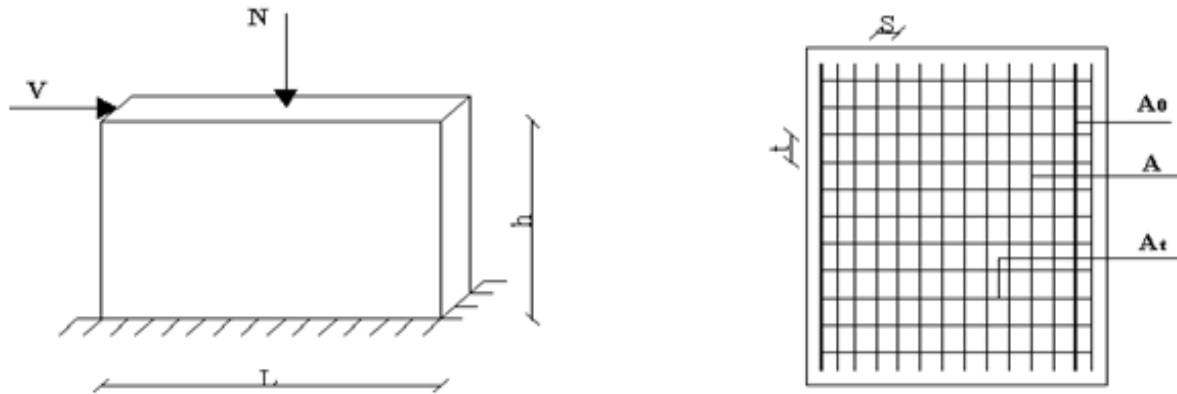
### 5.4.4 Introduction au ferrailage des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. Le voile est sollicité par un effort normal  $N$  et un effort tranchant  $V$  constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

1. D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage  $\rho_{v0}$ ) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage  $\rho_v$ ).
2. D'armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage  $\rho_H$ .
3. Les armatures transversales (épingles) (perpendiculaires au parement du voile).
4. Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.



Armatures	Aire	Pourcentage
Verticales concentrées	$A_0$	$\rho_0 = A_0/B$
Verticales réparties	$A$	$\rho = A/es$
Horizontales réparties	$A_t$	$\rho_t = A_t/et$

Figure 5.5 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

### 5.4.5 Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA99 modifié en 2003)

#### 1. Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile 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 sur toute la zone tendue est de 0.2%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20 % de la section horizontale du béton tendu.

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $(l / 10)$  de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm

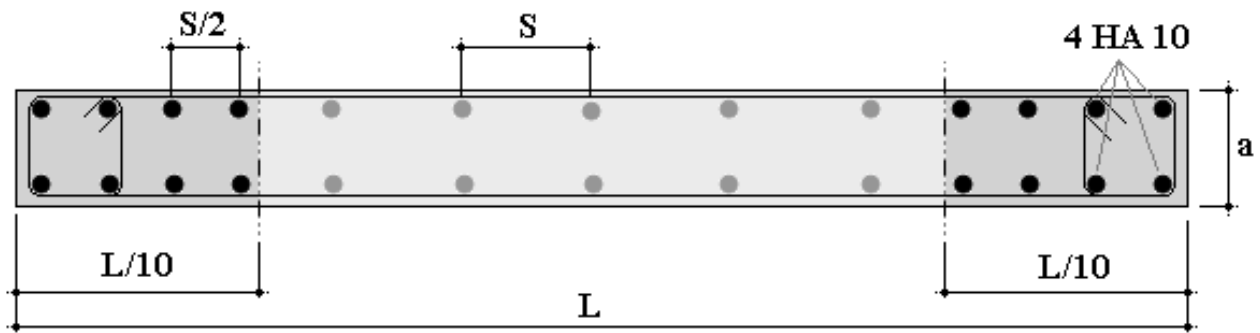


Figure 5.6 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

## 2. Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de 10. Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

## 3. Règles communes

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, 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 valeurs suivantes :

$$S \leq \begin{cases} 1,5 \alpha \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

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 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40 $\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20 $\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :  $A = I.I. V/f_e$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

#### **5.4.6 Méthode de ferrailage des voiles**

On calcule les contraintes maximales et minimales par la formule de NAVIER

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \mp \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section transversale du voile.

I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

Pour le calcul du ferrailage en 3 cas :

##### **1<sup>ère</sup> cas**

• Si  $(\sigma_1 ; \sigma_2) \geq 0$  la section du voile est entièrement comprimée, la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 2003 ( $A_{\min}=0.2\% a.l$ ).

##### **2<sup>ème</sup> cas**

• Si  $(\sigma_1 ; \sigma_2) \leq 0$  la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimée)

On calcule le volume des contraintes de traction  $F_t$ .

- La section des armatures verticales

$$A_V = \frac{F_t}{f_e}$$

On compare  $A_V$  avec la section minimale exigée par RPA 2003 :

- Si  $A_V \leq A_{\min} = 0.20\% .a.L$ , on ferraille avec la section minimale.
- Si  $A_V > A_{\min} = 0.20\% .a.L$ , on ferraille avec  $A_V$ .

La section des armatures horizontales est donnée par le pourcentage minimale est suivant :

$$A_h = 0,15\% .a.100 (1ml)$$

### 3<sup>ème</sup> cas

- Si  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée,

On calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

- **Armature horizontale**

Ces armatures doivent supporter les efforts de traction d'après (**RPA 2003 articles 7.7.2**)

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 6 MPa$$

T : effort tranchant du au séisme.

a : épaisseur du voile.

d = 0.9h.

h : hauteur total de la section.

$\tau_b$  : Contraintes admissible du béton.

Le pourcentage minimal total des armatures données par RPA 2003 :

$$\tau_b \leq 0,025f_{c28} = 0.75MPa \Rightarrow A = 0,15\% .a.1m$$

$$\tau_b > 0,025f_{c28} = 0.75MPa \Rightarrow A = 0,25\% .a.1m$$

### **L'espacement : d'après le RPA 2003 $S \leq (1.5a ; 30cm)$**

Les longueurs de recouvrement doivent égale à :

- 40 $\phi$  les barres situées dans la zone ou le renversement des efforts sont possibles.
- 20 $\phi$  les barres situées dans la zone comprimées sous l'action des charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{x}{L}$$

Avec :  $\bar{V} = 1.4V$

V : L'effort tranchant dans la section considérée

X : Longueur de la zone tendue

L : Longueur du voile

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

### Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaire à la face du voile sont des épingles au nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

### 5.4.7 Ferrailage des voiles

Les voiles sont ferrailés par la combinaison : 08 G ± E

#### A. Voile plein en béton armé de forme rectangulaire avec deux poteaux

Soit le voile en béton armé représenté sur la figure 5.7 avec les caractéristiques géométriques suivantes :

M (KN.m)	N (KN)	V (KN)	$f_{c28}$ (MPa)	a (m)	$h_e$ (m)	I (m <sup>4</sup> )	V (m)	V' (m)	L (m)	$b_p$ (m)	$h_p$ (m)
7894.153	2010.83	891.27	30	0.20	3.40	1.40	1.75	1.75	3.50	0.50	0.50

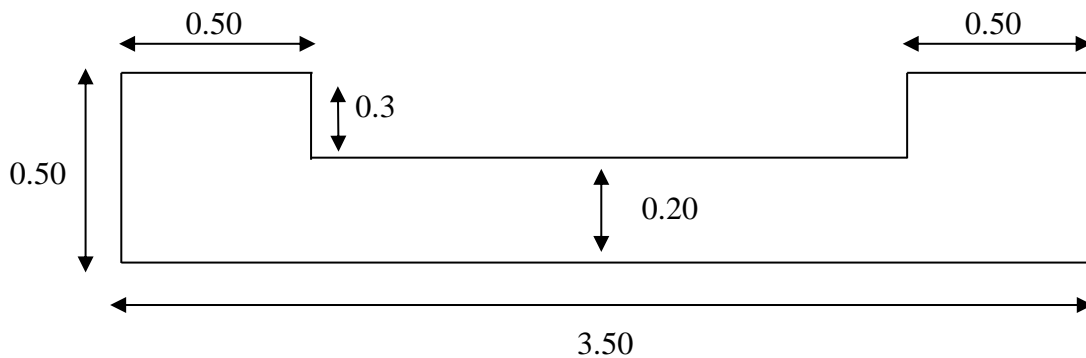


Figure 5.7 : Voile plein de forme rectangulaire avec deux poteaux.

### 1. Calcul des contraintes

Les contraintes sont déterminées par la formule de Navier :

$$\sigma_1 = \left[ \frac{N}{A} - \frac{MV}{I} \right] = \left[ \frac{2010.83}{1.00} - \frac{7894.15 \times 1.75}{1.40} \right] = -7856.86 \text{ KN/m}^2 = -7.86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[ \frac{N}{A} + \frac{MV'}{I} \right] = \left[ \frac{2010.83}{1.00} + \frac{7894.15 \times 1.75}{1.40} \right] = 11878.52 \text{ KN/m}^2 = 11.88 \text{ MPa}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

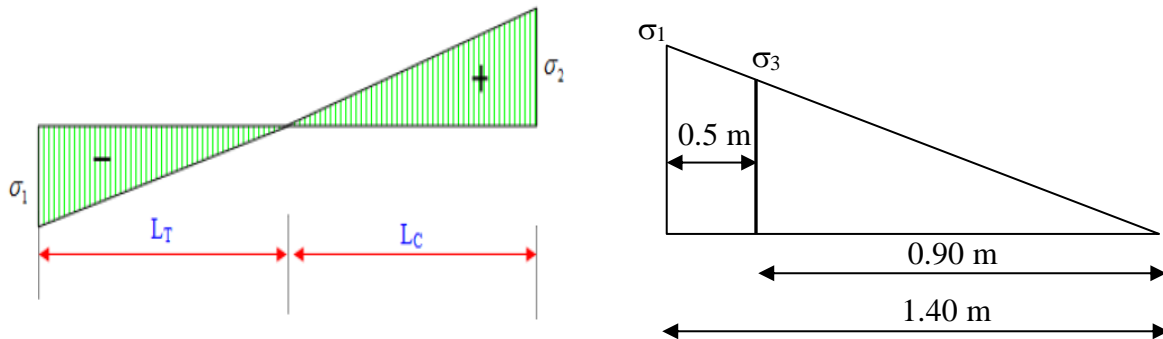
### 2. Calcul de la longueur tendue

$$L_T = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

$$L_T = \frac{7856.86 \times 3.50}{11878.52 + 7856.86} = 1.40 \text{ m}$$

$$L_C = L - L_T = 3.50 - 1.40 = 2.10 \text{ m}$$

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{1.40}{0.9} \rightarrow \sigma_3 = \frac{\sigma_1 \times 0.9}{1.40} = \frac{-7856.86 \times 0.9}{1.40} = -5050.84 \text{ KN/m}^2 = -5.05 \text{ MPa}$$



### 3. Détermination des armatures verticales

#### a- Partie du poteau

La force de traction est donnée par :

$$F_1 = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} \times b_p \times h_p = \frac{(7856.86 + 5050.84)}{2} \times 0.5 \times 0.5 = 1613.46 \text{ KN}$$

$$A_{V1} = \frac{F_1}{f_e} = \frac{1613.46}{400 \times 10^3} = 4.034 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 40.34 \text{ cm}^2$$

**b- Partie rectangulaire**

La force de traction est donnée par :

$$F_2 = \frac{\sigma_3 \times 0.9}{2} \times a = \frac{5050.84 \times 0.9}{2} \times 0.2 = 454.58 \text{ KN}$$

$$A_{V2} = \frac{F_2}{f_e} = \frac{454.58}{400 \times 10^3} = 1.136 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 11.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{Vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{X}{L} = 1.1 \frac{1.4V}{f_e} \times \frac{X}{L} = 1.1 \frac{1.4 \times 891.27}{400 \times 10^3} \times \frac{1.40}{3.50} = 1.373 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 13.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{Poteau} = A_{V1} + 4.90 = 45.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{Voile} = A_{V2} + 8.82 = 20.18 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_{\text{ poteau}} = (16T20) \dots\dots\dots A_{adop} = 50.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ voile}} = 2 \times (7T14) \dots\dots\dots A_{adop} = 21.55 \text{ cm}^2$$

**4. Espacement exigé par R.P.A 99**

Espacement exigé par RPA 99/version 2003 :  $S_t = \min (1.5a ; 30) \text{ cm} = \min (1.5 \times 20 ; 30) \text{ cm}$

$S_t = 30 \text{ cm}$ , on prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

**5. Vérification et choix d’armatures verticales**

Selon RPA 99/version 2003, la section minimale d’armatures verticales est donnée par :

$$A_{min} = 0.2\% b \times h = \frac{0.2 \times a \times x}{100} = \frac{0.2 \times 20 \times 140}{100} = 5.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 5.60 \text{ cm}^2 < A_{calculée} = 71.82 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée).}$$

**6. Calcul de la section d’armatures horizontales**

La contrainte au cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V_u}{0.9 \times L \times a} = \frac{1.4 \times 891.270}{0.9 \times 3500 \times 200} = 1.98 \text{ MPa}$$

$$\tau_b > \bar{\tau}_b = 0.025 f_{c28} = 0.75 \text{ MPa}$$

Donc la section d’armatures horizontales est calculée par le pourcentage minimum exigé par

RPA 99/version 2003 :

$$A_h \geq 0.0025 \cdot b \cdot a \text{ (} b = 1 \text{ m et } a = 20 \text{ cm)}$$

$$A_h \geq 0.0025 \times 100 \times 20 = 5.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend pour une bande de 1 m : } A_h = 2(6T10) \text{ e } = 20 \text{ cm} = 7.85 \text{ cm}^2$$

**7. Vérification des contraintes du béton sous la combinaison G+Q ± E**

Les sollicitations sont : N = 2808.32 KN et M = 7892.41 KN.m

$$\sigma_1 = \left[ \frac{N}{A} + \frac{MV}{I} \right] = \left[ \frac{2808.32}{1.00} + \frac{7892.41 \times 1.75}{1.40} \right] = 12673.83 \text{ KN/m}^2 = 12.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[ \frac{N}{A} + \frac{MV'}{I} \right] = \left[ \frac{2808.32}{1.00} - \frac{7892.41 \times 1.75}{1.40} \right] = -7057.20 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = -7.06 \text{ MPa}$$

$(\sigma_1 ; \sigma_2) < 0.6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$  (Condition vérifiée).

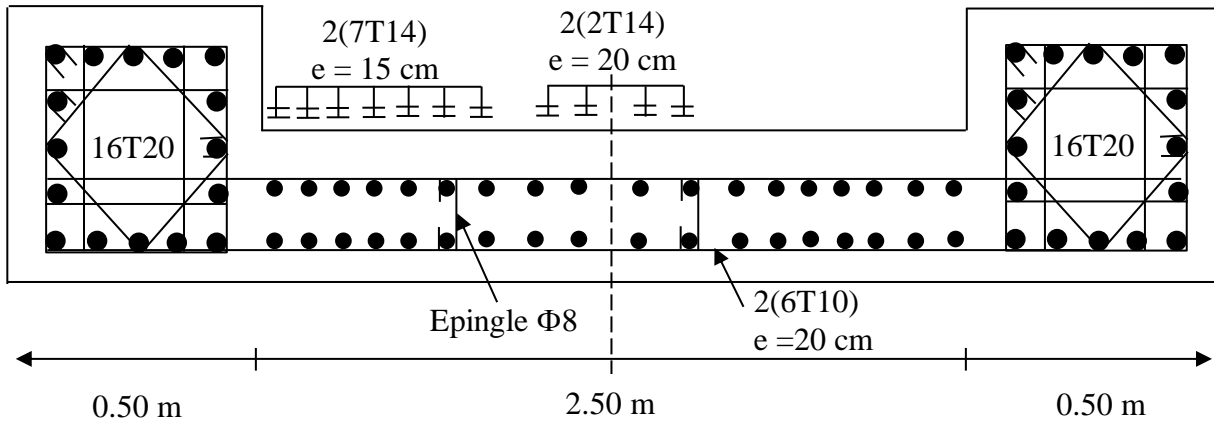
**8. Armatures courantes**

$$A_c \geq 0.2\% \times (1 - 2L_T)a = 0.002 \times (350 - 2 \times 140) \times 20 = 2.80 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_c = 2(2T14) = 6.16 \text{ cm}^2$

**9. Schéma de ferrailage**

Le schéma de ferrailage du voile est présenté sur la Figure.



**Figure 5.8 :** Schéma de ferrailage du voile rectangulaire avec deux poteaux.

**B. Voile plein en béton armé de forme rectangulaire avec poteau**

Soit le voile en béton armé représenté sur la Figure 5.9 avec les caractéristiques géométriques suivantes :

M (KN.m)	N (KN)	V (KN)	F <sub>c28</sub> (MPa)	a (m)	h <sub>e</sub> (m)	I (m <sup>4</sup> )	V (m)	V' (m)	L (m)	b <sub>p</sub> (m)	h <sub>p</sub> (m)
290.414	3076.87	302.8	30	0.20	3.40	0.0358	0.43	0.67	1.10	0.50	0.50

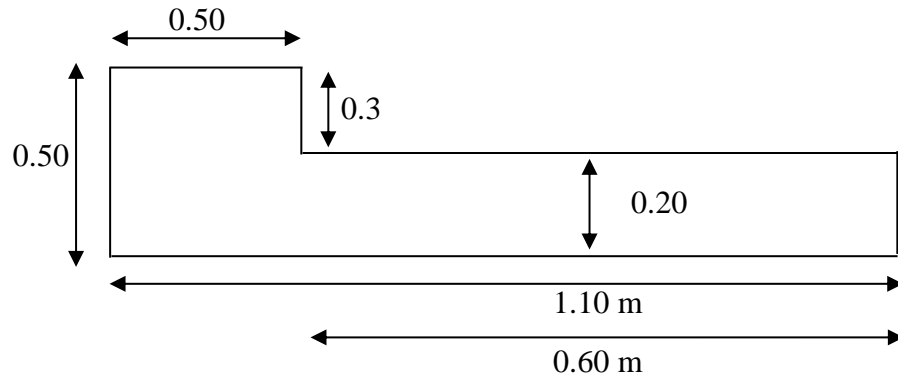


Figure 5.9 : Voile rectangulaire avec poteau.

### 1. Calcul des contraintes

Les contraintes sont déterminées par la formule de Navier :

$$\sigma_1 = \left[ \frac{N}{A} - \frac{MV}{I} \right] = \left[ \frac{3076.87}{0.37} - \frac{290.41 \times 0.43}{0.0358} \right] = 4827.70 \text{ KN/m}^2 = 4.83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[ \frac{N}{A} + \frac{MV'}{I} \right] = \left[ \frac{3076.87}{0.37} + \frac{290.41 \times 0.67}{0.0358} \right] = 13750.91 \text{ KN/m}^2 = 13.75 \text{ MPa}$$

On a  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$ , donc la section du voile est entièrement comprimée «pas de zone tendue» ; alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

### 2. Calcul de la section d'armatures verticales

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A :

$$A_{\min} = 0.20\% a \times L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ( $L = 1 \text{ m}$ )

$$A_{\min} = 0.20\% a \times L = \frac{0.20 \times 0.20 \times 1.00}{100} = 4.00 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 4.00 \text{ cm}^2$$

Espacement exigé par RPA 99/version 2003 :  $S_t = \min (1.5a ; 30) \text{ cm} = \min (1.5 \times 20 ; 30) \text{ cm}$

$S_t = 30 \text{ cm}$ .

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

On opte donc pour chaque nappe d'armatures (Figure) une section de :

**$A_v = 4T12 \text{ e} = 15\text{cm}$ .**

### 3. Calcul de la section d'armatures horizontales

La contrainte au cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_b = \frac{1.4xV_u}{0.9xLxa} = \frac{1.4x302800}{0.9x1100x200} = 2.14 \text{ MPa}$$

$$\tau_b > \bar{\tau}_b = 0.025f_{c28} = 0.75 \text{ MPa}$$

Donc la section d'armatures horizontales est calculée par le pourcentage minimum exigé par RPA 99/version 2003 :

$$A_h \geq 0.0025.b.a \text{ (} b = 1\text{ml et } a = 20 \text{ cm)}.$$

$$A_h \geq 0.0025 \times 100 \times 20 = 5.00 \text{ cm}^2.$$

On prend pour une bande de 1m :  $A_h = 2(6T10) e = 20 \text{ cm} = 7.85 \text{ cm}^2$

### 4. Vérification des contraintes du béton sous la combinaison G+Q ± E

Les sollicitations sont :  $N = 3248.51 \text{ KN}$  et  $M = 286.615 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \left[ \frac{N}{A} - \frac{MV}{I} \right] = \left[ \frac{3248.51}{0.37} - \frac{286.615x0.43}{0.0358} \right] = 5337.17 \text{ KN/m}^2 = 5.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[ \frac{N}{A} + \frac{MV'}{I} \right] = \left[ \frac{3248.51}{0.37} + \frac{286.615x0.67}{0.0358} \right] = 14143.78 \text{ KN/m}^2 = 14.14 \text{ MPa}$$

$(\sigma_1 ; \sigma_2) < 0.6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$  (Condition vérifiée).

### 5. Schéma de ferrailage

Le schéma de ferrailage du voile est présenté sur la Figure.

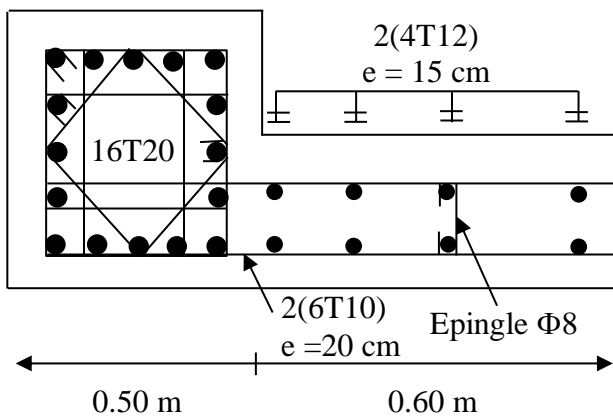


Figure 5.10 : Schéma de ferrailage du voile rectangulaire avec deux poteaux.

C. Ferrailage du linteau

$M_u$ (KN.m)	$N_u$ (KN)	$V_{uL}$ (KN)	$F_{c28}$ (MPa)	$a$ (m)	$h_e$ (m)	$h_1$ (m)	$d'$ (m)	$z$ (m)	$L$ (m)
212.39	161.68	515.87	30	0.20	3.40	1.20	0.12	0.96	1.40

Avec :  $d = 0.9h_1$  ;  $d' = h_1 - d$  ;  $z = h_1 - 2d'$

Intitulée	Formule	Unité	Valeur
L'effort tranchant $V_u$		MN	0.515
L'effort tranchant majoré ( $V_{U'}$ )	$V_{U'} = 1.4V_u$	MN	0.721
Moment fléchissant dû à l'effort tranchant	$M_u = 1.4V_u.L/2$	MN.m	0.707
La contrainte de cisaillement admissible dans le béton	$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$	MN/m <sup>2</sup>	6
La contrainte de cisaillement réelle dans le béton $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$ Donc les démentions du linteau vérifié le cisaillement	$\tau_b = \frac{V_{U'}}{bd}$	MN/m <sup>2</sup>	3.34
La contrainte de cisaillement admissible $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$ Puisque $\tau_b = 2.69$ est supérieure à $0.06 f_{c28}$ donc $AD \neq 0$ Les armatures diagonales sont nécessaires	$0.06 f_{c28}$	MPa	1.8
Les armatures longitudinales supérieures et inférieure $A'_{1}$ et $A_1$	$A_1, A'_{1} \geq 0.0015b_0h$	m <sup>2</sup>	$3.60 \times 10^{-4}$
		cm <sup>2</sup>	3.60
Les armatures longitudinales sup et inf $A'_{1}$ et $A_1$ adoptée		adoptée	4T12
		cm <sup>2</sup>	4.52
L'espacement des armatures longitudinales	$S_1 \leq a$	m	0.15
Les armatures de peau $A_c$ RPA 99/20003	$A_c \geq 0.002bh$	m <sup>2</sup>	$4.80 \times 10^{-4}$
		cm <sup>2</sup>	4.80
		$A_c$ adop	2(5T12)
		cm <sup>2</sup>	11.31
L'espacement des armatures de peau $S_p$	$S_p \leq a$	m	0.15
Les armatures transversales $A_t$			
L'espacement des armatures transversales $S_h$	On suppose $S \leq b_0, S \leq a$	m	0.20
La contrainte de cisaillement $0.025 f_{c28}$	$0.025f_{c28}$	MPa	0.75
$\tau_b = 2.69 \geq 0.025 f_{c28}$ donc les armatures transversales $A_t = 0.25\% b_0s$			
Les armatures transversales $A_t$	$A_t = 0.25\% bS$	m <sup>2</sup>	$1.00 \times 10^{-4}$
		cm <sup>2</sup>	1.00
$A_t$ adoptée		adoptée	2T10
Espacement transversal $S_t$	$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{203}{4} = 50.75cm$	m	0.20

$\tau_b = 2.69 > 0.06 f_{c28}$ donc $A_D \neq 0$			
Les armatures diagonales sont nécessaires			
tang $\alpha$	$\text{tang}\alpha = \frac{h-2d'}{L}$		0.69
$\alpha$			34.44
Sin $\alpha$			0.57
$A_D = \frac{V_u}{2 \times f_e \times \sin\alpha}$		m <sup>2</sup>	$11.31 \times 10^{-4}$

Donc :  $A_D = 2(4T14) = 12.32 \text{ cm}^2$

Espacement exigé par le RPA 99/V2003 : On prend des cadre de :  $\phi 8$   $S_t = 10 \text{ cm}$ .

Schéma de ferrailage

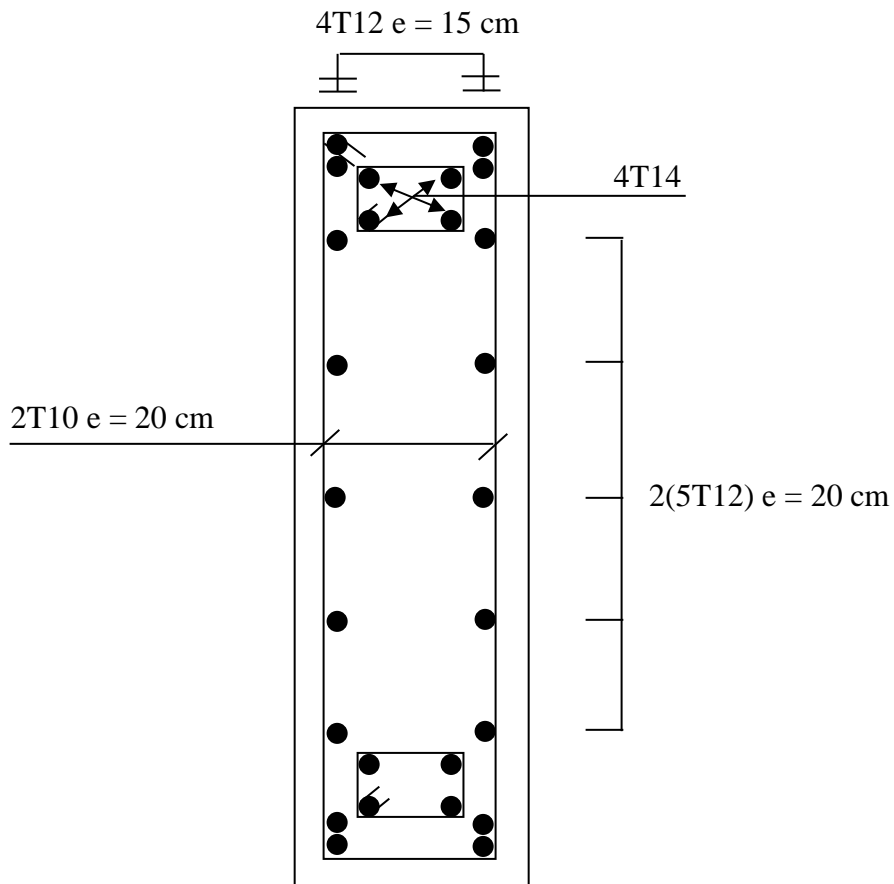


Figure 5.11 : Schéma de ferrailage du linteau.

**D. Voile plein en béton armé de forme rectangulaire avec deux poteaux**

Soit le voile en béton armé représenté sur la Figure 5.12 avec les caractéristiques géométriques suivantes :

M (KN.m)	N (KN)	V (KN)	F <sub>c28</sub> (MPa)	a (m)	h <sub>e</sub> (m)	I (m <sup>4</sup> )	V (m)	V' (m)	L (m)	b <sub>p</sub> (m)	h <sub>p</sub> (m)
16026.88	4368.85	1600.9	30	0.20	3.40	4.00	2.60	2.60	5.20	0.50	0.50

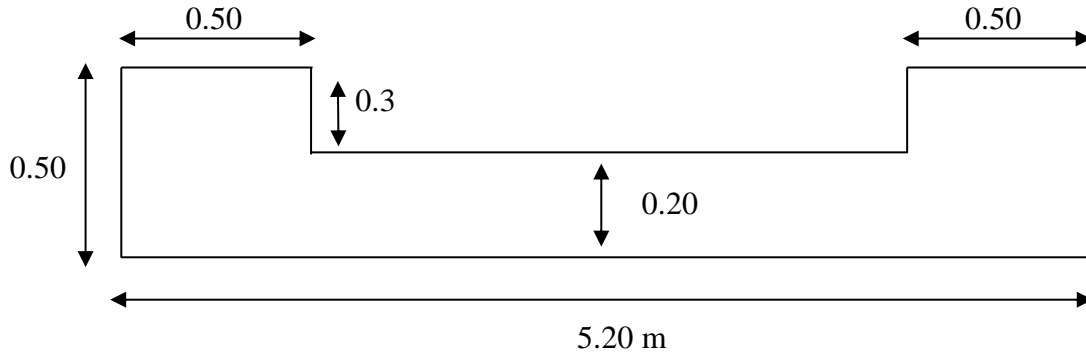


Figure 5.12 : Voile plein de forme rectangulaire avec deux poteaux.

**1. Calcul des contraintes**

Les contraintes sont déterminées par la formule de Navier :

$$\sigma_1 = \left[ \frac{N}{A} - \frac{MV}{I} \right] = \left[ \frac{4368.85}{1.34} - \frac{16026.88 \times 2.60}{4.00} \right] = -7157.14 \text{ KN/m}^2 = -7.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[ \frac{N}{A} + \frac{MV'}{I} \right] = \left[ \frac{4368.85}{1.34} + \frac{16026.88 \times 2.60}{4.00} \right] = 13677.81 \text{ KN/m}^2 = 13.68 \text{ MPa}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

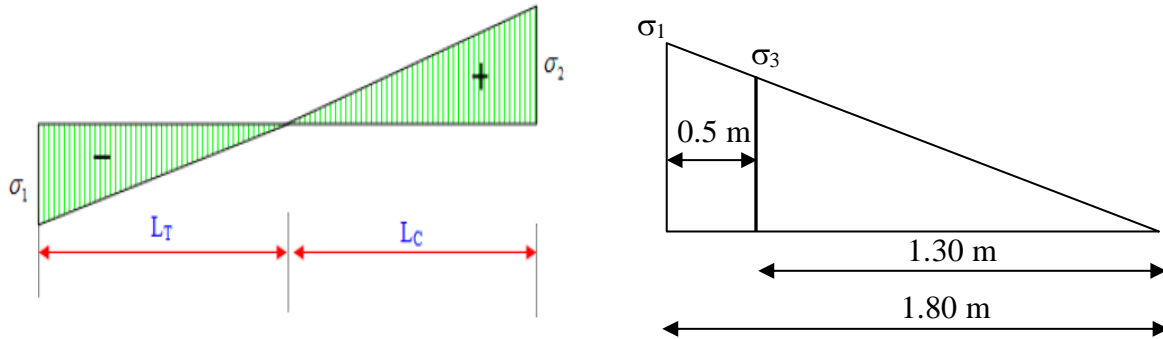
**2. Calcul de la longueur tendue**

$$L_T = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

$$L_T = \frac{7157.14 \times 5.20}{7157.14 + 13677.81} = 1.80 \text{ m}$$

$$L_C = L - L_T = 5.20 - 1.80 = 3.40 \text{ m}$$

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{1.80}{1.30} \rightarrow \sigma_3 = \frac{\sigma_1 \times 1.30}{1.80} = \frac{-7157.14 \times 1.30}{1.80} = -5169.05 \text{ KN/m}^2 = -5.17 \text{ MPa}$$



**3. Détermination des armatures verticales**

**a- Partie du poteau**

La force de traction est donnée par :

$$F_1 = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} \times b_p \times h_p = \frac{(7157.14 + 5169.05)}{2} \times 0.5 \times 0.5 = 1540.77 \text{ KN}$$

$$A_{V1} = \frac{F_1}{f_e} = \frac{1540.77}{400 \times 10^3} = 3.852 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 38.52 \text{ cm}^2$$

**b- Partie rectangulaire**

La force de traction est donnée par :

$$F_2 = \frac{\sigma_3 \times 1.30}{2} \times a = \frac{5169.05 \times 1.30}{2} \times 0.2 = 671.98 \text{ KN}$$

$$A_{V2} = \frac{F_2}{f_e} = \frac{671.98}{400 \times 10^3} = 1.680 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 16.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{Vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{X}{L} = 1.1 \frac{1.4V}{f_e} \times \frac{X}{L} = 1.1 \frac{1.4 \times 1600.9}{400 \times 10^3} \times \frac{1.80}{5.20} = 1.94 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 19.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{Poteau} = A_{V1} + 5.28 = 43.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{Voile} = A_{V2} + 13.72 = 30.52 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_{\text{ poteau}} = (16T20) \dots\dots\dots A_{adop} = 50.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ voile}} = 2 \times (10T14) \dots\dots\dots A_{adop} = 30.79 \text{ cm}^2$$

**4. Espacement exigé par R.P.A 99**

Espacement exigé par RPA 99/version 2003 :  $S_t = \min (1.5a ; 30) \text{ cm} = \min (1.5 \times 20 ; 30) \text{ cm}$

$S_t = 30 \text{ cm}$ , on prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

### 5. Vérification et choix d'armatures verticales

Selon RPA 99/version 2003, la section minimale d'armatures verticales est donnée par :

$$A_{min} = 0.2\%b \times h = \frac{0.2 \times a \times x}{100} = \frac{0.2 \times 20 \times 180}{100} = 7.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 7.20 \text{ cm}^2 < A_{calculée} = 81.06 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée).}$$

### 6. Calcul de la section d'armatures horizontales

La contrainte au cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_b = \frac{1.4xV_u}{0.9xLxa} = \frac{1.4x1600900}{0.9x5200x200} = 2.40 \text{ MPa}$$

$$\tau_b > \bar{\tau}_b = 0.025f_{c28} = 0.75 \text{ MPa}$$

Donc la section d'armatures horizontales est calculée par le pourcentage minimum exigé par RPA 99/version 2003 :

$$A_h \geq 0.0025.b.a \text{ (} b = 1\text{ml et } a = 20 \text{ cm)}$$

$$A_h \geq 0.0025 \times 100 \times 20 = 5.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend pour une bande de 1m : } A_h = 2(6T10/20 \text{ cm}) = 7.85 \text{ cm}^2$$

### 7. Vérification des contraintes du béton sous la combinaison G+Q ± E

Les sollicitations sont : N = 5058.44 KN et M = 16037.75 KN.m

$$\sigma_1 = \left[ \frac{N}{A} - \frac{MV}{I} \right] = \left[ \frac{5058.44}{1.34} - \frac{16037.75 \times 2.60}{4.00} \right] = -6649.58 \text{ KN/m}^2 = -6.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[ \frac{N}{A} + \frac{MV'}{I} \right] = \left[ \frac{5058.44}{1.34} + \frac{16037.75 \times 2.60}{4.00} \right] = 14199.49 \text{ KN/m}^2 = 14.20 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_1 ; \sigma_2) < 0.6f_{c28} = 18 \text{ MPa} \quad \text{(Condition vérifiée).}$$

### 8. Armatures courantes

$$A_c \geq 0.2\% \times (L - 2L_T)a = 0.002 \times (520 - 2 \times 1.80) \times 20 = 6.40 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_c = 2(8T12) = 18.10 \text{ cm}^2$$

### 9. Schéma de ferrailage

Le schéma de ferrailage du voile est présenté sur la Figure.

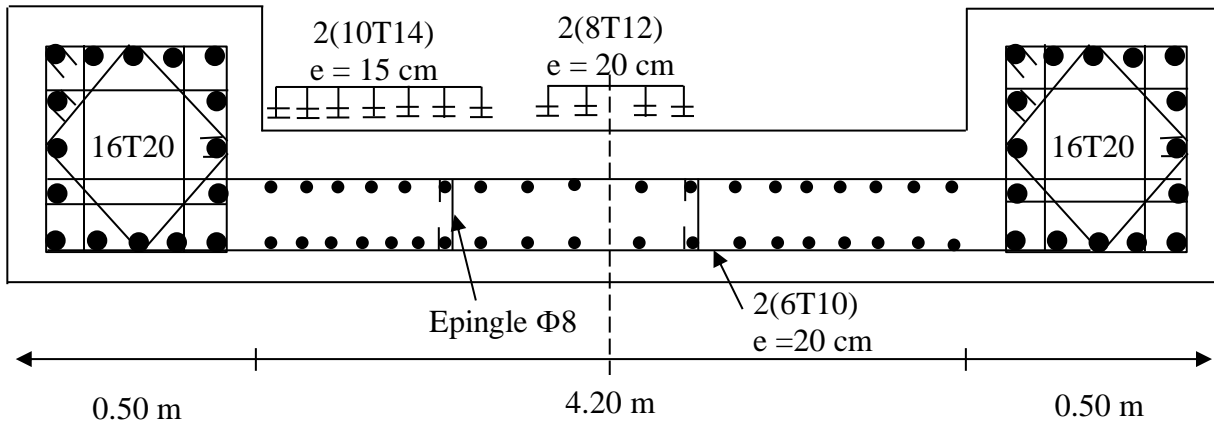


Figure 5.13 : Schéma de ferrailage du voile rectangulaire avec deux poteaux.

**CHAPITRE 6**  
**EFFET DES OUVERTURES SUR LA RESISTANCE**  
**DES VOILES EN BETON ARME**

## **CHAPITRE 6 : EFFET DES OUVERTURES SUR LA RESISTANCE DES VOILES EN BETON ARME**

### **6.1 Introduction**

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagement exagéré. En plus de leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (ou murs de contreventement) en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques. Parmi les avantages importants que présente leur utilisation par rapport aux constructions à cadres ou portiques, on peut citer [4] :

- La réduction considérable des dommages sismiques des éléments non structuraux, dont la valeur dépasse généralement les deux tiers de celle de l'ensemble du bâtiment.
- La masse élevée des voiles permet un bon isolement acoustique et la bonne capacité calorifique du béton confère au bâtiment une inertie thermique appréciable.

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragmes. Entre chaque voile la sollicitation se répartit proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation. Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol. Le mode de fonctionnement d'une structure comportant des murs de contreventement dépend donc fortement du comportement de chaque élément individuel. Le comportement d'un élément de mur est complexe puisqu'il dépend à la fois de son élancement, de la disposition en plan de l'ensemble des voiles, de l'importance des charges verticales, de la forme de sa section, du caractère tri-directionnel de l'excitation sismique et de leurs ouvertures s'il existe.

L'objectif de ce chapitre est de cerner l'effet des ouvertures sur la résistance et la performance des voiles en béton armé. Afin d'effectuer cette étude, une analyse statique non linéaire (Pushover) sur un portique, un portique avec voile plein, et un portique contreventé par voile avec ouvertures.

### 6.2 Notions sur les voiles avec files d'ouvertures

#### 6.2.1 Définitions

Voile avec file d'ouverture est un élément de structure composé de deux murs isolés ou plus, liaisonnés de façon régulière par des poutres de ductilité adéquate (linteaux), capable de réduire d'au moins 25 % la somme des moments fléchissant à la base des murs, obtenus s'ils travaillent séparément [5].

L'utilisation des murs de voile couplés pour reprendre les charges sismiques est généralement favorisée par les codes de conception.

De plus les murs de contreventement se distinguent par le nombre limité d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments constitutifs sont faibles par rapport à la déformation de l'ensemble. En générale, la déformation prépondérante des voiles est une déformation de flexion due aux moments de renversements [6].

Les voiles avec ouvertures comportent les parties suivantes (Figure 6.1) [7] :

#### *Trumeau*

Les trumeaux où les voiles sont des consoles encastrées dans les fondations au niveau du rez-de-chaussée. En fonction de leur élancement, ils sont analysés comme des poteaux. Ces trumeaux sont sollicités à la fois par des efforts normaux dus aux charges verticales, et par des efforts de flexion et de cisaillement dans leur plan dus aux actions horizontales.

#### *Les baies*

Les baies sont des ouvertures qui ont été réservées dans les murs. Elles permettent le passage des personnes (portes et portes fenêtres). Elles assurent un éclairage naturel et la ventilation des pièces (fenêtres).

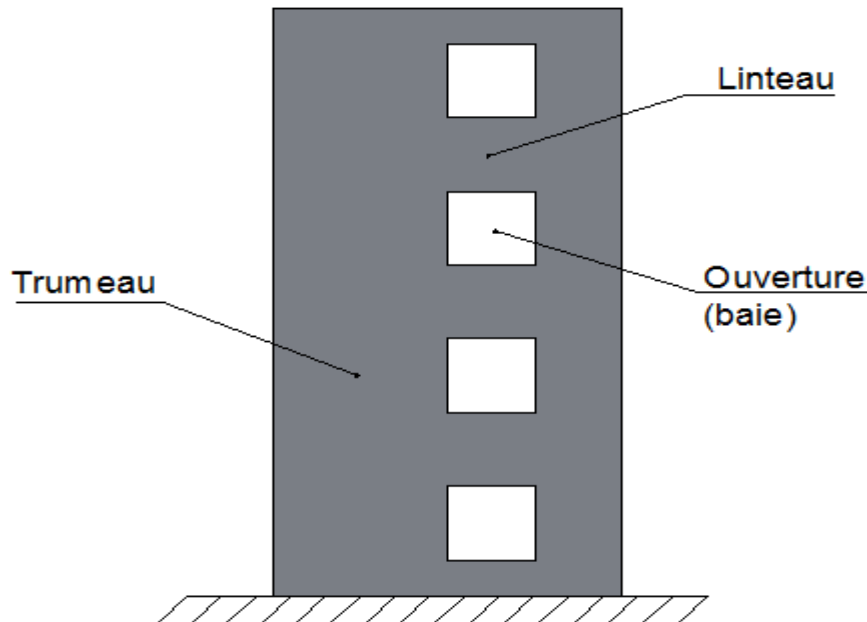
#### *Linteau*

Le linteau est considéré comme une poutre en béton armé située à la partie supérieure d'une baie (Figure 6.1). Il est aussi dénommé paroi porteuse. Généralement, les linteaux sont soumis à des sollicitations de flexion et de cisaillement dans leur plan comme une poutre fléchie. Leur comportement et leur calcul se distinguent de ces dernières en raison de la répartition non linéaire des contraintes dans les sections due à leur faible élancement.

Caractéristiques des linteaux sont :

- les files de linteaux relient deux voiles voisins ou deux bords d'un même voile ;

- les files de linteaux peuvent être irrégulières (variation des portées et des inerties sur la hauteur d'une file) ;
- il est possible de lier deux voiles voisins en utilisant des liaisons rigides.



**Figure 6.1 :** Voile avec ouverture.

### 6.2.2 Considération des ouvertures dans les voiles

Dans la pratique, plusieurs cas peuvent se présenter :

#### 1<sup>ère</sup> Cas : $1 < \alpha < 10$

C'est le cas général, le voile comporte des ouvertures de moyennes dimensions (Figure 6.2). Pour la détermination des efforts de contreventement, on utilise la méthode albigés-goulet [8].

#### *Hypothèses de la méthode*

La méthode albigés-goulet est basée sur les deux principales hypothèses suivantes :

- Les efforts localisés transmis par les linteaux à chaque niveau peuvent être considérés comme répartis le long de la fibre moyenne de chaque élément de refend ; ceci n'est valable que si les éléments de refend ont une largeur suffisante vis-à-vis de la hauteur.

Cette hypothèse est validée quand la largeur de l'élément est au moins égale à la distance verticale entre nus de deux linteaux successifs.

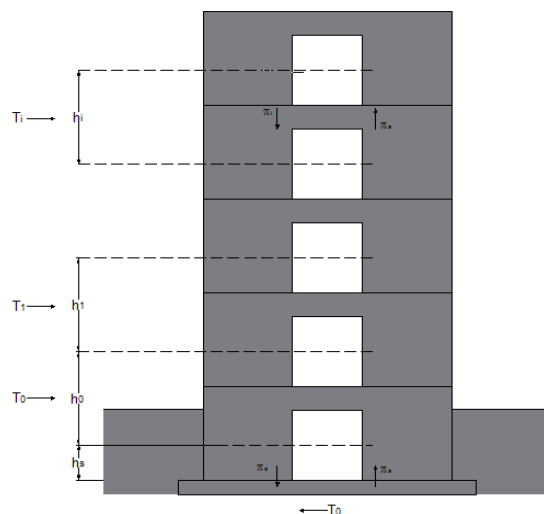
- De par l'adaptation on peut négliger les déformations dues à l'effort normal dans les linteaux. Les éléments de refend subissent le même déplacement horizontal à chaque étage.

Ces deux hypothèses conduisent à admettre qu'un refend présentant des ouvertures peut être assimilé, du point de vue de la résistance aux efforts horizontaux, à la structure constituée par deux éléments de refend liés par les linteaux uniformément distribués sur la hauteur du bâtiment [8].

Il est admis, en outre, que :

- Le bâtiment est élevé (nombre d'étages  $\geq 7$ ) ;
- La hauteur  $h$  de l'étage est constante ;
- Les linteaux ont tous les mêmes caractéristiques géométriques ;
- l'inertie  $i$  des linteaux est faible vis-à-vis de chacun des éléments de refend  $I_1$  et  $I_2$  ;
- les refends présentent sur toute la hauteur du bâtiment des caractéristiques géométriques et mécaniques constantes ;
- les deux éléments de refend sont encastés à leur base ;
- les efforts horizontaux sont supposés être uniformément répartis ou suivant un triangle sur toute la hauteur du bâtiment.

On note sur la Figure 6.2 :



**Figure 6.2 :** Voile à ouvertures moyennes.

### 2<sup>ème</sup> Cas : $\alpha \geq 10$

Le voile comporte des ouvertures de faibles dimensions (Figure 6.3), il sera donc dimensionné, dans son ensemble, comme un voile plein.

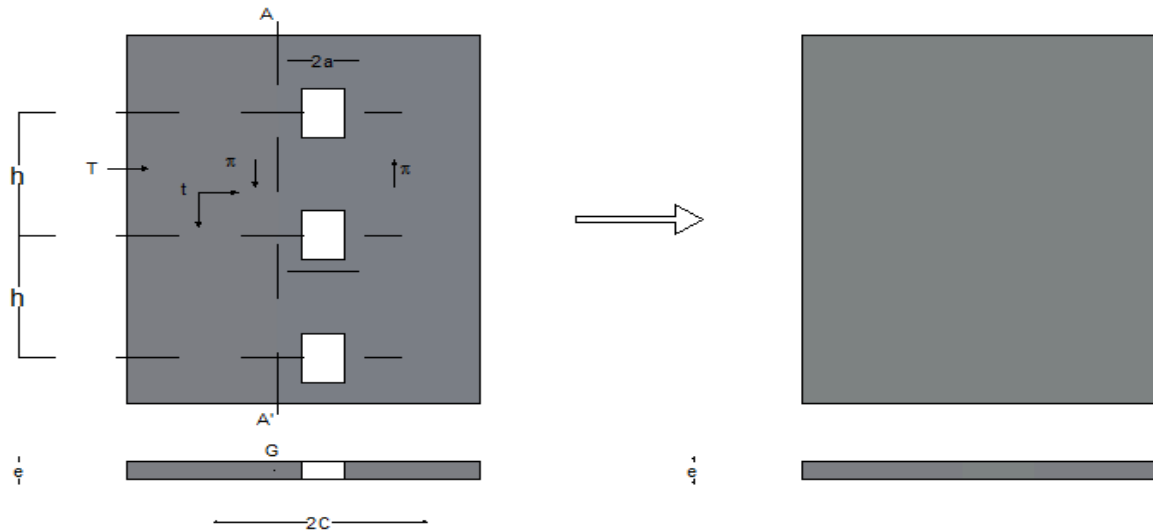


Figure 6.3 : Voile à ouvertures de faibles dimensions.

**3<sup>ème</sup> Cas  $a \leq 1$  :**

Le voile comporte des ouvertures de grandes dimensions (Figure 6.4).

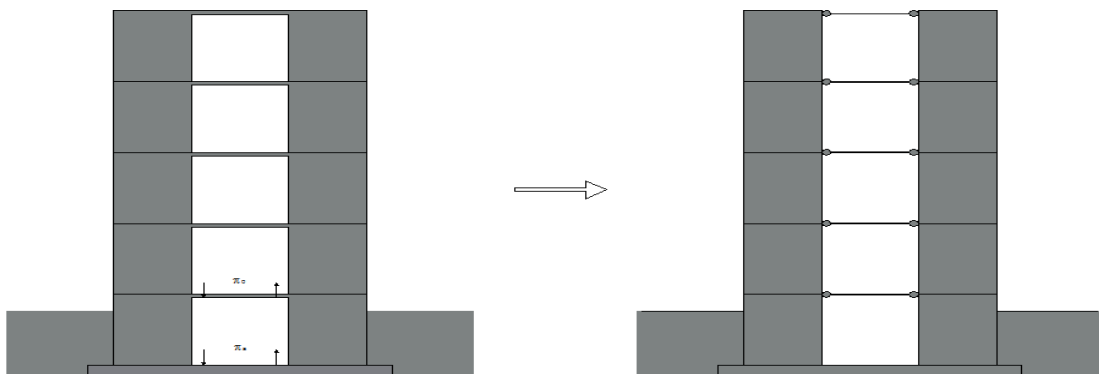


Figure 6.4 : Voile a grandes ouvertures.

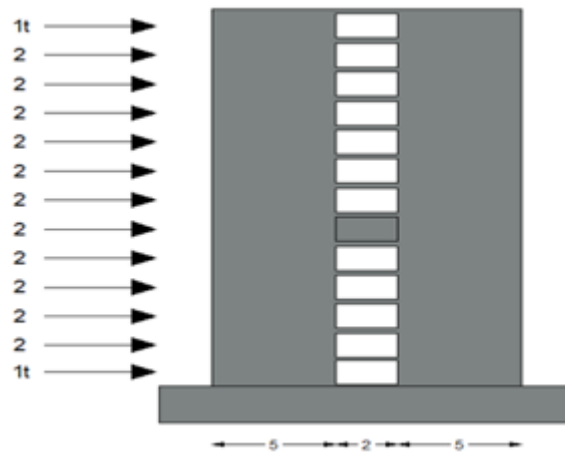
**6.2.3 Différents cas d'ouvertures dans les voiles**

**6.2.3.1 Anomalie dans la raideur d'un linteau**

Le cas où la différence de raideur du linteau entre deux niveaux successifs est très élevée. Il est intéressant de montrer l'incidence de l'anomalie par un exemple ci-dessous considérons un voile avec une file d'ouvertures, R+12 (Figure 6. 5) et des linteaux de section constante 20/50. Si la section du linteau au 5<sup>ème</sup> étage passe à 20/150, l'effort tranchant est multiplié par 4.4 et il est réduit de moitié dans les linteaux voisins.

Enfin si la section passe à 20/350, par la suppression d'une ouverture, la presque totalité du cisaillement passe dans le linteau du 5<sup>ème</sup> étage.

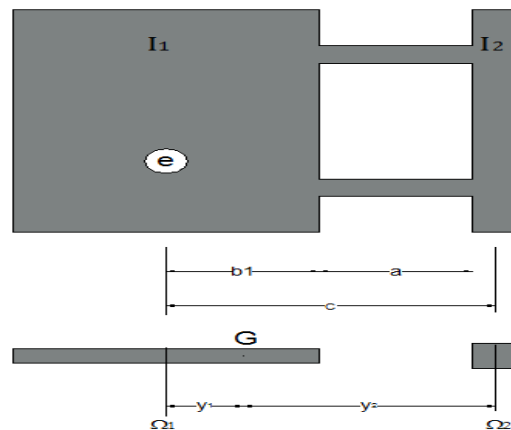
Il faut donc faire attention aux changements qui pourraient intervenir pendant la phase projet [8].



**Figure 6.5 :** Variations de l'effort tranchant sur la hauteur du voile en fonction de la raideur des linteaux.

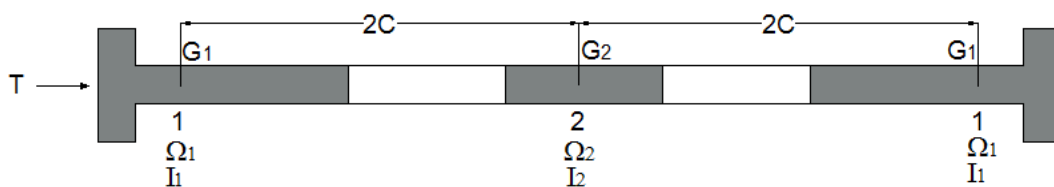
**6.2.3.2 Cas où l'un des deux trumeaux du voile a une faible inertie**

Si l'inertie  $I_2$  de trumeau 2 est faible devant l'inertie  $I_1$  de trumeau 1 et si ; d'autre part, la raideur de trumeau 2 est inférieure ou égale à la raideur du linteau, (Figure 6.6) [8].



**Figure 6.6 :** Voile dont un élément est faible inertie.

**6.2.3.3 Voile à deux ouvertures disposées symétriquement**



**Figure 6.7 :** Voile à deux ouvertures symétriques.

#### 6.2.3.4 Voile à ouvertures décalées

Afin d'obtenir une plus grande rigidité des voiles, une solution serait de prévoir des ouvertures décalées d'un étage à l'autre et ceci en fonction des possibilités de la conception architecturale (Figure 6.8).

Pour la répartition des efforts on ne tient pas compte des ouvertures (voile plein), et pour le calcul de résistance on pourra utiliser le schéma de fonctionnement bielle-tirant [8].

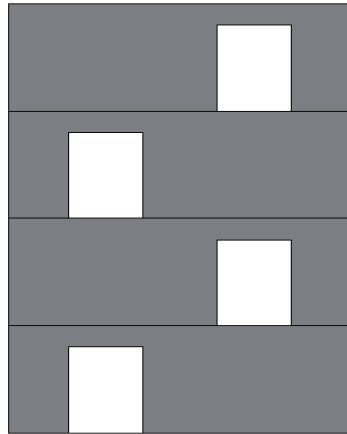


Figure 6.8 : Voile à ouvertures décalées.

#### 6.2.3.5 Voile à ouverture isolée

Les ouvertures isolées sont bordées par des voiles concus de la manière suivante : les « linteaux » ( supérieure et inférieur ) sont étudiés conformément aux BAEL 91 sous l'action d'une charge moyenne  $p$  provenant des charges verticales et du moment ; les voiles verticaux sont concus comme des poteaux incorporés dans l'épaisseur du mur, le ferrillage de chacun étant au moins égal à la moitié des armatures coupées par la présence de l'ouverture, les barres seront prolongées au-delà de l'ouverture d'au moins  $\frac{\ell}{2}$  ( $\ell$  étant largeur de l'ouverture) à laquelle il faut ajouter la longueur d'ancrage (Figure 6.9) [8].

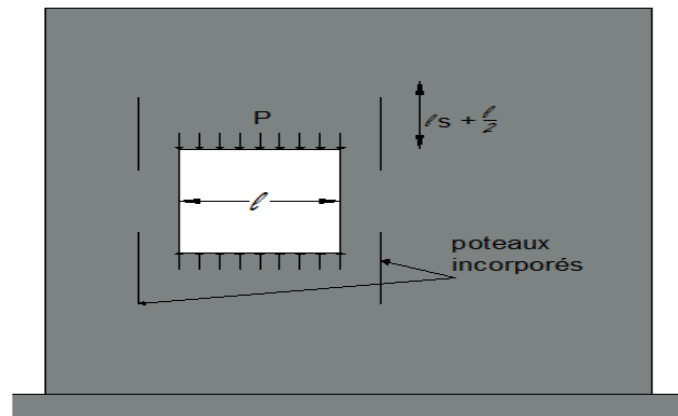


Figure 6.9 : Voile à ouverture isolée.

## **6.3 Principe de la méthode d'analyse statique non-linéaire**

### **6.3.1 Origine de l'analyse Pushover**

La méthode Pushover est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure qui peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent, ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme.

Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximale) donnée par le premier mode de vibration de la structure simulé à un système linéaire équivalent [9].

### **6.3.2 But de l'analyse Pushover**

Le but de l'analyse Pushover est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes des sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure. L'analyse Pushover est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, on cite :

- L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
  - La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.
- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
  - L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
  - L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
  - L'estimation des déplacements inter-étage qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement.

### **6.3.3 Formulation de la méthode pushover**

La méthode Pushover suit les pas généraux suivants :

1. Construction de la courbe de capacité à partir de la courbe Pushover de la structure.
2. Conversion du spectre de réponse élastique ou spectre de demande.

3. Détermination du point de performance de la structure.
4. Conversion du point de performance à la demande de ductilité sur chaque élément de la structure.

### A- Courbe de Capacité

La construction de la courbe de capacité démarre avec l'obtention de la courbe de Pushover. La courbe de Pushover est obtenue avec le chargement incrémental latéral de la structure jusqu'à ce qu'on atteigne la rupture ou un certain déplacement cible (Figure 6.10). La courbe consiste de la représentation de la force latérale totale en fonction du déplacement dans un certain point de contrôle (normalement sur le centre de masses du niveau supérieure).

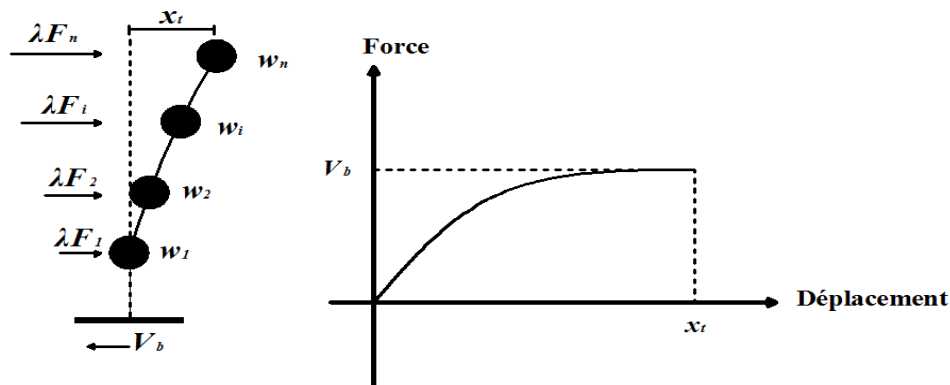


Figure 6.10 : La courbe de capacité de la structure.

L'objectif de l'analyse est d'évaluer la performance de la structure à travers l'estimation des efforts et des demandes en déplacement sous l'action d'un séisme.

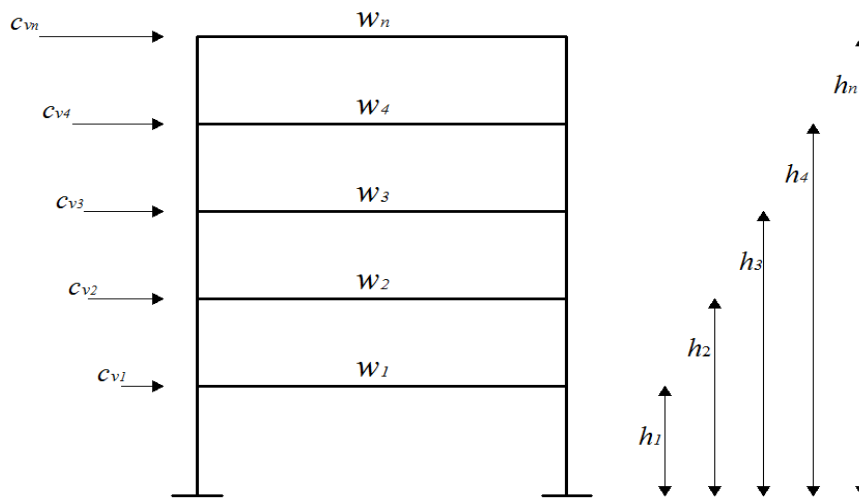
Cette méthode non-linéaire statique prend en compte de façon approchée la redistribution des efforts internes de la structure. L'analyse est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure peut être reliée à celle d'un système équivalent d'un degré de liberté. Autrement dit, la réponse est contrôlée par seulement un mode, qu'on suppose constant pendant tout le chargement de façon indépendante du niveau de déplacement [9].

### B- Distribution des forces

Le choix de la distribution des forces pour le chargement incrémental est un des aspects le plus critique de la méthode. En général, la distribution des forces d'inertie sera dépendante de la sévérité du séisme (déplacements inélastiques induits) et sera aussi dépendante du temps (pendant le séisme). Si la réponse de la structure n'est pas trop influencée par les modes propres non-fondamentales, et si la structure présente un unique mode de défaillance qui peut être identifié avec une distribution des forces constantes, le choix d'une distribution unique est

suffisant. Par contre, l'emploi d'une distribution unique des forces ne peut pas représenter les variations locales de demande de déplacements ni prévoir tout mécanisme de défaillance locale. Les auteurs conseillent d'employer au moins deux distributions des forces. On emploie souvent une distribution des forces d'inertie qui sera dépendante de la sévérité du séisme (déplacements inélastiques induits) et sera aussi dépendante du temps (pendant le séisme) [FEMA] [10].

$$F_i = C_{v,i}V \quad ; \quad C_{v,i} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k}$$



**Figure 6.11** : Distribution verticale de la charge latérale selon FEMA.

Où :

$C_{v,i}$  : le coefficient de distribution des forces.

$V$  : la force latérale totale.

$W_j$  : le poids du niveau  $j$ .

$h_j$  : la hauteur du niveau  $j$  (mesurée à partir de la base).

$F_i$  : la force latérale du niveau  $i$ .

La valeur d'exposant  $k$  dépend de la réglementation, par exemple le FEMA emploie :

$$K = \begin{cases} 2 & \text{si } T_e \geq 2.5 \\ 1 & \text{si } T_e < 0.5 \end{cases}$$

Où :  $T_e$  est la valeur de la période fondamentale élastique de la structure.

Des valeurs intermédiaires doivent être interpolées.

**Déplacement cible**

La question qui se pose lorsqu'on développe la courbe de Push-over d'un bâtiment est :  
Quand arrêter le chargement ?

Le **Code FEMA** propose d'arrêter le chargement lorsqu'on atteint 150% d'un déplacement cible  $\delta_t$  (au point de contrôle) défini selon :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Où :

**C<sub>0</sub>** : le facteur qui relie le déplacement spectral du système équivalent d'un degré de liberté au déplacement du toit du bâtiment.

**Tableau 6.1** : Valeurs du facteur de modification C<sub>0</sub>.

Nombre d'étage	Facteur de modification C <sub>0</sub>
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
+10	1.5
<b>Une interpolation linéaire doit être utilisée pour les valeurs intermédiaires</b>	

**C<sub>1</sub>** : le facteur qui prend en compte la différence entre le déplacement inélastique et celui obtenu d'une analyse linéaire.

$$C_1 = 1 \quad \text{Pour } T_e \geq T_0$$

$$C_1 = \frac{1 + (R - 1)T_0 / T_e}{R} \quad \text{Pour } T_e < T_0$$

**T<sub>0</sub>** : La période propre fondamentale.

**T<sub>e</sub>** : La période fondamentale effective selon la direction considérée obtenue de la courbe Push-over donnée par la formule suivante :

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

Où :

**T<sub>i</sub>** : la période propre fondamentale élastique selon la direction considérée.

**K<sub>e</sub>** : la rigidité latérale du bâtiment selon la direction considérée.

**K<sub>i</sub>** : la rigidité latérale effective obtenue de la courbe de Push-over (Figure 6.5).

**R** : Le rapport de résistance pour le calcul du facteur de la limite élastique.

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} \frac{1}{C_0}$$

**S<sub>a</sub>** : L'accélération spectrale

**V<sub>y</sub>** : La limite élastique calculée à partir du diagramme bilinéaire.

**W** : Poids total de la structure.

**C<sub>2</sub>** : prend en compte la stabilité et la régularité de la boucle hystérétique du comportement inélastique.

**Tableau 6.2** : Valeur du facteur de modification C<sub>2</sub>.

Niveau de performance des structures	T=0.1 sec		T ≥ T <sub>0</sub>	
	Type 1	Type 2	Type 1	Type 2
<b>Occupation immédiate</b>	1.0	1.0	1.0	1.0
<b>Limite service</b>	1.3	1.0	1.1	1.0
<b>Prévention de ruine</b>	1.5	1.0	1.2	1.0

**Type 1** : Ouvrages dans lesquels plus de 30% de l'histoire de cisaillement à n'importe quel niveau est résisté par n'importe quelle combinaison des éléments suivants : les cadres ordinaires résistant aux moments, les cadres de façon concentrique-contreventés, cadres avec des connexions partiellement retenue, tension seulement accolades, murs en maçonnerie non armée, de cisaillement critique, les quais de béton armé ou en maçonnerie.

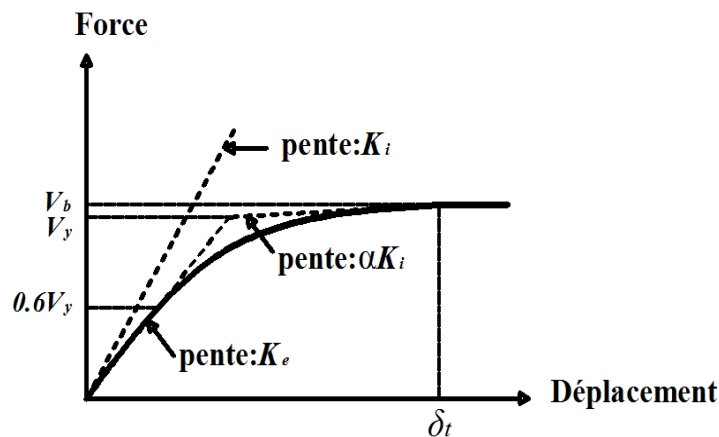
**Type 2** : Tous les cadres non affectés de type 1.

**C<sub>3</sub>** : prend en compte les effets P – Δ (non-linéarité géométrique).

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha|(R - 1)^{3/2}}{T_e}$$

**α** : Le rapport de la rigidité post-élastique et de la rigidité élastique.

En effet, le code FEMA 450 emploie justement ce déplacement cible δ<sub>t</sub> comme déplacement induit par le séisme pour le calcul des demandes de ductilité sur les éléments structuraux.



**Figure 6.12** : Idéalisation bilinéaire de la courbe Push-over (FEMA).

### Calcul du point de performance

La procédure pour obtenir le point de performance (PP), c'est à dire la demande de déplacement sur la structure induite par le séisme, suit de façon générale les pas suivants :

1. Sélection d'un point de performance test, obtenu par exemple avec la sélection d'un  $D_m^1$  sur le diagramme de capacité ou du spectre de réponse élastique.
2. Construction de l'approximation bilinéaire.
3. Calcul de l'amortissement équivalent  $\hat{\zeta}_{eq}$ . Réduction du spectre de demande calculé avec l'amortissement  $\hat{\zeta}_{eq}$  obtenu.
4. Obtention de l'intersection de la courbe de capacité bilinéaire avec le spectre réduit  $D_m^2$ .
5. Si les valeurs de  $D_m^1$  et  $D_m^2$  se ressemblent (5% de tolérance par exemple) le point de performance est  $D_m^1$ , sinon sélectionner un nouveau  $D_m^1$  ou choisir  $D_m^1 = D_m^2$  et retourner au pas 2 une fois que la convergence est atteinte, on retourne au déplacement au toit du bâtiment. La démarche générale se montre schématiquement sur la figure 6.13.

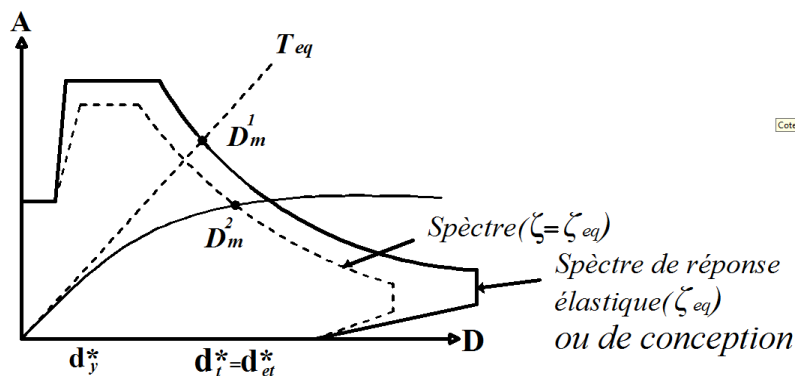


Figure 6.13 : Détermination du point de performance PP.

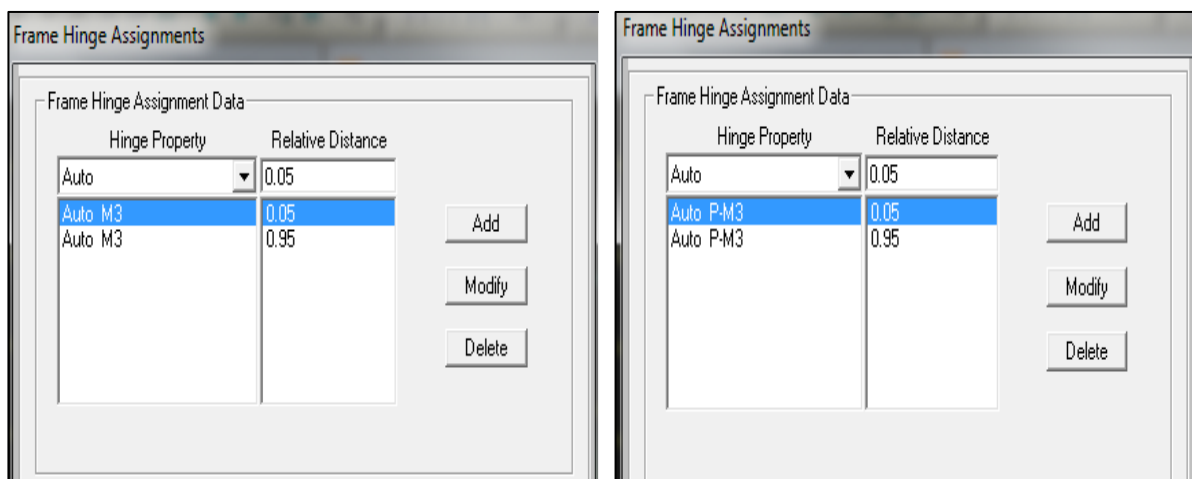
## 6.4 Comportement non linéaire de la structure

### 6.4.1 Modélisation des poteaux et poutres

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires, le comportement **non linéaire** des éléments est traduit par l'introduction de rotules plastiques "Plastic Hinge" aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier. Les propriétés des différents types de rotules plastiques définies par défaut par le logiciel sont extraites des règlements américains ATC40 et FEMA.

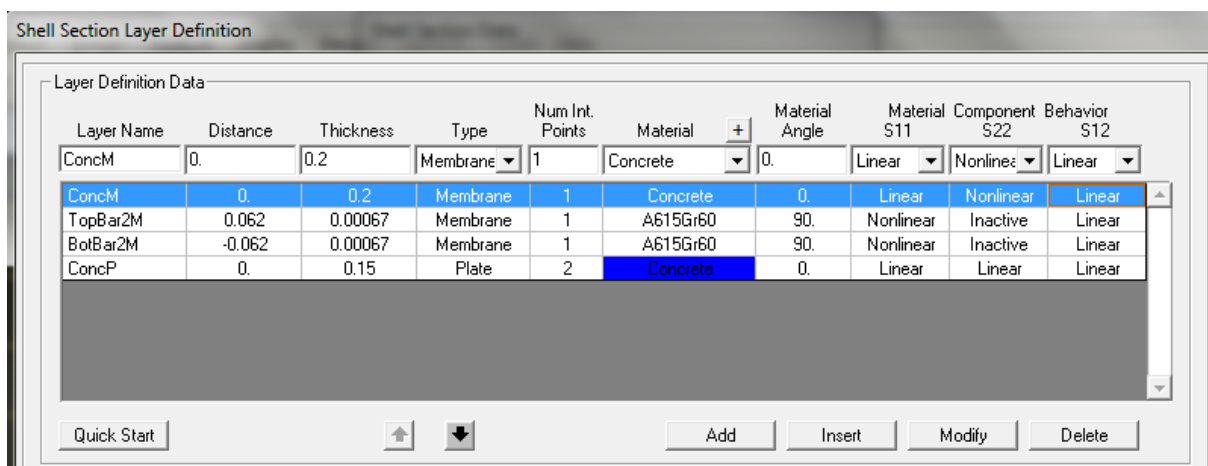
### 6.4.2 Introduction des rotules plastique poteau et poutre

La modélisation du comportement non linéaire des poutres et des poteaux est faite en supposant des rotules situées aux deux extrémités de chaque élément ; travaillant en flexion (M3) pour les poutres et en flexion-compression pour les poteaux (P-M3).



### 6.4.3 Modélisation des voiles avec sap2000 V20

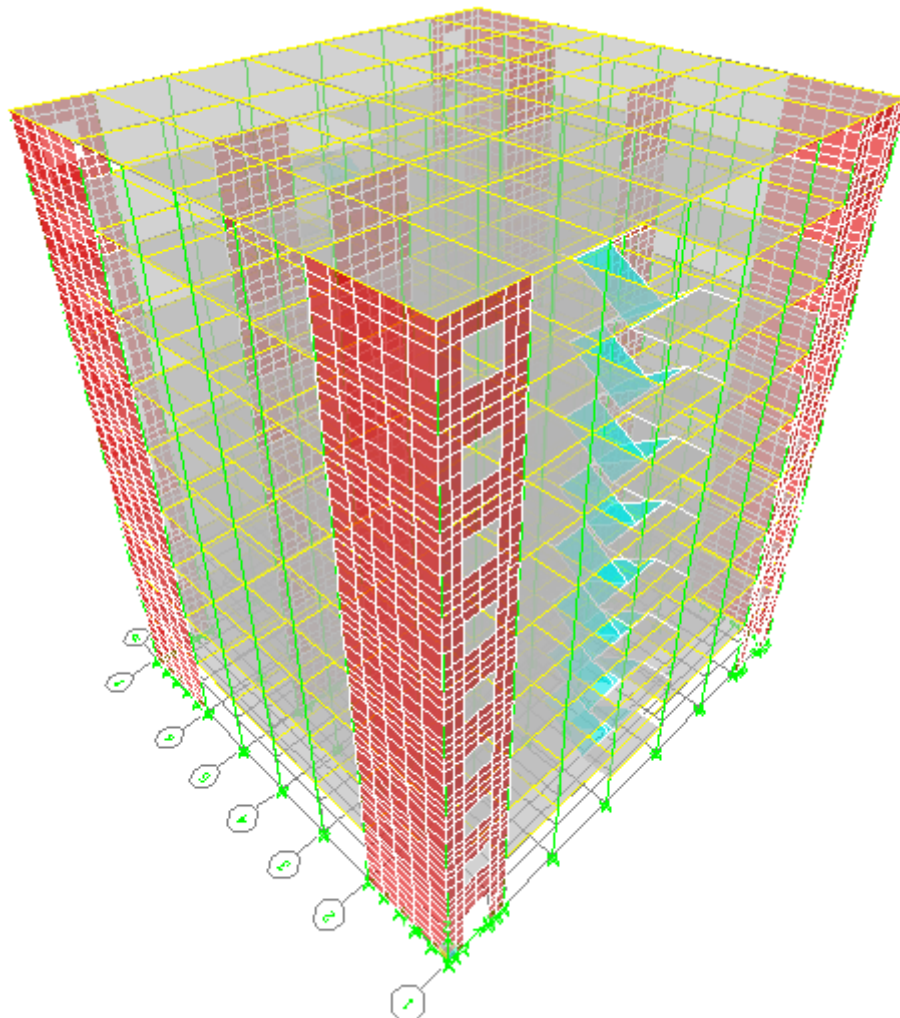
Le SAP2000 permet d'introduire les rotules seulement aux éléments frames, mais dans cette version, il fournit un élément non-linéaire (shell - Layered /Nonlinear) qui permet de modéliser le comportement non-linéaire sans que les rotules soient attribuées.



### **6.5 Description des structures étudiées**

Dans le cadre de ce travail de mémoire, nous avons choisi d'évaluer la performance sismique du *premier portique* de la structure considérées dans cette étude (Figure 6.14) dimensionnée suivant les prescriptions du règlement parasismique algérien RPA99/V2003 et avec un calcul en état limite suivant le règlement BAEL99, dont ces caractéristiques géométriques sont comme suit :

- Une largeur de 23.20 m ;
- Une hauteur totale de 27.88 m ;
- Une épaisseur de voile 0.20 m.



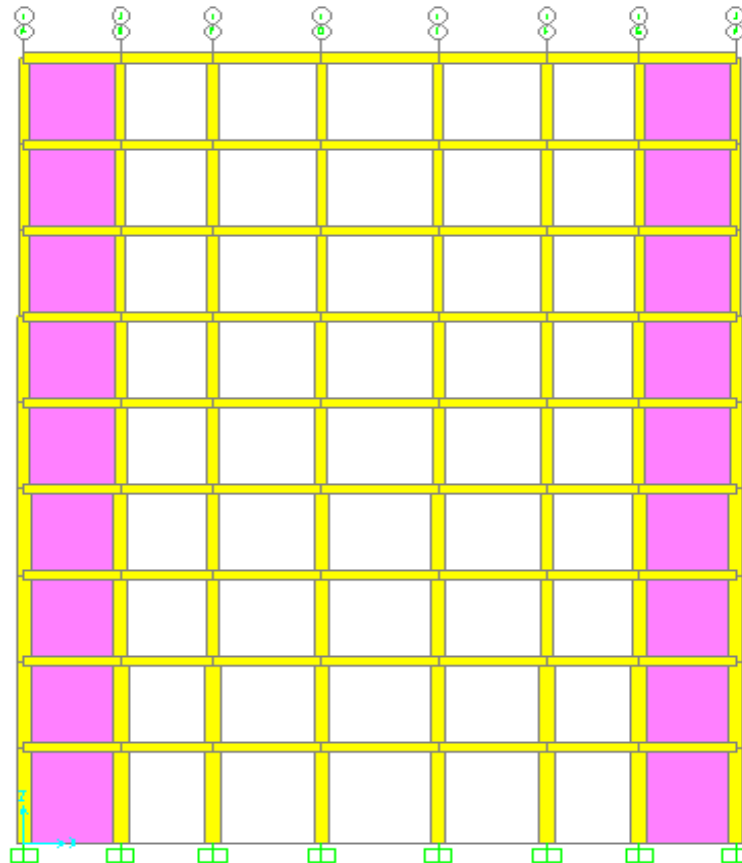
**Figure 6.14 :** Structure étudiée.

En conséquence, pour atteindre l'objectif du thème de notre mémoire (d'évaluer l'effet de ces ouvertures sur le comportement des voiles en béton armés), on a opté de conserver la même configuration géométrique et le même ferrailage calculé au chapitre N°05, en prenant trois cas :

- **1<sup>er</sup> Cas** : Un portique avec voile plein ;
- **2<sup>ème</sup> Cas** : Un portique contreventé par voile avec ouvertures ;
- **3<sup>ème</sup> Cas** : Un portique (sans voile).

Les paramètres caractéristiques des modèles globaux utilisés pour modéliser les portiques en béton armé. (Résistance à la traction/ compression, module d'Young,...) sont :

- Résistance du béton à la compression à 28 jours est choisi de  $30\text{MPa}$ .
- Résistance limite élastique de l'acier Haute adhérence  $f_e = 400\text{MPa}$ .



**Figure 6.15** : 1<sup>er</sup> Cas : Un portique avec voile plein.

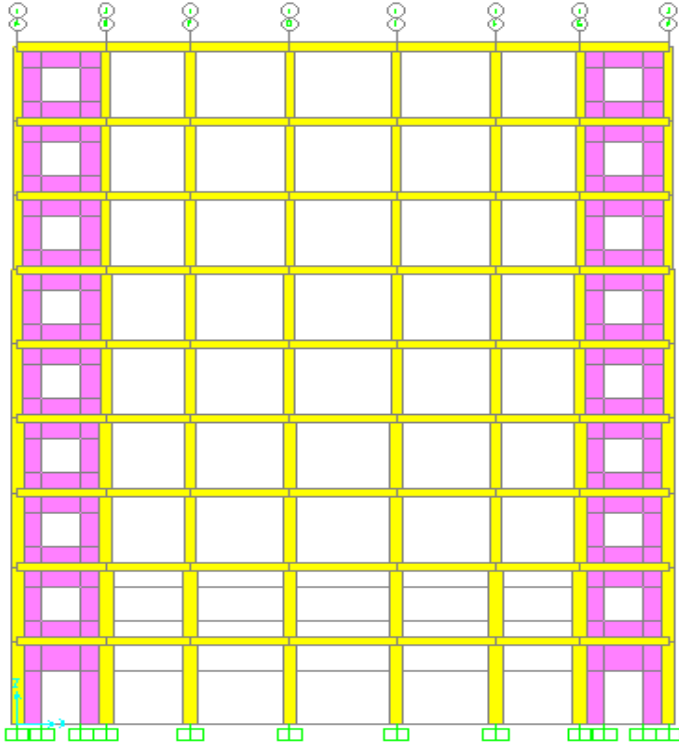


Figure 6.16 : 2<sup>ème</sup> Cas : Un portique contreventé par voile avec ouvertures.

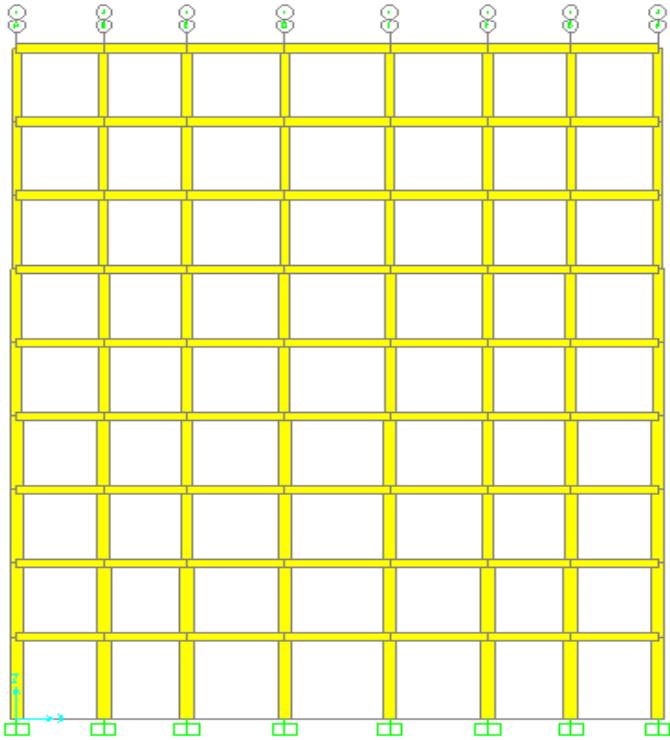


Figure 6.17 : 3<sup>ème</sup> Cas : Un portique (sans voile).

### 6.6 Calcul du chargement latéral des structures étudiées

Dans cette section, les distributions des forces latérales relatives aux structures considérées sont présentées dans les tableaux ci-dessous :

- **Distribution des charges latérales : « 1<sup>er</sup> Cas : Un portique avec voile plein »**

NIVEAU	W <sub>i</sub> (KN)	H <sub>i</sub> (m)	$h_i^k$	$W_j h_j^k$	C <sub>vi</sub>
8	634.99	27.88	32.38	20563.5	0.169
7	771.20	24.82	28.68	22117.4	0.182
6	771.20	21.76	25.00	19276.1	0.159
5	781.76	18.7	21.33	16678.1	0.137
4	793.24	15.64	17.70	14040.4	0.115
3	805.33	12.58	14.10	11353.7	0.093
2	818.34	9.52	10.54	8622.0	0.071
1	831.96	6.46	7.03	5845.1	0.048
RDC	860.36	3.4	3.59	3090.8	0.025
				121587.4	

- **Distribution des charges latérales : « 2<sup>ème</sup> Cas : Un portique contreventé par voile avec ouvertures »**

NIVEAU	W <sub>i</sub> (KN)	H <sub>i</sub> (m)	$h_i^k$	$W_j h_j^k$	C <sub>vi</sub>
8	625.19	27.88	33.48	20931.2	0.171
7	751.59	24.82	29.62	22258.6	0.182
6	751.59	21.76	25.78	19373.7	0.159
5	762.15	18.7	21.97	16743.1	0.137
4	773.63	15.64	18.19	14075.2	0.115
3	785.72	12.58	14.46	11361.4	0.093
2	798.73	9.52	10.78	8607.2	0.070
1	812.35	6.46	7.16	5814.9	0.048
RDC	842.07	3.4	3.64	3062.4	0.025
				122227.6	

- **Distribution des charges latérales : « 3<sup>ème</sup> Cas : Un portique (sans voile) »**

NIVEAU	W <sub>i</sub> (KN)	H <sub>i</sub> (m)	$h_i^k$	$W_j h_j^k$	C <sub>vi</sub>
8	586.78	27.88	79.54	46669.6	0.198
7	674.78	24.82	68.26	46060.0	0.195
6	674.78	21.76	57.41	38741.9	0.164
5	685.34	18.7	47.04	32238.5	0.137
4	696.82	15.64	37.19	25914.3	0.110
3	708.91	12.58	27.93	19800.1	0.084
2	721.91	9.52	19.36	13976.3	0.059
1	735.54	6.46	11.63	8551.8	0.036
RDC	758.58	3.4	5.00	3792.2	0.016
				235744.9	

6.7 Effet des ouvertures sur la résistance des voiles

Afin d'évaluer l'effet des ouvertures sur le comportement et la performance sismique des voiles en béton armé, on va réaliser une étude capacitaire où Pushover, on utilise le logiciel *SAP2000 non-linéaires Version 14*. Cette méthode est basée sur l'augmentation de la charge jusqu'à ce que les modes de ruine apparaissent. Les résultats de l'analyse Pushover sont présentés sous forme de courbe non linéaire qui lie l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet des structures étudiées comme montre la figure 6.18.

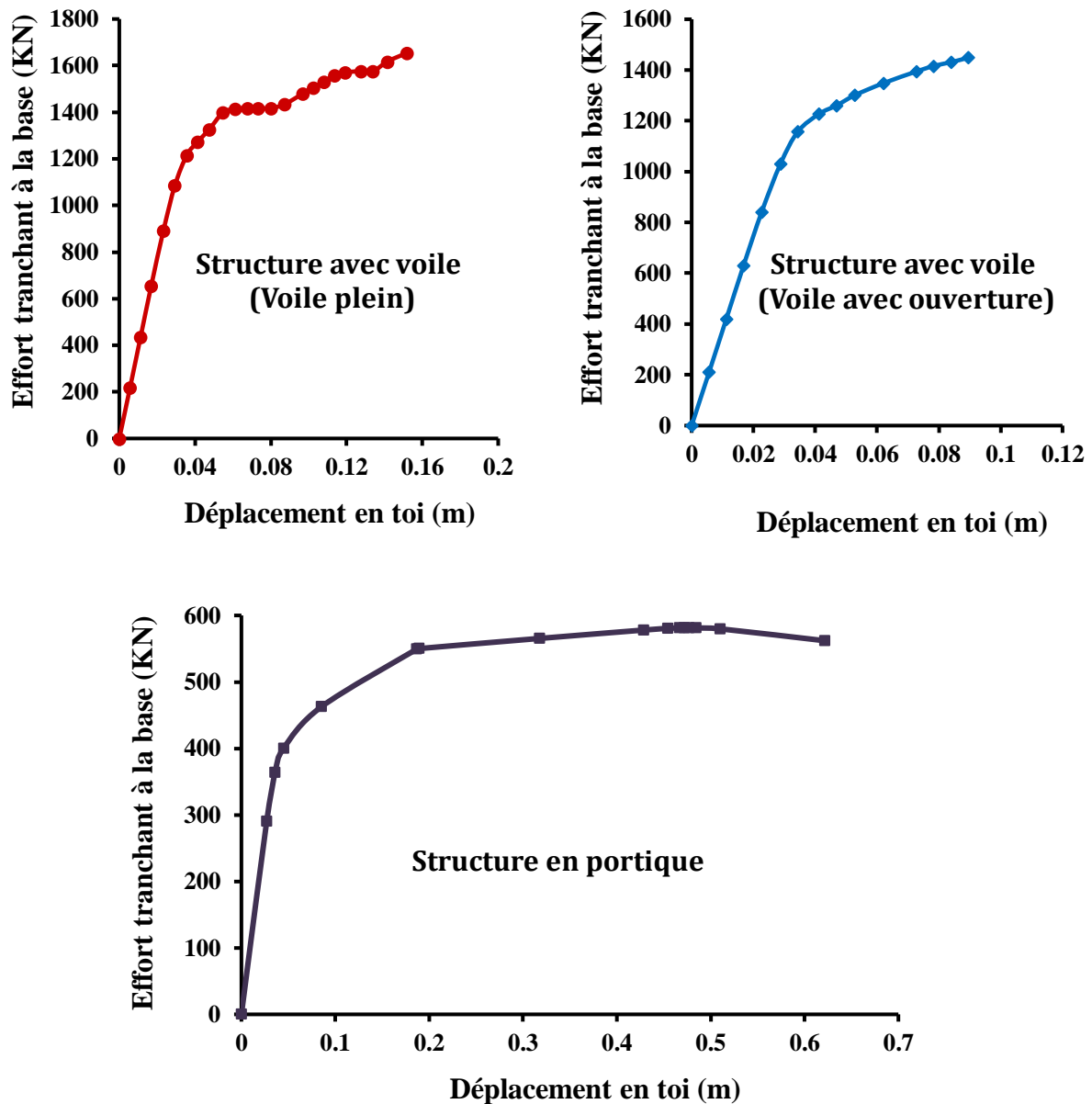


Figure 6.18 : Structure étudiées.

### 6.7.1 Effet des ouvertures sur l'effort tranchant à la base V

La figure 6.19 présente une comparaison entre les différentes courbes Pushover des trois cas de structures analysées. D'après cette figure, Il est bien clair que la présence des ouvertures et l'augmentation de ses dimensions (cas d'un portique) dans un voile en béton armé diminue largement la capacité de résistance à l'effort tranchant. Le tableau 6.3 montre le taux de perte de l'effort tranchant à la base par rapport au voile plein (structure avec voile plein), et qui varie de 12.43% et 64.86% respectivement pour le voile avec ouverture et le portique. A partir de ces résultats, on peut dire que l'effet des ouvertures joue un rôle important sur le comportement des voiles, donc l'augmentation des dimensions des ouvertures dans les voiles en béton armé diminue sa résistance globale.

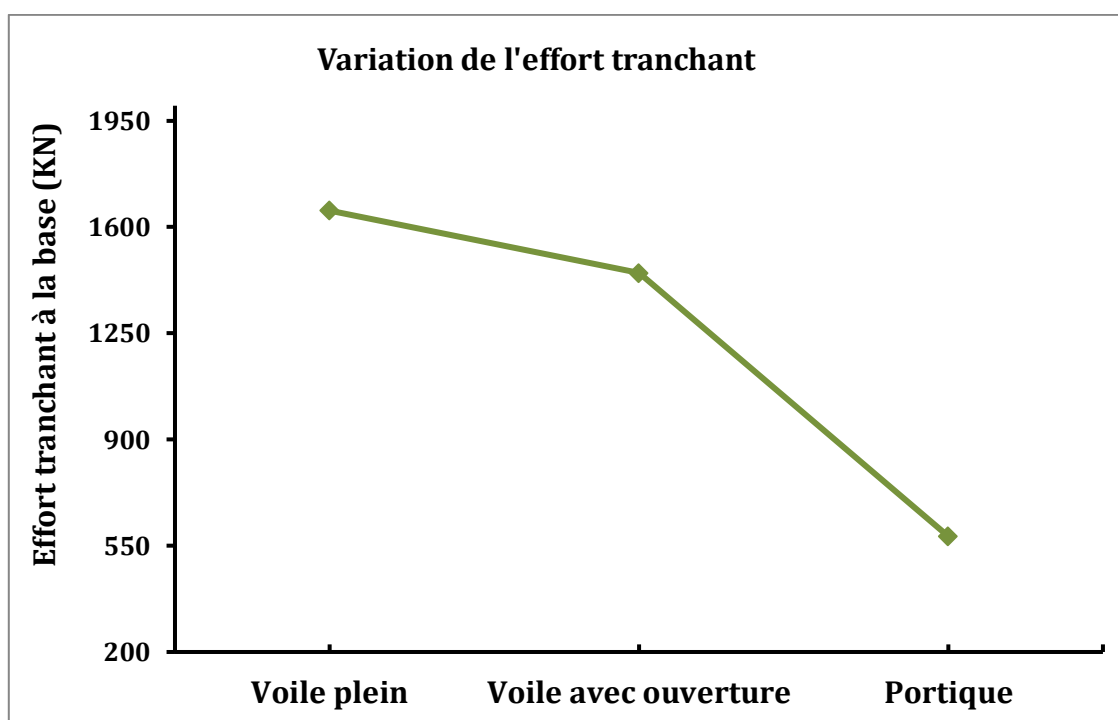


Figure 6.19: Variation de l'effort tranchant.

Tableau 6.3 : Taux de perte de résistance des structures étudiées.

Structures étudiées	Effort Tranchant V (KN)	% par rapport au voile plein
Structure avec voile plein	1654.264	100 %
Structure contreventée par voile avec ouvertures	1448.637	12.43 %
Structure en portique	581.340	64.86 %

### 6.7.2 Effet des ouvertures sur la période fondamentale T

La figure 6.20 illustre la variation de la période des trois cas de structures analysées. D'après cette figure, on remarque que l'augmentation du taux des ouvertures dans un voile en béton armé augmente la valeur de la période fondamentale. Le tableau 6.4 montre le pourcentage de l'augmentation qui varie de 5.09% et 47.80% respectivement pour le voile avec ouverture et le portique. D'ici, on peut conclure que la différence de période entre un voile plein et un portique peut dépasser 50%.

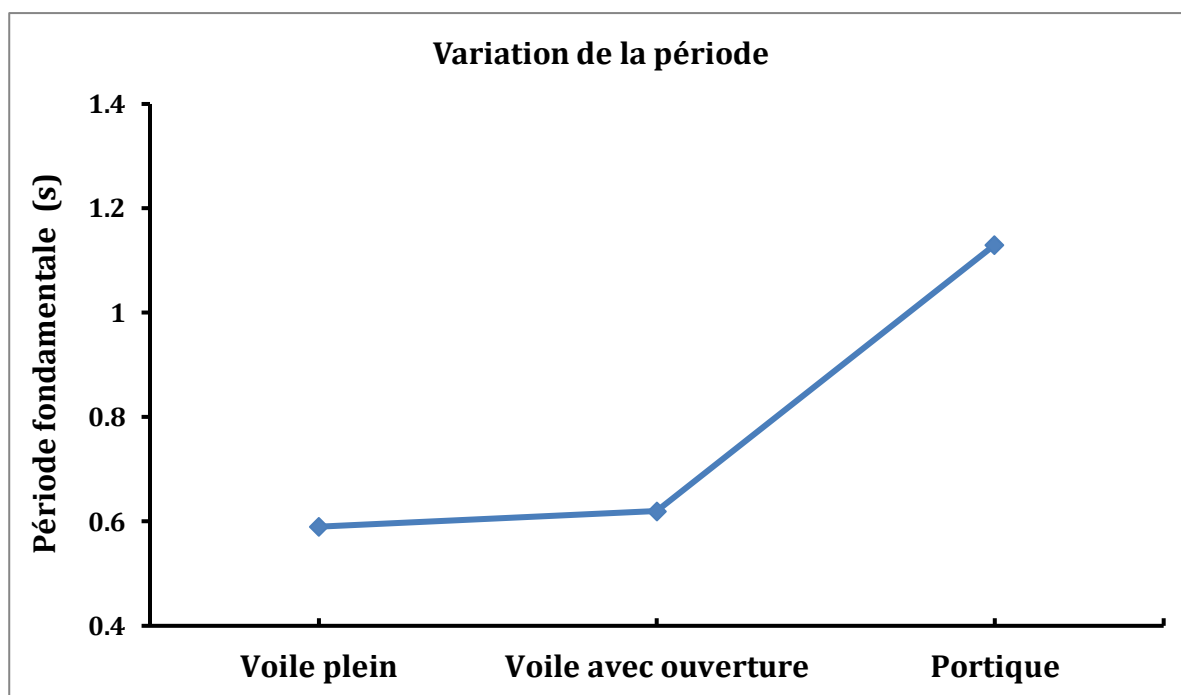


Figure 6.20 : Variation de la période.

Tableau 6.4 : Variation de la période fondamentale des structures étudiées.

Structures étudiées	période T(s)	% par rapport au portique
Structure avec voile plein	0.59	/
Structure contreventée par voile avec ouvertures	0.62	5.09 %
Structure en portique	1.13	47.80 %

### 6.7.3 Effet des ouvertures sur le déplacement $\Delta_{max}$

La figure 6.21 présente la variation du déplacement au sommet des trois cas de structures analysées. D'après cette figure, on remarque que la structure en portique présente le déplacement maximal (0.47 m) avant la rupture par rapport aux structures avec voile plein et voile avec ouverture. Cette dernière présente le déplacement minimal (0.089 m), ce que signifie qu'elle est la moins ductile.

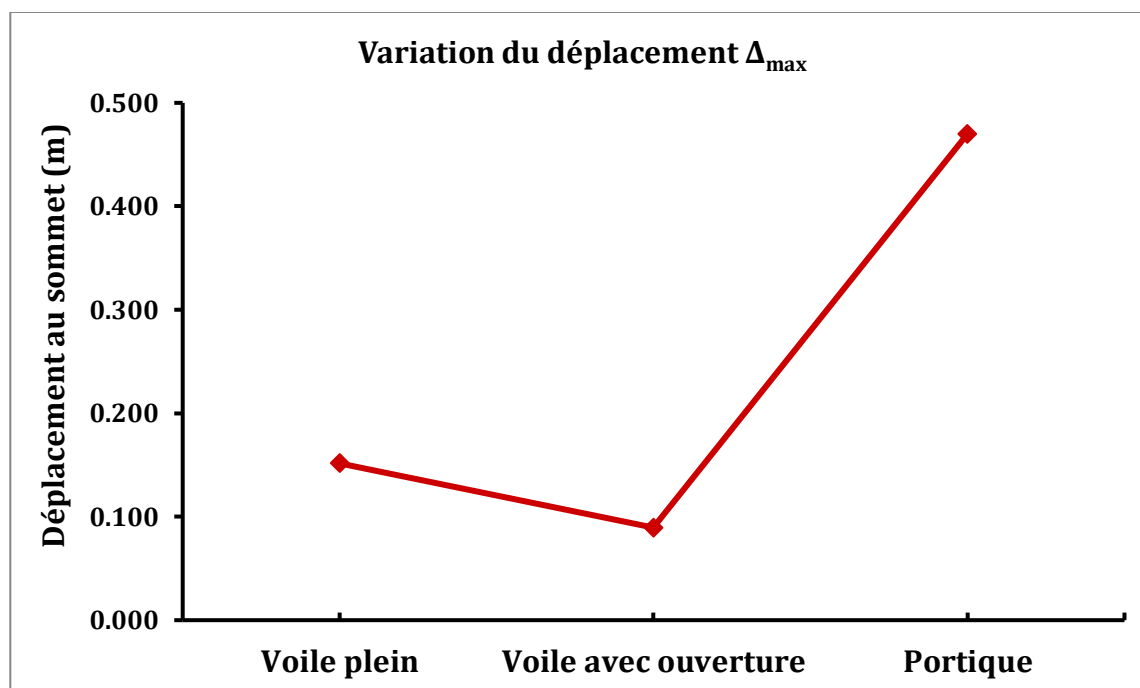


Figure 6.21 : Variation du déplacement maximal au sommet de la structure.

Tableau 6.5 : Variation des déplacements au sommet des structures étudiées.

Structures étudiées	Déplacement $\Delta$ (m)
Structure avec voile plein	0.152
Structure contreventée par voile avec ouvertures	0.089
Structure en portique	0.470

En fin, il convient de noter que ces interprétations sont basées sur les résultats obtenus dans cette étude. D'autres recherches en variant d'autres paramètres ou en prenant plusieurs cas d'ouvertures dans les voiles sont recommandés de mener avec une analyse approfondie afin d'obtenir des résultats précis et fiables.

## **Conclusion**

L'objectif de ce chapitre est de mieux décrire, et de façon à simplifier le comportement non linéaire des structures avec murs voiles comprend des ouvertures, une étude capacitaire comparative basé sur la méthode statique non linéaire en poussée progressive (Pushover) entre trois cas de structures a été menée pour montre l'influence de la présence des ouvertures et ses dimensions sur la variation de la résistance des structure (effort tranchant a la base) et la période fondamentale et le déplacement.

Les résultats obtenus montrent que la résistance de l'effort tranchant à la base des structures contreventées par des voiles en béton armé diminue lorsqu'on augmente le taux des ouvertures (les dimensions des ouvertures), par contre les valeurs de la période le déplacement, augmentent avec l'accroissement des ouvertures.

L'ouverture dans un voile en béton armé peut réduire la résistance de l'élément à l'effort tranchant. L'effort tranchant est généralement supporté par le béton et l'armature du voile. Lorsqu'une ouverture est présente, une partie du voile est interrompue, ce qui peut entraîner une diminution de la capacité de résistance à l'effort tranchant.

## **CONCLUSIONS GENERALES**

## **CONCLUSIONS GENERALE**

Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances Acquises durant sa formation, cette expérience nous a permis aussi d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures (linéaire et non linéaire), l'application des règlements tels que : *RPA99 Version 2003*, *BAEL91*, et l'utilisation des trois logiciels de calcul : *ETABS*, *SAP2000* et *SOCOTEC*.

Le travail présenté dans notre mémoire est consacré à l'évaluation de l'effet de la présence des ouvertures dans les voiles des structures de bâtiments en béton armé à plusieurs étages en tenant compte des déformations post-élastiques de leurs éléments structuraux à travers une série d'analyses statiques non-linéaires en poussée progressive « analyse Push-over ». Pour atteindre cet objectif, dans un premier temps, nous avons fait le pré-dimensionnement, le calcul des éléments non structuraux et la descente de charge de notre bâtiment ainsi que l'analyse dynamique et sismique de la structure et le ferrailage des éléments structuraux. Ensuite, une étude capacitaire comparative de l'effet des ouvertures sur la résistance et la performance des voiles en béton armé basée sur la méthode statique non linéaire (Push-over) entre trois cas de structures a été traité. Sur la base de cette étude, les résultats obtenus ont montré que la résistance de l'effort tranchant à la base des structures diminue largement lorsqu'on augmente les dimensions des ouvertures dans les voiles contreventement, par contre les valeurs de la période et le déplacement latéral augmentent avec l'accroissement des ouvertures. D'ici on peut conclure que les voiles pleines restent beaucoup en sécurité comparativement aux voiles avec ouvertures.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

## **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] **RPA99/Version 2003 [2003]** "Règles Parasismiques Algériennes", Document Technique Règlementaire, Algérie.

[2] **BAEL, 1991** : Règles béton armé aux états limites 1991 BAEL 91.modifier99

[3] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé. CBA93, Ministère l'habitat.

[4] **Nicolae ILE** Ingénieur Génie Civil de l'Institut Polytechnique de Cluj-Napoca, Présentée devant l'institut national des sciences appliquées de Lyon, «Contribution à la compréhension du fonctionnement des voiles en béton arme sous sollicitation sismique : apport de l'expérimentation et de la modélisation a la conception ». Soutenue le 18 décembre 2000.

[5] Eurocode-8 : Règlement parasismique Européen « association française de normalisation, NF EN 1998-1», septembre 2005.

[6] **H RENAUD**, « Ouvrage en béton armé, technologie du bâtiment gros œuvre», janvier 2003.

[7] **BELKHEIR, Mohamed Aghiles**, mémoire de magister présenté «Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments » Soutenue le 02 juillet 2012.

[8] Livre Constructions à murs porteurs, publication du moniteur 1995.

[9] **SOUADJI, Nassima**. *ANALYSE STATIQUE NON-LINEAIRE DES PORTIQUES AUTOSTABLES ET MIXTES EN BETON ARME*. Tlemcen ; Algérie : Mémoire pour l'Obtention du Diplôme Master en Génie Civil Option : Ingénierie des structures, 2015-2016.

[10] **FEMA**. *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 356 Report*. Washington, D.C.: prepared by the American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency, 2000.

Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B C 22.

Logiciel de la modélisation de la structure ETABS V 9.6.0 ETABS V2013.

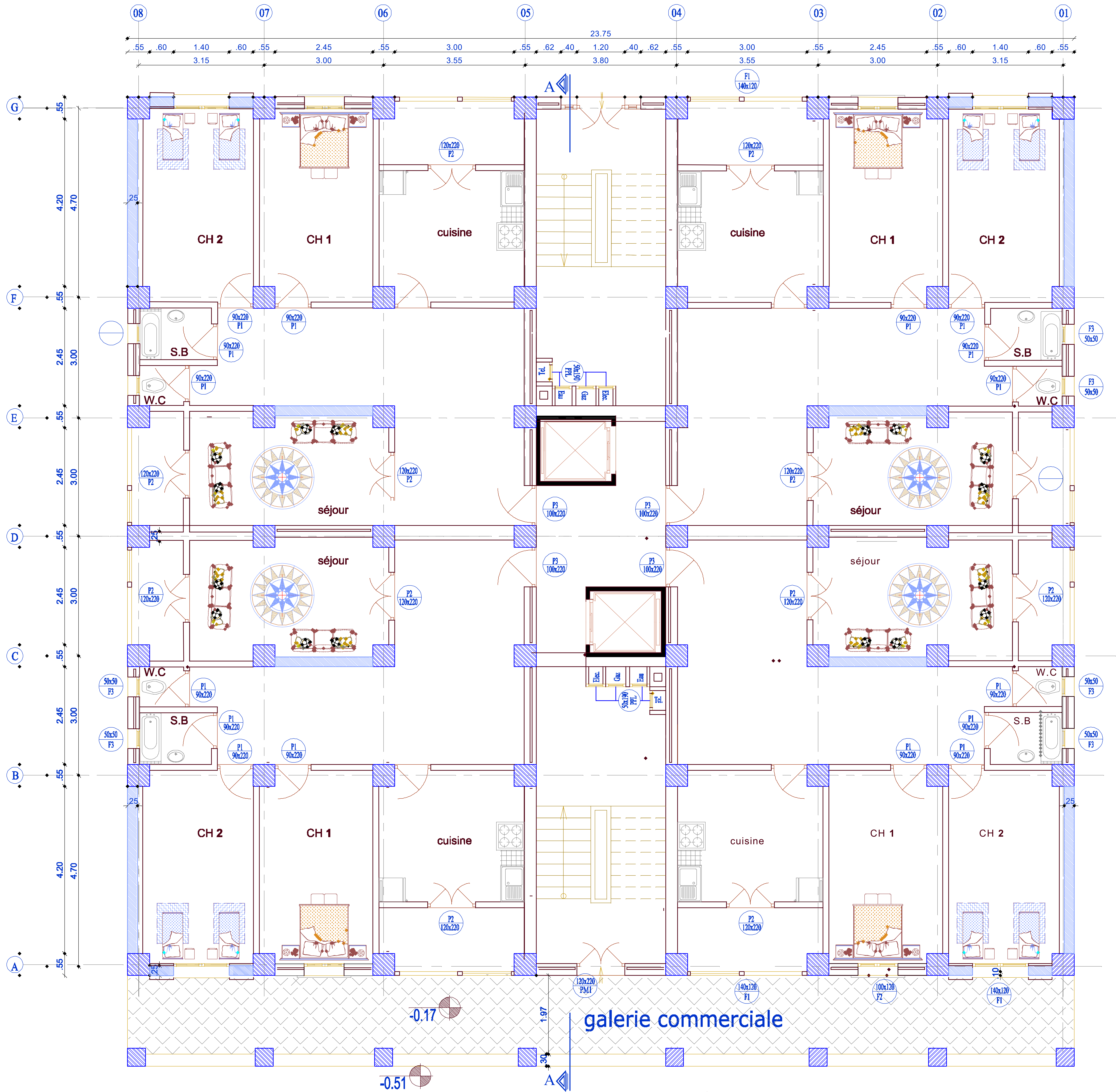
Logiciel de calcul de ferrailage SOCOTEC.

La méthode du « Performance Point » (ATC 40).

### Cours

- Béton armé (troisième année)
- Cours de conception technique de construction (Master 1)
- Dynamique des structures (Master 1)
- Elasticité (Master 1)
- Génie Parasismique (Master 2)
- Plasticité (Master 2)

# Plan d'architecture



# Façade principale

