

**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**  
**Université M'hamed Bougara Boumerdès**  
**Faculté de Technologie**  
**Département de Génie Civil**



# **Mémoire Fin D'études**

**En Vue de l'obtention du Diplôme Master**

**Filière : Génie Civil**

**Spécialité : Structures et construction**

## **Thème**

*Etude et conception d'un bâtiment (R+5+S-sol) à usage d'habitation  
contreventé par portiques et voiles*

**Réaliser par :**

- ❖ Mr. KARALI Qassim
- ❖ Mr. KEBAILI Abderrahmane

**Encadré par :**

Mr. B.MEZAZIGH

**Promotion : 2023/2024**

# Sommaire

## CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I.1	Introduction : .....	2
I.2	Présentation de site : .....	2
I.3	Présentation de l'ouvrage : .....	2
I.3.1	Caractéristique géométrique de l'ouvrage : .....	2
I.3.2	Escaliers : .....	3
I.3.3	Les maçonneries : .....	3
I.3.4	Acrotère : .....	3
I.3.5	Balcons : .....	3
I.3.6	Les portiques : .....	3
I.3.7	Les voiles : .....	3
I.3.8	L'infrastructure : .....	3
I.4	Choix du type de contreventement : .....	4
I.5	Bases réglementaires : .....	4
I.5.1	Règlements et normes utilisés : .....	4
I.5.2	Les Etats Limites : .....	4
I.5.3	Hypothèses fondamentales de calcul : .....	3
I.6	Les actions : .....	4
I.6.1	Valeurs caractéristiques des actions : .....	4
I.7	Valeurs de calcul des actions : .....	5
I.7.1	Combinaison du BAEL : .....	5
I.7.2	Combinaison du RPA : .....	6
I.8	Les sollicitations : .....	6
I.8.1	Sollicitations simples : .....	7
I.8.2	Sollicitations composées : .....	7
I.9	Les matériaux : .....	7
I.9.1	Le béton : .....	7
I.9.2	Le dosage : .....	7
I.9.3	Caractéristiques mécaniques : .....	8
I.9.4	Résistance à la compression : .....	8
I.9.5	Résistance à la traction : .....	9

I.9.6	Contrainte limite : .....	9
I.9.7	Déformations longitudinales du béton : .....	11
I.9.8	Les aciers : .....	11
I.9.9	Le béton armé : .....	14
I.10	Caractéristiques des matériaux utilisés : .....	15
I.11	Conclusion : .....	15

## **CHAPITRE II : Pré-dimensionnement et descente des charges**

II -1)	Introduction:.....	19
II -2)	Pré-dimensionnement : .....	19
II - 2-1)	Pré-dimensionnement des planchers : .....	19
II - 2-2)	Pré-dimensionnement des poutres : .....	20
II -2- 3)	Pré-dimensionnement des voiles : .....	21
II- 2- 4)	Pré-dimensionnement des balcons:.....	22
II -2- 5)	Pré-dimensionnement des escaliers.....	22
II -3)	Détermination des charges et surcharges : (DTR B.C.22) .....	24
II -3-1)	Charges permanentes .....	24
II - 3-1-1)	Terrasse : .....	24
II - 3-1-2)	Etage courant et RDC : .....	24
II - 3-1-3)	le Balcon : .....	25
II - 3-1-4)	Charges revenant aux escaliers : .....	25
II - 3-1-5)	Charges revenant aux murs extérieurs: .....	26
II - 3-1-6)	Charges revenant à l'Acrotère : .....	26
II - 3-2)	Surcharges d'exploitation : .....	26
	Loi de dégression des sur charges : .....	27
II. 4)	Pré-dimensionnement des poteaux : .....	27
II.4.1.	Les étapes de calcul : .....	27
II -3)	Conclusion : .....	32

## **CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires**

III.1	Introduction : .....	33
III.2	Planchers à corps creux : .....	33
III.2.1	Ferraillage de la dalle de compression : .....	33
III.3	Etude des poutrelles : .....	34

III.3.1	Les méthodes de calcul : .....	35
III.3.2	Les différents types de poutrelles : .....	38
III.3.3	Evaluation des combinaisons de charges : .....	38
III.3.4	Calcul des Poutrelles : .....	39
III.3.5	Calcul du ferrailage des poutrelles : .....	41
III.4	Vérifications : .....	46
III.5	Conclusion : .....	49
III.5.1	Schéma de de ferrailage : .....	50
III.6	Etude des balcons : .....	56
III.6.1	Evaluation des charges : .....	56
III.6.2	Calcul des sollicitations et des combinaisons de charges : .....	56
III.6.3	. Calcul de ferrailage : .....	57
III.6.4	Vérifications .....	58
III.7	. Etude de l'escalier : .....	61
III.7.1	Evaluation des charges des escaliers : .....	61
III.7.2	Combinaison de charges : .....	61
III.7.3	Ferrailage : .....	63
III.7.4	Vérifications : .....	66
III.7.5	Conclusion : .....	69

## **CHAPITRE V : Etude dynamique**

IV.1	Introduction : .....	71
IV.2	Méthodes utilisables : .....	73
IV.3	Choix de la méthode de calcul .....	73
IV.3.1	Méthode statique équivalente : .....	73
IV.3.2	Méthode dynamique qui regroupe : .....	73
IV.4	Calcul de la force sismique V statique : .....	74
IV.4.1	Calcul de la période fondamentale de la structure : .....	75
IV.5	Modélisation et résultats : .....	77
IV.5.1	Disposition des voiles de contreventement : .....	77
IV.5.2	Mode de vibration et taux de participation des masses : .....	78
IV.5.3	Les modes de vibrations : .....	79
IV.5.4	Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 : .....	81

Conclusion.....	86
-----------------	----

## CHAPITRE IV : Etude des éléments principaux

V.1	Introduction .....	89
V.2	Etude des poteaux : .....	90
fe:	contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.....	91
V.2.1	Caractéristiques des matériaux : .....	92
V.2.2	Calcul de ferrailage : .....	93
V.2.3	Vérification des contraintes de cisaillements .....	102
V.2.4	Vérification au flambement : .....	102
V.2.5	Vérification des contraintes .....	103
V.2.6	Exemple de vérification avec Socotec : .....	105
V.3	Etude des poutres : .....	106
V.3.1	-Recommandation du RPA99/2003 : .....	106
V.3.2	FERRAILLAGE DES POUTRES .....	107
V.3.3	Vérifications à l'ELU .....	112
V.3.4	Vérification à l'ELS .....	115
V.3.5	Schémas de ferrailage des poutres pour tous les niveaux.....	117
V.3.6	-Calcul de la poutre palière : .....	118
V.4	Etude des voiles .....	120
V.4.1	Définition.....	120
V.4.2	Exigence du RPA.....	120
V.4.3	Recommandations du RPA99 version 2003 .....	121
V.4.4	Exemple de calcul (v1x) .....	122
V.5	Ferrailage des linteaux : .....	134
V.5.1	-Introduction : .....	134
V.5.2	-Exemple de calcul : .....	134
V.5.3	-Caractéristiques géométriques du linteau : .....	134
V.5.4	Sollicitations dans le linteau : .....	135
V.5.5	Contraintes limites de cisaillement dans le linteau : .....	135
V.5.6	-Ferrailage du linteau :            135	

## CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure :

VI.1	Introduction :	138
VI.2	Les différents types de fondations :	138
VI.3	Choix du type des fondations :	138
VI.4	Etude des fondations	138
VI.4.1	Combinaisons de calcul	138
VI.4.2	Vérification de la semelle filante	139
VI.5	Etude du radier	139
VI.5.1	Pré dimensionnement du radier.	139
VI.5.2	Calcul de la surface du radier :	141
VI.6	. Ferrailage du radier :	145
➤	Ferrailage de la dalle :	146
VI.6.1	Calcul des armatures :	147
VI.7	Calcul des nervures :	149
VI.7.1	Dimensionnement des nervures :	149
VI.7.2	Espacement : RPA99version2003 :	152
VI.7.3	Choix des cadres : RPA99 version 2003	153

# Listes des figures :

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage :

Figure I-1 : Diagramme des déformations limites de la section.....	3
Figure I-2. Evaluation de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton .....	9
Figure I. 3. Diagramme déformations-contraintes du béton. ....	10
Figure I. 4. <i>Diagramme expérimental de l'acier.</i> .....	13
Figure I. 5. Diagramme des contraintes-déformations pour les aciers. ....	13

## Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges:

Figure II-1 : coupe transversale d'un plancher à corps creux. ....	19
Figure II-2: Vue de voile en élévation. ....	21
Figure II-3: Coupe <i>de voiles en plan.</i> .....	22
Figure II -4: description d'un escalier .....	23
Figure II -5 : Dimensions de l'escalier .....	23
Figure II -6 : Vue en élévation de l'acrotère .....	23
Figure II-7 : Représentation du poteau central le plus sollicité .....	28
Figure II-8: schéma du poteau central le plus sollicité .....	28

## Chapitre III : Etude des éléments secondaires :

Figure III. 1 : Ferrailage de la dalle de compression. ....	34
Figure III.2 : Coupe verticale du plancher en corps creux. ....	34
Figure III.3 : Schéma statique des poutrelles (1 <sup>ère</sup> type de chargement) .....	39
Figure III.4 : Schéma statique des poutrelles (2 <sup>ème</sup> type de chargement) .....	39
Figure III.5: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (1 <sup>ère</sup> chargement). ....	39
Figure III.6: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (2 <sup>ème</sup> chargement). ....	40
Figure III.7 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (1 <sup>ère</sup> chargement) .....	40
Figure III.8: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (1 <sup>ère</sup> chargement). ....	40
Figure III.9 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (1 <sup>ère</sup> chargement) .....	40
Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (1 <sup>ère</sup> chargement) .....	41
Figure III.11: Coupe de section rectangulaire et section en T .....	41
Figure III.12: Caractéristiques et sollicitation de la section .....	44
Figure III.13 : <i>section d'armatures</i> .....	44
Figure III.14: Caractéristiques et sollicitation de la section .....	45
Figure III.15: section d'armatures. ....	45

Figure III.16. Schéma ferrailage des poutrelles .....	50
Figure III .17: Schéma statique et diagrammes des efforts. ....	51
Figure. III.18 : schéma de ferrailage. ....	52
Figure. III.19: Schéma de ferrailage de l'acrotère .....	56
Figure III.20. Schéma statique du balcon .....	57
Figure III.21 : Schéma de ferrailage du balcon. ....	60
Figure III.22 : Vu en plan d'escalier au niveau du RDC .....	61
Figure III.23 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU. ....	61
Figure III.24 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU. ....	62
Figure III.25 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU. ....	62
Figure III.26 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS. ....	62
Figure III.27 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS. ....	62
Figure III.28 : Diagramme du l'effort tranchant à l'ELS. ....	62
Figure III.29: Caractéristiques et sollicitation de la section. ....	64
Figure III.30 : section d'armature. ....	64
Figure III.31: Caractéristiques et sollicitation de la section. ....	65
Figure III.32: section d'armature. ....	65
Figure III.33. Ferrailage de l'escalier. ....	69

#### Chapitre IV : Etude dynamique

Figure IV. 1 . <i>Spectre de réponse RPA</i> .....	76
Figure IV.2. Vu en 3D de la structure modélisée avec le logiciel ETABS .....	77
Figure IV. 3. Plans de disposition des voiles .....	78
Figure IV. 4. Mode de déformation 1 .....	79
Figure IV. 5. Mode de déformation 2 .....	80
Figure IV. 6. Mode de déformation 3 .....	80

#### **Chapitre V : Etude des éléments principaux**

Figure V- 1. <i>Zone nodale</i> .....	91
Figure V- 2. Différents types de section par rapport à la position de l'axe neutre. ....	94
Figure V- 3. Diagramme contraintes-déformations. ....	96
Figure V- 4. Diagramme contrainte déformation avant après simplification. ....	96
Figure V.5 : Caractéristiques et sollicitation de la section. ....	98
Figure V.6 : Section d'armature .....	98
Figure V.7 : Délimitation de la zone nodale .....	101
Figure V.8 : Caractéristiques et sollicitation de la section .....	105
Figure V.9 : section d'armature .....	105
Figure V.10 : Ferrailage des poteaux. ....	106

Figure V.11 : Schéma de ferrailage des poutres non lié au voile dans tous les niveaux .....	117
Figure V.12 : Schéma de ferrailage des poutres lié au voile dans tous les niveaux .....	118
Figure V.13 : Exemple de ferrailage de trumeau $v1x(zone1)$ . .....	122
Figure V.14 : Zone tendue et courante dans les voiles. ....	124
Figure V-15 : Distribution de la quantité d'acier sur les voiles $(v1x,v4x,p3y,p4y)$ zone1. ....	126
Figure V-16 : Distribution de la quantité d'acier sur les voiles $(v1x,v4xp3y,p4y)$ zone2. ....	126
Figure V-17 : Distribution de la quantité d'acier sur les voiles $(v1x,v4x)$ zone3. ....	126
Figure V-18 : Distribution de la quantité d'acier sur les voiles $(v2x,v3x)$ zone1. ....	128
Figure V-19 : Distribution de la quantité d'acier sur les voiles $(v2x,v3x)$ zone2. ....	128
Figure V-20 : Distribution de la quantité d'acier sur les voiles $(v2x,v3x)$ zone3. ....	128
Figure V-21 : Distribution de la quantité d'acier sur les voiles $(v5x,v6x)$ zone1. ....	130
Figure V-22 : Distribution de la quantité d'acier sur les voiles $(v5x,v6x)$ zone2. ....	130
Figure V-23 : Distribution de la quantité d'acier sur les voiles $(v5x,v6x)$ zone3. ....	130
Figure V-24 : Distribution de la quantité d'acier sur les voiles $(v7x)$ zone1. ....	132
Figure V-25 : Distribution de la quantité d'acier sur les voiles $(v7x)$ zone2. ....	132
Figure V-25 : Distribution de la quantité d'acier sur les voiles $(v7x)$ zone2. ....	132
Figure V-26 : Distribution de la quantité d'acier sur les voiles $(v7x)$ zone3. ....	132
Figure V-27 : Distribution de la quantité d'acier sur les voiles $(p1y,p2y)$ zone1. ....	134
Figure V-28 : <i>Distribution de la quantité d'acier sur les voiles</i> $(p1y.p2y)$ zone2. ....	134
Figure V-29 : <i>Distribution de la quantité d'acier sur les voiles</i> $(p1y.p2y)$ zone3. ....	134
Figure V-30 : <i>schéma ferrailage de linteau</i> .....	136

## **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure**

Figure VI-1 : vue en plan du modèle de radier .....	146
Figure VI-2 : Résultats des moments X-X à l'ELU .....	146
Figure VI-3 : Résultats des moments Y-Y à l'ELU .....	147
Figure VI-4 : résultats de ferrailage X-X .....	148
Figure VI-5 : résultats de ferrailage Y-Y .....	149
Figure VI-6 : schéma de la section de nervure .....	150
Figure VI-7 : résultats des moments à l'ELU .....	150
Figure VI-8 : résultats de ferrailage nervurés x-x, y-y .....	151

# Liste des tableaux

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I- 1. Les différents types d'acier utilisés dans la construction.....	12
Tableau I- 2. Caractéristiques des matériaux utilisés. ....	15

## Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des charges

Tableau II .1- Évaluation des charges sur la terrasse.....	24
Tableau II .2: Évaluation des charges dans Étage courant et RDC. ....	24
Tableau II.3 : Évaluation des charges sur les balcons. ....	25
Tableau II.4 : Évaluation des charges revenant à la volée de l'escalier. ....	25
Tableau II.5 : Évaluation des charges revenant au palier de repos. ....	25
Tableau II.6 : Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs. ....	26
Tableau II.7 : Évaluation des charges revenant à l'Acrotère. ....	26
Tableau II.8 : surcharges sur les différents planchers. ....	26
Tableaux II.9 : Dimensionnement des poteaux. ....	30
Tableaux II.10 : vérification des conditions de RPA (Art7.4.1 RPA99 révisé en 2003). ....	31
Tableaux II.11: Vérification au flambement. ....	32

## Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III.1 : Différents types des poutrelles. ....	38
Tableau. III. 2: combinaisons de charges. ....	39
Tableau III.3: Caractéristiques d'une section rectangulaire ....	41
Tableau III.4 : Ferrailage en travées ....	42
Tableau III.5 : ferrailage aux appuis ....	43
Tableau III.6 : vérification des contraintes de compression dans le béton ....	47
Tableau III.7: caractéristiques géométriques d'une section rectangulaire.....	52
Tableau III.8 : Résumé du calcul ....	55

Tableau III.9 : Ferrailage des escaliers.....	63
Tableau III-10. Vérification de la contrainte dans le béton.....	67

## **Chapitre IV ; Etude dynamique**

Tableau IV- 1. Valeurs des pénalités.....	75
Tableau IV- 2. Périodes et taux de participation massique de la structure.....	78
Tableau IV- 3. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	81
Tableau IV- 4. Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques .....	81
Tableau IV- 7. Vérification de l'effort normal réduit.....	82
Tableau IV- 8. Vérification de l'effort normal réduit après augmentation de la section du poteau.....	82
Tableau IV- 9. Vérification des déplacements relatifs sens X.....	83
Tableau IV- 10. Vérification des déplacements relatifs sens Y.....	83
Tableau IV- 11. Vérification de l'effet P- $\Delta$ . .....	85
Tableau IV .12 : Excentricité selon X-X.....	86
Tableau IV .13 : Excentricité selon Y-Y.....	86

## **Chapitre V : Etude des éléments principaux**

Tableau.1:Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.....	93
Tableau. V.2 : Sections d'armatures maximales et minimales.....	93
Tableau V- 3 : Sollicitations et ferrailage dans les poteaux.....	97
Tableau V. 4 : les armatures transversales.....	100
Tableau V.5 : Délimitation de la zone nodale.....	101
Tableau V-6: Vérification des contraintes de cisaillement.....	102
Tableau V- 7: Vérification au flambement des poteaux.....	103
Tableau V- 8: Vérification des contraintes dans les poteaux.....	104
Tableau V.9 : les sollicitations des poutres principales non liée aux voiles.....	107
Tableau V.10 : ferrailage de poutre principale 4-C-E.....	108
Tableau VI. 11 : ferrailage des poutres principales liées aux voiles.....	109
Tableau VI.12 : ferrailage de la poutre secondaire la plus défavorable.....	109
Tableau VI.13 : ferrailage des poutre secondaire D-3-5.....	110
Tableau VI.14 : ferrailage des poutres secondaires liées aux voiles.....	111
Tableau VI.15 : ferrailage des poutres non liées aux voiles.....	111
Tableau VI.16 : ferrailage des poutres liées aux voiles.....	112
Tableau V.18 : calcul des armatures transversales.....	112
Tableau V.19 : Vérification des contraintes tangentielles.....	113
Tableau V.20 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement. ....	114
Tableau V.21Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres liées au voile.....	114

Tableau V.22 : Vérification de la flèche. ....	115
Tableau V.23 : les sollicitations de poutre palière a L'ELA .....	115
Tableau V-24 : choix des armatures longitudinales de la poutre palière. ....	118
Tableau V-25 : choix des armatures transversales de la poutre palière. ....	119
Tableau V.26 : Vérification de l'état limite de compression du béton. ....	119
Tableau V.27 : Sollicitations et ferrailage des trumeaux v1x, v4x, p3y,p4y.....	120
Tableau V.28 : Sollicitations et ferrailage des voiles v2x, v3x.....	126
Tableau V.29 : Sollicitations et ferrailage des voiles v5x, v6x.....	127
Tableau V.30 : Sollicitations et ferrailage de voiles v7x.....	129
Tableau V.31 : Sollicitations et ferrailage de voile p1y, p2y.....	131
Tableau V-32 : caractéristiques géométriques du linteau.....	133
Tableau V-33: Sollicitations dans le linteau.....	135
Tableau V-34 : ferrailage du linteau .....	135

## **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure**

Tableau VI.1. Résumé du Pré-dimensionnement. ....	141
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes. ....	145
Tableau VI-3 : résultats de contrainte de compression dans le béton. ....	152

## Introduction générale:

Le génie civil est une branche de l'ingénierie qui se concentre sur la conception, la construction et l'entretien des infrastructures physiques essentielles à la société, telles que les routes, les ponts, les barrages, les tunnels, les bâtiments, les systèmes de traitement des eaux, et les réseaux de distribution d'énergie. Cette discipline vise à assurer la sécurité, la durabilité et l'efficacité des structures et des installations qui facilitent le fonctionnement quotidien des communautés et soutiennent le développement économique.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment implanté dans une zone de sismicité moyenne (**I**II****), comportant un rez de chaussée plus 5 étages (R+5) et un sous-sol, dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques. Il constitue a pour but de dimensionner les ouvrages d'une façon résistance et économique.

- **Le Premier chapitre** : consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- **Le deuxième chapitre** : présent le pré-dimensionnement des éléments de la structure et descente des charges.
- **Le troisième chapitre** : calcul détaillé des différents éléments non structuraux (l'acrotère, les poutrelles, les escaliers).
- **Le quatrième chapitre** : portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS v9.7.0.
- **Le cinquième chapitre** : calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS.
- **Le sixième chapitre** : le calcul et dimensionnement de l'infrastructure pour détermination le type de fondations.

# Chapitre I

## I.1 Introduction :

La réalisation d'une construction quelconque nécessite une bonne connaissance du sol ainsi que les caractéristiques géométriques de l'ouvrage, en appuyant sur les règlements nécessaires et tenant compte de différents matériaux utilisés. Quand ces facteurs sont réunis, l'ingénieur de génie civil pourra débiter ses études.

## I.2 Présentation de site :

### I.2.1.1 Caractéristique du sol :

## I.3 Présentation de l'ouvrage :

Notre projet de fin d'études, consiste à étudier et calculer les différents éléments résistants d'un bâtiment (R+5+SOUS-SOL) à usage habitation avec une terrasse inaccessible. Il est implanté à (KHARROUBA), wilaya de BOUMERDES classée selon le (R.P.A.2003) comme étant une zone de sismicité élevée (zone II<sub>b</sub>).

- La structure est composée de :
  - D'un SOUS-SOL.
  - Le RDC et 1,2,3,4 et 5<sup>ème</sup> étages sont à usage habitation.

### I.3.1 Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

- Le bâtiment est de dimensions suivantes :
  - Hauteur du bâtiment ..... 19.06 m
  - Longueur totale du bâtiment .....24.40 m
    - **SOUS-SOL :**
      - Hauteur ..... 2.89m
      - Largeur totale du bâtiment .....16.30 m
        - **RDC :**
          - Hauteur ..... 3.06 m
          - Largeur du bâtiment .....16.30 m
            - **Etages courants (1<sup>ère</sup>, 2<sup>ème</sup>, 3, 4 et 5 étages) :**
              - Hauteur .....3, 06 m
              - Largeur du bâtiment .....17.50 m

### I.3.2 Escaliers :

L'escalier est une sécession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

### I.3.3 Les maçonneries :

C'est un ouvrage vertical réalisé par assemblage à joints de mortiers comportant essentiellement les éléments suivants (**selon D.T.R. E 2.4**):

- ✓ Moellons,
- ✓ Pierre de taille,
- ✓ Briques de terre cuite pleines, creuses ou perforées,
- ✓ Blocs de terre stabilisée pleins ou creux,
- ✓ Blocs de béton de plâtre pleins ou creux,
- ✓ Blocs de béton agglomérés pleins ou creux,
- ✓ Briques silico-calcaires, Autres.

Il existe deux types de maçonneries :

- ✓ Mur de séparation intérieure.
- ✓ Mur extérieur.

### I.3.4 Acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.

### I.3.5 Balcons :

Ce sont des éléments réalisés en dalle pleine.

### I.3.6 Les portiques :

Ce sont des structures composées de poteaux et de poutres rigidement liés.

### I.3.7 Les voiles :

Ce sont des éléments rigides en béton armé, coulé sur place, ils assurent d'une part le transfert des charges verticales et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales

### I.3.8 L'infrastructure :

C'est un élément qui permet de transmettre les charges de la superstructure au sol d'assise.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix dépend de plusieurs facteurs :

- ✓ La résistance du sol ;
- ✓ L'importance de la charge (du bâtiment) ;
- ✓ Les dimensions des trames.

Il existe de grandes familles de fondations :

- ✓ Les fondations superficielles.
- ✓ Les fondations profondes.

#### **I.4 Choix du type de contreventement :**

Etant donné que la hauteur de l'ouvrage est de 19.06 m, seul deux systèmes de Contreventement sont applicables pour celui-ci à savoir :

- ✓ Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.
  - ✓ Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.
- I. On privilégiera le système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.

#### **I.5 Bases réglementaires :**

##### **I.5.1 Règlements et normes utilisés :**

Les règlements et normes utilisés sont :

- ✓ Béton aux états limites BAEL 91/Version99 ;
- ✓ DTR BC 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003 ;
- ✓ DTR BC 2.41 : Règle de conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA93 ;
- ✓ DTR B.C.2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation ;
- ✓ DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles ;

##### **I.5.2 Les Etats Limites :**

###### **I.5.2.1 Définition :**

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

###### **I.5.2.2 Etat limite de service & Etat limite ultime :**

La théorie des états limites considère 2 états limites :

### I.5.2.2.1 Etat limite de service (ELS) :

Les conditions de bon fonctionnement de la structure ont été atteintes. La durabilité de la structure est remise en cause.

- ✓ **Etat limite d'ouverture des fissures** : risque d'ouverture de fissures.
- ✓ **Etat limite de compression du béton** : on limite volontairement la contrainte de compression à une valeur raisonnable.
- ✓ **Etat limite de déformation**: flèche maximale. L'état limite de service atteint remet en cause l'aptitude au service de la structure (fissures, fuites, désordres divers). En revanche, la sécurité (c'est-à-dire sa résistance) n'est pas remise en cause.

### I.5.2.2.2 Etat limite ultime (ELU)

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux béton et acier est atteinte, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

- ✓ Etat limite de l'équilibre statique.
- ✓ Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- ✓ Etat limite de stabilité de forme : flambement.

## I.5.3 Hypothèses fondamentales de calcul :

### I.5.3.1 Hypothèse de calcul à l'ELU :

- ✓ Conservation des sections planes (diagrammes des déformations linéaires).
- ✓ Pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.
- ✓ La résistance à la traction du béton est négligée.
- ✓ Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion est à 2‰ en compression simple.
- ✓ L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- ✓ Le diagramme des déformations passe par l'un des 3 points A, B et C c'est la règle des trois pivots :

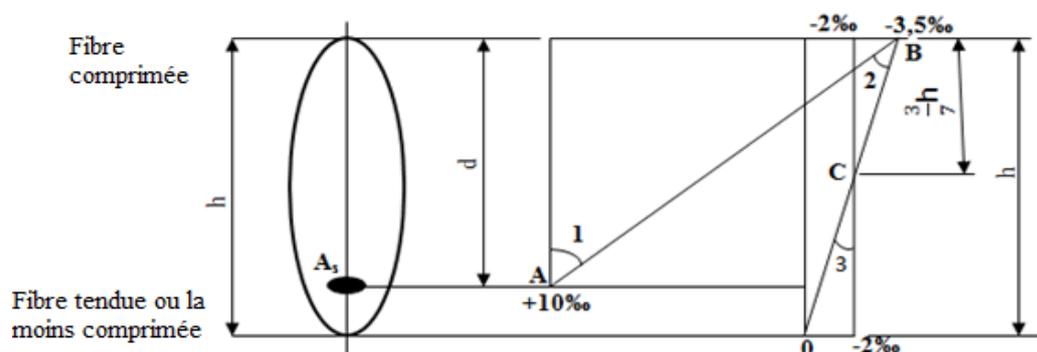


Figure I. 1. Diagramme des déformations limites de la section.

Le diagramme de déformation passera par :

- Le pivot A si  $y \leq 0,2593 d$   $\longrightarrow \varepsilon_s = 10\text{‰}$ .
- Le pivot B si  $0,2593 d \leq y \leq h$   $\longrightarrow \varepsilon_b = 3,5\text{‰}$ .
- Le pivot C si  $y \geq h$   $\longrightarrow \varepsilon_b = 2\text{‰}$ .

### I.5.3.2 Hypothèse de calcul à l'ELS :

- ✓ Conservation des sections planes.
- ✓ Les contraintes sont proportionnelles aux déformations ( $\sigma_s = \varepsilon_s * E_s$  et  $\sigma_b = \varepsilon_b * E_b$ ).
- ✓ Le béton tendu est négligé.
- ✓ Le glissement relatif entre l'acier et le béton est négligé.
- ✓ Par convention, le coefficient d'équivalence acier-béton est  $n = 15$ .

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

Le matériau béton, par nature non homogène, associé à l'acier induit un comportement autrement plus complexe que ne peut le décrire les hypothèses très simplificatrices de la RDM.

C'est pourquoi, des règles de calcul précises et dédiées au béton armé ont été établies. Elles sont contenues dans le Règlement BAEL (Béton Armé aux Etats Limites).

## I.6 Les actions :

Les actions sont les forces et couples dues aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, etc.) et aux déformations imposées (variations de température, tassements d'appuis, etc.) qui entraînent des déformations de la structure.

### I.6.1 Valeurs caractéristiques des actions :

Les états limites distinguent principalement 3 types d'actions caractéristiques : **les actions permanentes, les actions variables et les actions accidentelles.**

#### I.6.1.1 Les actions permanentes :

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps. Elles sont désignées par la lettre **G**.

- Poids propre de la structure ;
- Cloisons, revêtements, superstructures fixes ;
- Poussée des terres, de l'eau.

#### I.6.1.2 Les actions variables :

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment et de façon importante dans le temps. Elles sont désignées par la lettre **Q**.

- Charges d'exploitation classées par durée d'application (provisoire, longue durée) ;
- Charges climatiques (neige et vent) ;
- Effets thermiques (retrait) ;
- Charges appliquées en cours d'exécution.

### I.6.1.3 Les actions accidentelles :

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très faibles, mais peuvent causer des dégâts importants :

- Séismes ;
- Explosions ;
- Chocs de véhicules ou de bateaux.

## I.7 Valeurs de calcul des actions :

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions.

On combine ensuite ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

### I.7.1 Combinaison du BAEL :

#### I.7.1.1 Combinaison d'actions à l'ELS

La combinaison d'action courante à l'ELS est la suivante :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i} Q_i$$

Avec :

$G_{\max}$ : ensemble (somme) des actions permanentes défavorables.

$G_{\min}$ : ensemble (somme) des actions permanentes favorables.

$Q_1$ : action variable de base.

$Q_i$ : autres actions variables d'accompagnement avec leur coefficient  $\Psi_i$

#### I.7.1.2 Combinaison d'actions à l'ELU :

La combinaison d'action courante à l'ELU est la suivante :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum 1,3\Psi_{0i}Q_i$$

Avec :

$$\gamma_{Q1} = \left\{ \begin{array}{l} 1.5 \text{ En général.} \\ 1.35 \text{ Pour l'effet de la température, et pour les bâtiments agricoles à faible occupation humaine.} \end{array} \right.$$

**G<sub>max</sub>**: ensemble (somme) des actions permanentes défavorables.

**G<sub>min</sub>**: ensemble (somme) des actions permanentes favorables.

**Q<sub>1</sub>**: action variable de base.

**Q<sub>i</sub>**: autres actions variables d'accompagnement avec leur coefficient  $\Psi_{0i}$ .

$\Psi_{0i} \leq 1$ , en général  $\Psi_{0i} = 0.77$  sauf pour les salles d'archives et les parcs de stationnement ou  $\Psi_{0i} = 0.9$ .

### I.7.1.3 Combinaison accidentelles :

La combinaison de base est :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{1,1}\Psi_1 + \sum \Psi_{2i}Q_i$$

Les coefficients  $\Psi_{1,1}$  et  $\Psi_{2i}$  sont fixés par les textes réglementaires.

### I.7.2 Combinaison du RPA :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux Etats Limites.

- **G + Q + E**
- **0.8G ± E**

**Pour les poteaux** dans les **ossatures auto stables**, la combinaison G + Q + E est remplacée par la combinaison suivants :

- **G + Q + 1.2E**

**G** : charges permanentes.

**Q** : charges d'exploitation non pondérées.

**E** : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

### I.8 Les sollicitations :

Lorsqu'un solide est soumis à l'action de forces, il se déforme. Cette déformation reste très faible tant que les forces n'atteignent pas une certaine intensité. Si on supprime les forces, la déformation disparaît. Cependant, si les forces continuent à croître, la déformation augmente considérablement et subsiste lorsqu'on supprime les forces. Si les efforts croissent encore, la déformation permanente s'aggrave et la rupture survient. En conclusion, les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion et de torsion) développés dans une combinaison d'action.

On distingue deux types de sollicitation :

### **I.8.1 Sollicitations simples :**

- Extension ou traction simple.
- Compression simple.
- Cisaillement.
- Torsion simple.
- Flexion simple.

### **I.8.2 Sollicitations composées :**

Il est rare qu'une poutre soit uniquement tendue, comprimée, cisailée, tordue ou fléchie. En général les forces qui lui sont appliquées la soumettent à plusieurs sollicitations simultanées. Les sollicitations composées les plus fréquentes sont :

- Flexion avec compression ou traction.
- Flexion avec torsion.
- Torsion avec compression ou traction.

## **I.9 Les matériaux :**

### **I.9.1 Le béton :**

Le béton est un matériau de construction usuel, qui s'apparente à une pierre artificielle. Ses constituants essentiels sont :

- Un mélange granulaire de sable et graviers formant le squelette du matériau ;
- Un liant hydraulique, le ciment, assurant la cohésion entre les différents grains du squelette ;
- L'eau est le réactif chimique provoquant la prise du ciment (hydratation) ;

On distingue trois catégories principales de béton selon son application structurale :

- Le béton non armé (construction de grands barrages massifs) ;
- Le béton armé;
- Le béton précontraint.

### **I.9.2 Le dosage :**

Un bon dosage du béton constitue un moyen efficace pour augmenter la résistance du béton.

Le dosage des constituants un béton courant est de :

Préparation pour 1 m<sup>3</sup> :

- 800 L de graviers ;

- 400 L de sable ;
- 350 Kg de ciment ;
- 175 L d'eau (à sec).

Ou bien préparation pour 1 sac de ciment :

- 2 brouettes de graviers ;
- 1 brouette de sable ;
- 1 sac de ciment ;
- 25 L d'eau (à sec).

### I.9.3 Caractéristiques mécaniques :

### I.9.4 Résistance à la compression :

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci, notée  $f_{c28}$ , lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de  $j$  jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique  $f_{cj}$  obtenue au jour considéré.

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \\ \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \end{array} \right. \quad \text{[BAEL](art : A.2.1,11)}$$

Pour  $j > 28$  jours :  $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$  à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

$j$  : l'âge du béton en jours.

$f_{c28}$ : résistance à la compression à l'âge de 28 jours.

$f_{cj}$ : résistance caractéristique à la compression à  $j$  jours.

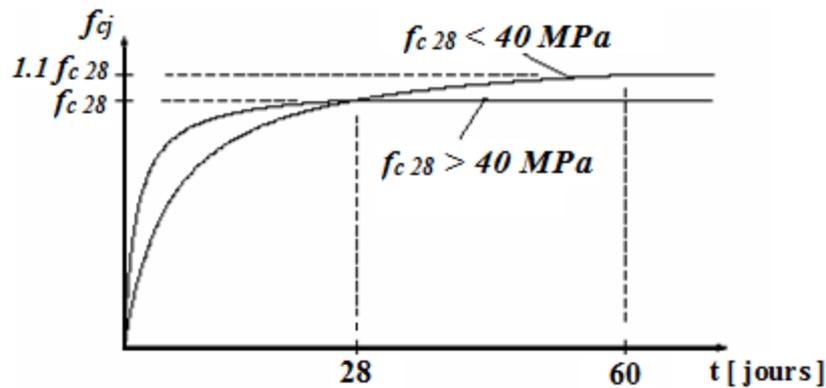


Figure I. 2. Evaluation de la résistance  $f_{c_j}$  en fonction de l'âge du béton.

### I.9.5 Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à  $j$  jours, notée  $f_{t_j}$ , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{t_j} = 0,6 + 0,06f_{c_j} \quad f_{c_j} \leq 60 \text{ Mpa} \quad \text{[BAEL] (Art: A.2.1, 12)}$$

Dans laquelle  $f_{t_j}$  et  $f_{c_j}$  sont exprimés en MPa (ou N/mm<sup>2</sup>).

### I.9.6 Contrainte limite :

#### ❖ A l'état limite ultime :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c_j}}{\theta \gamma_b} \quad \text{[BAEL] (Art : A.4.3,41)}$$

$f_{bu}$  : Contrainte ultime du béton en compression.

$\gamma_b$  Coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés ainsi que de réduction possible de la résistance du béton par rapport à la résistance fixée à priori.

Le coefficient réducteur 0.85 tient compte de :

- Durée d'application de la charge.
- Des conditions d'hygrométrie et de bétonnage et du phénomène de dessiccation rapide ou surface sup du béton.

$\theta$ : Tient compte de l'influence négative de l'application de la charge.

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \text{ durée} > 24 \text{ h.} \\ \theta = 0,9 \quad 1 \leq \text{durée} \leq 24 \text{ h.} \\ \theta = 0,8 \text{ durée} \leq 1 \text{ h.} \end{array} \right.$$

$$\gamma_b = \left\{ \begin{array}{l} 1,5 \text{ en situations durables ou transitoires.} \end{array} \right.$$

1,15 en situations accidentelles.

❖ **A l'état limite de service :**

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

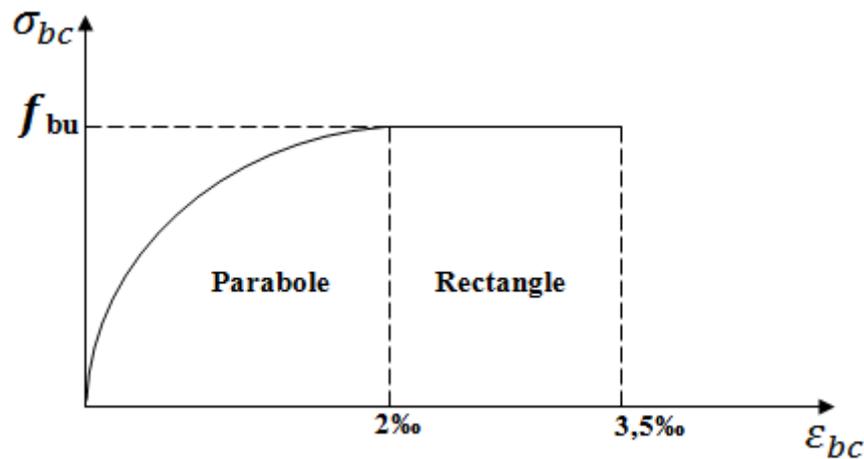
Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj}$  **[BAEL] (Art : A.4.5, 2)**

**I.9.6.1.1 Diagramme contrainte - déformation :**

❖ **A l'état limite ultime :**

Le diagramme utilisé est le diagramme parabole - rectangle :

Diagrammes déformations-contraintes du béton



**Figure I. 3.** *Diagramme déformations-contraintes du béton.*

- ✓ Dans le cas où la section n'est pas entièrement comprimée on utilise le diagramme simplifié « Diagramme rectangulaire ».
- ✓ Dans les cas ou des sections dont la largeur est décroissante en allant vers la fibre la plus comprimée, on prend :

$$f_{bu} = \frac{0,8 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \quad \text{[BAEL] (Art : A.4.3,42)}$$

❖ **A l'état limite du service :**

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire.

## I.9.7 Déformations longitudinales du béton :

### I.9.7.1 Déformation longitudinale instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \times f_{cj}^{1/3} \quad \text{[BAEL](Art: A.2.1, 21)}$$

$f_{cj}$  (exprimé en MPA) désignant la résistance caractéristique à la compression à j jours.

### I.9.7.2 Module de déformation différée :

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage ; on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation. Cette règle revient à considérer un module de déformation différée  $E_{vj}$  à j jours, qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage). Si on exprime les résistances en MPA (ou N/mm<sup>2</sup>), ce module est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times f_{cj}^{1/3} \quad \text{[BAEL](Art: A.2.1, 22)}$$

### I.9.7.3 Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (v + 1)}$$

Avec

E : module de Young.

v: Coefficient de poisson.

### I.9.7.4 Coefficient de Poisson :

C'est l'allongement (ou le raccourcissement) unitaire d'une éprouvette soumise à une force est accompagné d'une contraction (ou dilatation) unitaire transversale.

v est un coefficient sans dimension, appelé coefficient de Poisson.

On admet que le coefficient de Poisson relatif aux déformations élastiques du béton non fissuré (ELS) est pris égal à 0,2. Lorsque le béton est fissuré (ELU), il est égal à zéro.

## I.9.8 Les aciers :

### I.9.8.1 Définition de l'acier :

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous-sol (mines de fer et de charbon). Le

carbone n'intervient, dans la composition, que pour une très faible part (généralement inférieure à 1%).

L'acier est caractérisé par une bonne résistance en traction qu'en compression ; sa bonne adhérence au béton constitue un matériau homogène.

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

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton.

### I.9.8.2 Les différents types d'acier utilisés dans la construction :

Tableau I- 1. Les différents types d'acier utilisés dans la construction.

	Nuance	Fe (MPA)	Contrainte fe de rupture (MPA)	Diamètres nominaux normalisés (mm)	
<b>Type 1</b>	FeE400	400	450	6, 8, 10, 12, 14,16, 18 , 20, 25,32, 50	
	FeE500	500	550		
<b>Type 2</b>	FeE400	400	480		
	FeE500	500	550		
<b>Type 3</b>	FeE400	400	480		4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 12, 14,16
	FeE500	500	550		
<b>Type 4</b>	TL50 $\Phi \geq 60$	500	550	3, 3.5, 4, 4.5, 5, 5.5, 6, 7, 8, 9, 10, 12	
	TL52 $\Phi < 60$	520	/		

### I.9.8.3 Diagramme contrainte déformation :

Il est pratiqué sur une éprouvette cylindrique, soumise à un effort de traction progressif, croissant de zéro à la rupture. On obtient un diagramme effort / déformation, selon la (Figure I.4) ci-après.

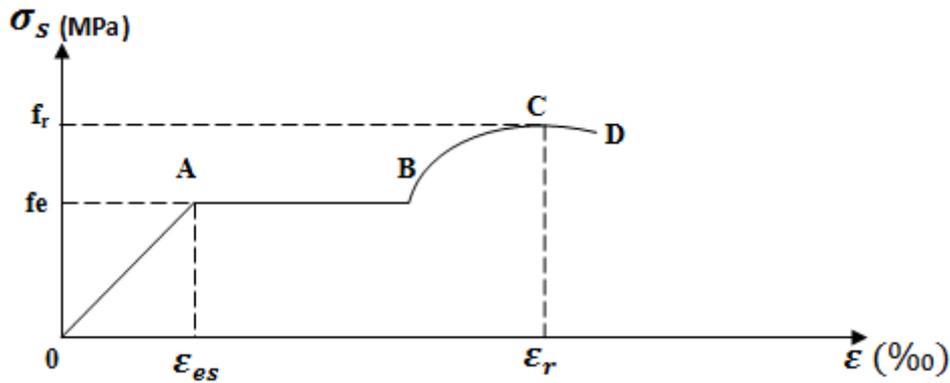


Figure I. 4. Diagramme expérimental de l'acier.

Ce diagramme se décompose en 4 phases :

- Phase OA : zone rectiligne, pour laquelle les allongements sont proportionnels aux efforts appliqués, c'est la zone élastique, qui est réversible.
- Phase AB : palier horizontal, qui traduit un allongement sous charge constante. Il y a écoulement du matériau. C'est la zone plastique.
- Phase BC : la charge croît à nouveau avec les allongements jusqu'au point C.
- Phase CD : l'allongement continue bien que la charge soit décroissante, jusqu'au point D, qui correspond à la rupture.

#### I.9.8.4 Diagramme de calcul aux états limites :

##### I.9.8.4.1 A l'état limite ultime :

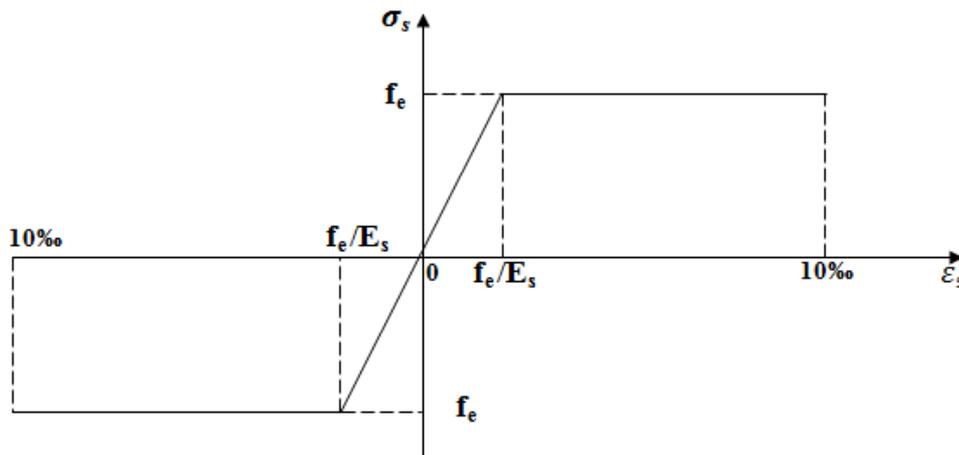


Figure I. 5. Diagramme des contraintes-déformations pour les aciers.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{pour : } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\text{‰} \\ \sigma_s = E_s * \varepsilon_s \quad \text{pour : } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } \varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} ; \text{ et } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ pour les situations courantes ou transitoires.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour les situations accidentelles.} \end{array} \right.$$

#### I.9.8.4.2 A l'état limite du service :

La contrainte dépend du danger présenté par la fissuration :

- ✓ Cas où la fissuration est peu nuisible (peu préjudiciables), il y a aucune vérification à faire en dehors de celles de l'ELU.
- ✓ Cas où la fissuration est nuisible (préjudiciable) :

$$\sigma_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \quad \text{[BAEL] (art:A.4.5, 33)}$$

$f_{tj}$  : résistance caractéristique du béton à la traction à j jours.

$\eta$  : coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ pour l'acier rond lisse (R.L).} \\ \eta = 1,6 \text{ pour l'acier de haute adhérence (H.A).} \end{array} \right.$$

- ✓ Cas où la fissuration est très nuisible (très préjudiciable) :

$$\sigma_s = \min (0,5 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}}) \quad \text{[BAEL] (art:A.4.5, 34)}$$

On vérifie que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

### I.9.9 Le béton armé :

Il résulte de l'idée d'associer un matériau économique résistant à la compression mais peu à la traction, le béton, avec des armatures en acier pour créer un matériau composite possédant des caractéristiques de résistance, de ductilité et de durabilité suffisante pour réaliser des structures porteuses.

#### I.9.9.1 Avantages principaux :

Les principaux avantages du béton sont :

- La liberté dans le choix des formes ;
- Le caractère monolithique de ces structures : les joints de dilatation sont espacés et le système possède, de par son hyperstaticité, une importante réserve de capacité portante;
- La bonne durabilité ;
- La bonne résistance au feu ;
- La résistance aux efforts accidentels ;
- L'économie réalisée grâce à l'utilisation de matières premières peu coûteuses (granulats, ciment et eau) ;
- L'économie d'entretien : les constructions en béton armé ne nécessitent aucun entretien tandis que les constructions métalliques ont besoins d'être peintes régulièrement.

### I.9.2 Inconvénients :

Les Inconvénients du béton sont :

- L'influence défavorable du poids propre élevé sur les structures de grandes portées et sur les fondations ;
- Une isolation thermique faible, d'où la nécessité de prévoir des mesures de protection supplémentaires pour les parois extérieures des bâtiments ;
- La difficulté de modification d'un ouvrage déjà réalisé : il est difficile de modifier un élément déjà réalisé ;
- La faible portée.

### I.10 Caractéristiques des matériaux utilisés :

**Tableau I- 2.** *Caractéristiques des matériaux utilisés.*

Béton	acier
<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ La résistance à la compression : <math>f_{c28} = 25</math> MPa.</li> <li>✓ La résistance à la traction : <math>f_{t28} = 2.1</math> MPa.</li> <li>✓ Contrainte limite à l'ELU :               <ul style="list-style-type: none"> <li>- Situation durable : <math>f_{bu} = 14.2</math> MPa.</li> <li>- Situation accidentelle : <math>f_{bu} = 18.48</math> MPa.</li> </ul> </li> <li>✓ Contrainte limite à l'ELS : <math>\sigma_{bc} = 15</math> MPa.</li> <li>✓ Contrainte du sol : <math>\sigma_{sol} = 200</math> bars</li> <li>✓ <math>E_{ij} = 32164.2</math> MPa.</li> <li>✓ <math>E_{vj} = 10819</math> MPa.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Limite élastique : <math>f_e = 400</math> MPa.</li> <li>✓ Module d'élasticité : <math>E = 2 \cdot 10^5</math> MPa.</li> <li>✓ Contrainte de calcul à l'ELU :               <ul style="list-style-type: none"> <li>- Situation courante : <math>\sigma_s = 348</math> MPa.</li> <li>- Situation accidentelle : <math>\sigma_s = 400</math> MPa.</li> </ul> </li> <li>✓ Contrainte à l'ELS :               <ul style="list-style-type: none"> <li>- FPN : <math>\bar{\sigma}_s = 400</math> MPa</li> <li>- FN : <math>\bar{\sigma}_s = 201.63</math> MPa.</li> <li>- FTN : <math>\bar{\sigma}_s = 165</math> MPa.</li> </ul> </li> </ul>

### I.11 Conclusion :

Après avoir récolté ces informations nécessaires (les règlements nécessaires et les matériaux utilisés), qui nous permettra d'entamer, l'étape suivante, c'est-à-dire le pré calcul (le Pré-dimensionnement), c'est l'objectif du chapitre suivant.

# Chapitre II

**II -1) Introduction:**

Le but du Pré-dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99/V2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

**II -2) Pré-dimensionnement :****II - 2-1) Pré-dimensionnement des planchers :**

Les fonctions essentielles des planchers sont :

- La transmission des charges verticales aux éléments porteurs.
- La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.
- L'isolation thermique et phonique d'où l'assurance du confort et de la protection des occupants.

Pour la conclure de cette étude, comparés aux dalles pleines, nous considérons des plancher en corps creux.

- Plancher à corps creux « planche a entrevous » :

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans la construction de bâtiment. Il est constitué :

- ✓ De poutrelles préfabriquées en béton armé ou en précontraint, disposées parallèlement et espacées de 0,5 m à 0,7 m ;
- ✓ D'entre vous de forme adaptée aux poutrelles (appelés corps creux) en béton, en terre cuite ou en polystyrène,
- ✓ D'une dalle de compression en béton de 4 à 6 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble des poutrelles-entrevous qui tient lieu de coffrage.
- ✓ L'épaisseur de plancher en corps creux est déterminée par la norme suivante : [BAEL91 modifié 99 /artB.6.8.424] :

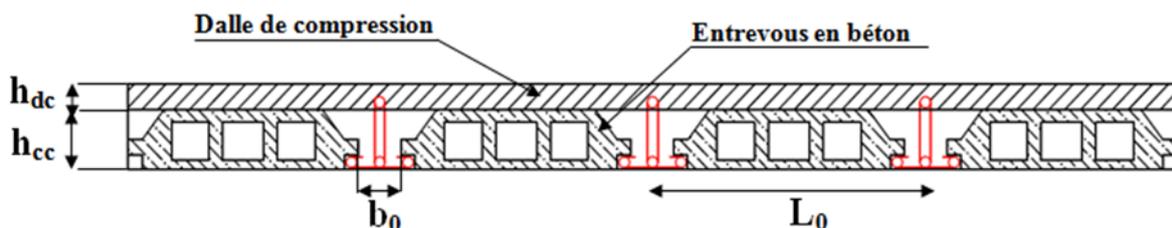


Figure II-1 : coupe transversale d'un plancher à corps creux.

❖ **Condition de la flèche**

$$\checkmark \quad h_t \geq \frac{l}{22.5} \quad \text{Avec : } l = \min (l_{x_{max}}; l_{y_{max}})$$

L : longueur entre nus d'appui.

$h_t$  : hauteur totale du plancher en corps creux.

Dans notre cas on a :

$$L_{x_{max}} = 3,60\text{m}$$

$$L_{y_{max}} = 4,40\text{m}$$

$$L=3.60 \Rightarrow h_t \geq \frac{360}{22.5} \geq 16\text{cm}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} 16\text{cm corps creux} \\ 4\text{cm dalle de compression} \end{array} \right.$$
❖ **Condition de résistance au feu :**

✓  $h_T=7\text{ cm}$  pour un coupe-feu de 1 heure,

✓  $h_T=11\text{ cm}$  pour un coupe-feu de 2heures,

✓  $h_T=11\text{ cm}$  pour un coupe-feu de 3heures.

❖ **Condition de confort phonique :**

$h_T = 13\text{ cm}$  pour assurer un confort acoustique minimal .

## ➤ Dispositions des poutrelles :

Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant l'un des deux critères suivants :

- ✓ Le critère de la plus petite portée.
- ✓ Le critère de continuité (le maximum d'appuis).

Concernant notre cas, nous avons opté pour le critère de la plus petite portée. Il permet de réduire les flèches.

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

Leur rôle est de transmettre les charges et les surcharges des planchers aux éléments verticaux, on distingue deux types :

- Poutres principales (PP) : Elles sont considérées comme des appuis aux poutrelles.
- Poutres secondaires (PS) : Elles assurent le chaînage.

Les dimensions des poutres peuvent être obtenues à partir du BAEL 91 [2].

- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$       $h$  : hauteur totale de la poutre
- $0,4h \leq b \leq 0,7h$

On doit également satisfaire les conditions du **RPA99 modifié 2003[ART 7.5.1]**:

- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h/b \leq 4$

❖ **Pour les poutres principales :**

$$L = 4.40 \text{ m}$$

$$\frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10} \Rightarrow 29.33 \leq h \leq 44 \quad \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$0.4 * 40 \leq b \leq 0.7 * 40 \Rightarrow 16 \leq b \leq 38 \quad \Rightarrow b = 35 \text{ cm}$$

On adopte pour les poutres principales du  $(b * h) = (35 * 40) \text{ cm}^2$

❖ **Pour les poutres secondaires:**

$$L = 3.60 \text{ m}$$

$$\bullet \frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \Rightarrow 24 \leq h \leq 36 \quad \Rightarrow h = 35 \text{ cm}$$

$$\bullet 0.4 * 35 \leq b \leq 0.7 * 35 \Rightarrow 14 \leq b \leq 24.5 \quad \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

On adopte pour les poutres secondaires du  $(b * h) = (30 * 35) \text{ cm}^2$

❖ **Vérification de la rigidité :**

**La vérification pour les deux sens :**

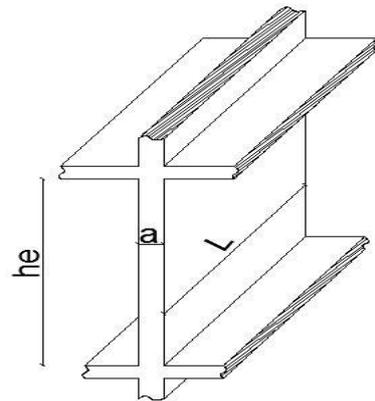
- $h = 40 \geq 30 \text{ cm}$  **condition vérifiée**
- $b = 30 \geq 20 \text{ cm}$  **condition vérifiée**
- $\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4$  **condition vérifiée**

**II -2- 3) Pré-dimensionnement des voiles :**

- **Les voiles :** Les voiles sont des éléments de contreventement constitués par une série de murs porteurs pleins.

Le pré dimensionnement des voiles est effectué suivant les règles parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003).

- L'épaisseur minimale est de 15cm



**Figure II-2:** Vue de voile en élévation.

- **Epaisseur :** L'épaisseur  $a$  d'un voile dépend de la hauteur d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$a \geq \max \left\{ \frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right\}$$

Avec :

$a$  : Épaisseur des voiles.

$L$ : Portée minimale des voiles.

$h_e$  : Hauteur libre de l'étage.

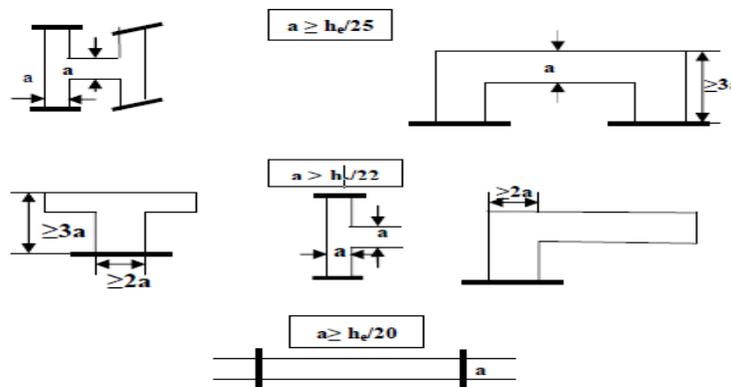


Figure II-3: Coupe de voiles en plan.

❖ Pour le sous-sol :

$$h_e = 289 \text{ cm} \quad a \geq \frac{h_e}{20} \geq \frac{289}{20} \geq 14.45 \text{ cm}$$

❖ Pour le RDC et les étages courants 1,2, 3, 4, 5<sup>eme</sup> étage :

$$a \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} .$$

On adoptera une épaisseur des voiles :  $e = 20 \text{ cm}$

Par ailleurs, la longueur minimal des voiles sera  $L = 80 \text{ cm} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$

#### II- 2- 4) Pré-dimensionnement des balcons:

Le balcon est constitué d'une dalle pleine. Il est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive. L'épaisseur de la dalle du balcon est donnée par la formule suivante.

$$e \geq \frac{l}{10} : \text{ Avec } L: \text{ largeur du balcon.}$$

$$L = 140 \text{ cm} \quad e \geq \frac{140}{10} \geq 14 \text{ cm}$$

Donc on prend :  $e = 15 \text{ cm}$

#### II -2- 5) Pré-dimensionnement des escaliers :

Un escalier dans une construction, est une suite régulière de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

Un escalier est déterminé par :

- Cage d'escalier : murs ou voiles entourant l'escalier.
- Marche (giron) "g" : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier.
- Contremarche " h " : la hauteur de marche.

- Paillasse : partie inclinée servant de support aux marches sur toute leur largeur.
- Palier : partie horizontale d'accès ou d'arrivée d'une volée.
- Hauteur de marche : sa valeur est comprise entre  $17\text{ cm} \geq h \geq 13\text{ cm}$ .
- Largeur de marche : la largeur de la marche est obtenue à partir de Formule de

**Blondel** :  $0,59 \leq g + 2 h \leq 0,66$  (en m).

En pratique on prend :  $g + 2 h = 0,64$

On prend :  $h=17\text{cm}$

$$60\text{cm} \leq 2 \cdot 17 + 30 \leq 64\text{cm} \rightarrow 26\text{cm} \leq g \leq 30\text{cm}$$

On prend  $g=30\text{cm}$

❖ **Nombres des marches :**

$$h_{\text{etg}} = 3.06\text{ m} \quad n_{\text{etg}} = \frac{306}{17} = 18$$

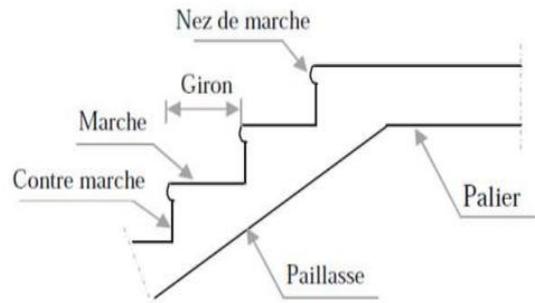


Figure II -4: description d'un escalier

❖ **L'inclinaison de la paillasse :**

$$\text{RDC} : \text{tg}(\alpha) = \frac{153}{240} = 0.637 \rightarrow \alpha = 32.5^\circ$$

❖ **L'épaisseur de la paillasse :**

$$\frac{L_{\text{inc}}}{30} \leq e \leq \frac{L_{\text{inc}}}{20}$$

$$\frac{284.6}{30} \leq e \leq \frac{284.6}{20}$$

$$9.5 \leq e \leq 14.23$$

On prend :  $e=15\text{cm}$

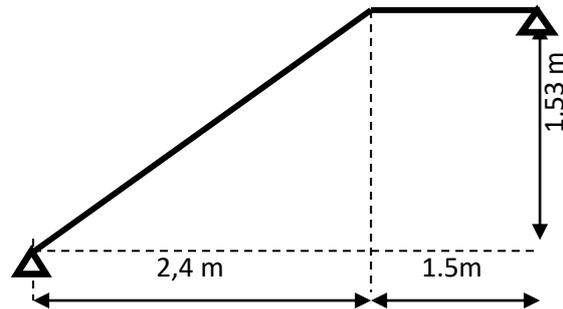


Figure II -5 : Dimensions de l'escalier

**II -2- 6) Pré-dimensionnement de l'acrotère :**

La terrasse est entourée d'un acrotère de 0.7 m de hauteur

❖ **Calcul du poids propre de l'acrotère :**

$$G = S \times \rho \quad \text{Avec :}$$

**S** : Aire de l'acrotère

**\rho** : Poids volumique du béton

$$S = [(70 \times 10) + (5 \times 10) + (5 \times 10/2)] = 775\text{ mm}^2$$

$$G = (0, 0775) \times 25 = 1.9375\text{ KN/ml}$$

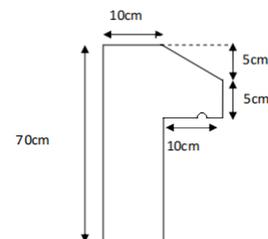


Figure II -6 : Vue en élévation de l'acrotère

**II -3) Détermination des charges et surcharges : (DTR B.C.22)**

La descente de charge a pour but l'évaluation des actions permanentes (poids des éléments et des ouvrages) et des actions variables (charges d'exploitation).

**II -3-1) Charges permanentes :**

Ce sont des actions dont l'intensité est constante dans le temps noté G. Elles sont obtenues à partir des dimensions géométriques des éléments constituant l'ouvrage (poteaux, poutres, planchers, murs, escaliers, ...) ainsi que du poids volumique des matériaux constitutifs (béton, maçonnerie, brique, sable, mortier, acier...)

**II - 3-1-1) Terrasse :**

❖ **Tableau II .2- Évaluation des charges sur la terrasse :**

Composant	Epaisseur (m)	Densité (kN /m <sup>3</sup> )	Poids « G » (kN/m <sup>2</sup> )
Protection en gravier	0,05	17,00	0,85
Étanchéité multicouche	0,05	2,00	0,10
Forme de pente	0,10	22,00	2,20
Isolation thermique	0,04	4,00	0,16
Enduit en plâtre	0,02	10,00	0,20
Papier kraft (2feuilles)	/	/	0,01
Dalle en corps creux (16+4) cm	0,20	13,6	2,72
<b>Total charge permanentes</b>	<b>G = 6,24kN/m<sup>2</sup></b>		
<b>Total charges exploitations</b>	<b>Q = 1 KN/m<sup>2</sup></b>		

**II - 3-1-2) Etage courant et RDC :**

❖ **Tableau II .3 : Évaluation des charges dans Étage courant et RDC.**

Matériaux	Epaisseur (m)	Densité KN/m <sup>3</sup>	Poids «G» KN/m <sup>2</sup>
Carrelage	0,02	22,00	0,44
Mortier de pose	0,03	20,00	0,60
Lit de sable	0,03	18,00	0,54
Enduit en plâtre	0,02	10,00	0,20
Cloison intérieur	/	/	1
Dalle en corps creux (16+4) cm	0,20	13,6	2,72
<b>Total charge permanentes</b>	<b>G = 5.5kN/m<sup>2</sup></b>		
<b>Total charges exploitations</b>	<b>Q = 1.5 KN/m<sup>2</sup></b>		

## II - 3-1-3) le Balcon :

❖ Tableau II.4 : Évaluation des charges sur les balcons.

Composant	Epaisseur (m)	Densité	Poids « G » (KN/m <sup>2</sup> )
Etanchéité multicouche	0,02	20,00	0,40
Forme de pente	0,10	22,00	2.2
Lit de sable	0,02	18,00	0,36
Isolation thermique	0,04	4,00	0,16
Papier kraft (2feuilles)	/	/	0.01
Dalle en béton armé	0,15	25,00	3,75
Enduit en ciment	0,02	20,00	0,40
<b>Charges totales permanentes</b>	<b>G = 7.28 KN/m<sup>2</sup></b>		
<b>Charges totales d'exploitation</b>	<b>Q = 3,5 KN/m<sup>2</sup></b>		

## II - 3-1-4) Charges revenant aux escaliers :

## a. Volée :

❖ Tableau II.5 : Évaluation des charges revenant à la volée de l'escalier

Composant	Epaisseur	Densité(KN/m <sup>3</sup> )	Poids « G » (KN/m <sup>2</sup> )
Marche	0.17	22,00	1,87
Paillasse	0.15	25,00	4,00
Carrelage	0,02	22,00	0,44
Mortier de pose	0,03	20,00	0,60
Lit de sable	0,04	18,00	0,72
Enduit en ciment	0,02	20,00	0,40
Gard corps	/	/	0,2
<b>Charges totales permanentes</b>	<b>G = 8,23KN/m<sup>2</sup></b>		
<b>Charges totales d'exploitation</b>	<b>Q = 2,5 KN/m<sup>2</sup></b>		

**b. Palier :**❖ **Tableau II.6 : Évaluation des charges revenant au palier de repos**

Composants	Epaisseur(m)	Densité	Poids «G»
Carrelage	0,02	22,00	0,44
Mortier de pose	0,03	20,00	0,60
Lit de sable	0,03	18,00	0,54
Dalle en béton armé	0,15	25,00	3,75
Enduit en ciment	0,02	20,00	0,40
<b>Charges totales permanente</b>	<b>G = 5,73 KN /m<sup>2</sup></b>		
<b>Charges totales d'exploitation</b>	<b>Q = 2,5 KN/m<sup>2</sup></b>		

**II - 3-1-5) Charges revenant aux murs extérieurs:**❖ **Tableau II.7 : Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs.**

Composant	Epaisseur(m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids «G»
Enduit extérieur (ciment)	0,02	20,00	0,40
Brique creuse (double parois: 0.05+0.10)	0,15	/	1.5
Enduit intérieur (ciment)	0,02	20,00	0,40
Vide d'air	0,05	/	/
<b>Charges totales permanentes</b>	<b>G = 2,3 KN/m<sup>2</sup></b>		

**II - 3-1-6) Charges revenant à l'Acrotère :**❖ **Tableau II.8 : Évaluation des charges revenant a l'Acrotère.**

Composant	Epaisseur(m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids «G»
Enduit extérieur (ciment)	0,02	20,00	0,40
Béton Armé	0,10(S=775 mm <sup>2</sup> )	25.00	1.94
Enduit intérieur (ciment)	0,02	20,00	0,40
<b>Charges totales permanentes</b>	<b>G = 2,74 KN/m<sup>2</sup></b>		
<b>Charges totales d'exploitation</b>	<b>Q = 1KN/m<sup>2</sup></b>		

**II - 3-2) Surcharges d'exploitation :**

Ce sont des actions dont l'intensité peut varier de façon importante dans le temps, elles sont notées Q. Elles sont obtenues en fonction de la destination de l'ouvrage d'une part et de l'usage des planchers. En Algérie on se réfère au DTR B.C 2.2 (Calcul des charges et surcharges) qui donne les valeurs de Q

**Tableau II.9 :** surcharges sur les différents planchers :

Planchers	Q [KN/m <sup>2</sup> ]
Terrasse inaccessible	1
Planchers étages courants et RDC	1.5
Sous-sol	2.5
Escalier	2.5
Balcons	3.5

**Loi de dégression des sur charges :**

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05).

$$\Sigma n = Q_0 + \frac{n+3}{2*n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ pour } n \geq 5$$

Avec :

- n : Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est "0").
- Q<sub>0</sub> : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q<sub>1</sub>, Q<sub>2</sub>,....., Q<sub>n</sub> : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

Terrasse      Q<sub>0</sub> = 1KN/m<sup>2</sup>

5<sup>eme</sup>-            Q<sub>0</sub> + Q<sub>1</sub> = 2.5KN/m<sup>2</sup>

4<sup>eme</sup>-            Q<sub>0</sub> + 0.9 (Q<sub>1</sub> + Q<sub>2</sub>) = 3.7KN/m<sup>2</sup>

3<sup>eme</sup>-            Q<sub>0</sub> + 0.8 (Q<sub>1</sub> + Q<sub>2</sub> + Q<sub>3</sub>) = 4.6KN/m<sup>2</sup>

2<sup>eme</sup>-            Q<sub>0</sub> + 0.7 (Q<sub>1</sub> + Q<sub>2</sub> + Q<sub>3</sub> + Q<sub>4</sub>) = 5.2 KN/m<sup>2</sup>

1<sup>eme</sup>-            Q<sub>0</sub> + 0.6 (Q<sub>1</sub> + Q<sub>2</sub> + Q<sub>3</sub> + Q<sub>4</sub> + Q<sub>5</sub>) = 5.5 KN/m<sup>2</sup>

RDC-            Q<sub>0</sub> + 0.5 (Q<sub>1</sub> + Q<sub>2</sub> + Q<sub>3</sub> + Q<sub>4</sub> + Q<sub>5</sub> + Q<sub>6</sub>) = 5.5 KN/m<sup>2</sup>

Sous-sol        Q<sub>0</sub> + 0,5 (Q<sub>1</sub> + Q<sub>2</sub> + Q<sub>3</sub> + Q<sub>4</sub> + Q<sub>5</sub> + Q<sub>6</sub> + Q<sub>7</sub>) = 6.75 KN/m<sup>2</sup>

## II. 4) Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé carrée, rectangulaire ou circulaire, destinés à transmettre les charges aux fondations, leurs Pré-dimensionnement se fait à la compression centrée selon les règles du **CBA93 (Article B. 8. 2. 1)** Une fois la résistance à la compression vérifiée, ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA.

La procédure de calcul se fera comme suit :

### II.4.1. Les étapes de calcul :

- On considère le poteau le plus sollicité.
- On calcule la surface reprise par le poteau.
- On détermine la charge d'exploitation cumulé :  $NQ = Q \times S$
- On détermine la charge permanente cumulé :  $NG = G \times S$

Avec :

**G** : charge permanente.

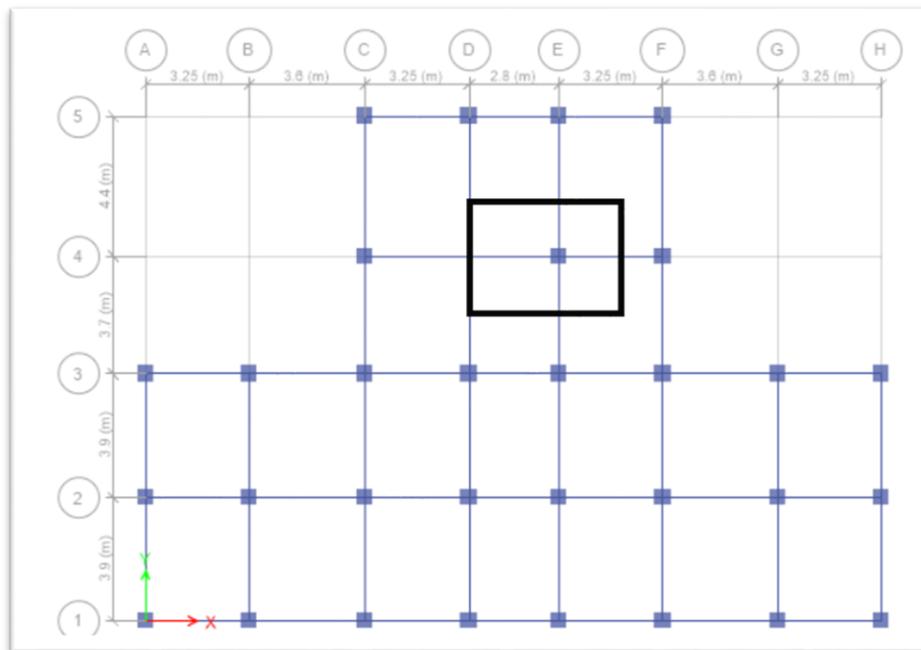
**Q** : charge d'exploitation.

**S** : surface.

- On calcul de la charge limite ultime  $N_u$ .
- On détermine la section  $Br$ .

#### ➤ Choix du poteau central le plus sollicité :

Après une comparaison préliminaire, on constate que le poteau le plus sollicité est celui représenté dans la figure I



**Figure II-7 :** Représentation du poteau central le plus sollicité

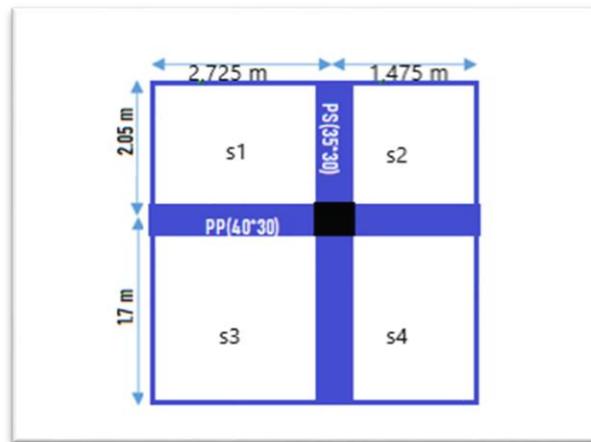


Figure II-8: schéma du poteau central le plus sollicité

- **Calcul de la surface afférente :**

$$S_{\text{plancher}} = S1+S2+S3+S4 = 5.6++3.02+4.63+2.5 = 15.75 \text{ m}^2$$

- **Charges permanentes des poutres.**

$$L_{pp} = 4.2 \text{ m.}$$

$$L_{ps} = 3.75 \text{ m.}$$

$$G = \gamma_c \times L \times h \times b$$

$$NG_{pp} = 25 \times 4.2 \times 0.5 \times 0.35 = 12.6 \text{ KN}$$

$$NG_{ps} = 25 \times 3.75 \times 0.35 \times 0.3 = 9.84 \text{ KN}$$

$$NG_{\text{poutres}} = 22.44 \text{ KN.}$$

- **Charges permanentes des planchers :**

$$NG_{\text{terrasse}} = 6,24 \times 15.75 + 22.44 = 120.72 \text{ KN}$$

$$NG_{\text{étage}} = 5,5 \times 15.75 + 22.44 = 109.065 \text{ KN}$$

#### Calcul de la charge limite ultime Nu :

La charge limite ultime pour chaque étage est :

$$Nu = 1.35Ng + 1.5Nq$$

- **La charge limite ultime majorée :**

$$Nu' = 1.1 \times Nu$$

- **Détermination de la section Br :**

$$Br \geq \frac{k \beta Nu}{\theta \frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85}{100} f_{ed}}$$

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{k} = 1.10 \quad \text{Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours} \\ \mathbf{k} = 1.20 \quad \text{Si plus de la majeure partie des charges appliquée avant 28 jours et} \\ \quad \text{remplacer } f_{c28} \text{ par } f_{cj} \\ \mathbf{k} = 1 \quad \text{Pour les autres cas} \end{array} \right.$$

**Br** : section réduite du poteau (en cm<sup>2</sup>)

$$fbu = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad ; \quad fed = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

**fc28** : Résistance à la compression du béton  $f_{c28}=25 \text{ MPa}$

**fe** : Limite d'élasticité de l'acier utilisé  $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\gamma_b=1.5 \quad \text{et} \quad \gamma_s=1.15$$

**θ** : est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \theta = 1 & : T > 24\text{h} \\ \theta = 0.9 & : 1\text{h} \leq T \leq 24\text{h} \\ \theta = 0.85 & : T < 1\text{h} \end{array} \right.$$

**β** : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique « λ » des poteaux qui est défini comme suit

$$\beta = 1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \quad \dots\dots \text{ Si } \lambda \leq 50$$

$$\beta = \frac{0.85 \lambda^2}{1500} \quad \dots\dots \text{ Si } 50 < \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{3} l_f}{a} \quad (\text{a : le dimension du plus petite cote})$$

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élanement mécanique forfaitairement à  $\lambda = 35$ , (pour que toutes les armatures participent à la résistance)

D'où :  $\beta = 1 + 0,2 \times 1 = 1.2$

$$Br \geq \frac{1 \cdot 1.2 \cdot Nu \cdot 10^{-3}}{1 \cdot \frac{14.2}{0.9} + \frac{0.85}{100} \cdot 348} \cdot 10^4$$

$$Br \geq 0.64Nu \text{ (cm}^2\text{)}$$

• **Calcul de la section du poteau A :**

$$Br \geq 0.64Nu$$

$$(a-0.02)^2 \geq 0.64Nu$$

$$a \geq \sqrt{0.64Nu} + 0.02$$

**Tableaux II.10 : Dimensionnement des poteaux**

ETAGE	Q	N <sub>Q</sub> KN/m <sup>2</sup>	N <sub>G</sub> KN/m <sup>2</sup>	N <sub>G</sub> cumulé KN/m <sup>2</sup>	N <sub>U</sub> KN	N' KN	B <sub>r</sub> Cm <sup>2</sup>	a=b Cm	Choix (cm*cm)
terrasse	1	15.75	120.72	120.72	186.597	205.257	131.364	/	/
5	2.5	39.375	109.065	229.785	369.272	406.20	261.00	18.2	35x35
4	3.7	58.275	109.065	338.850	544.860	599.346	383.580	21.6	35x35
3	4.6	72.45	109.065	447.915	713.360	784.70	502.210	22.4	35x35
2	5.2	81.9	109.065	556.980	874.773	962.250	615.840	26.8	35x35
1	5.5	86.625	109.065	66.045	1021.00	1123.10	718.784	28.8	40x40
RDC	5.5	86.625	109.065	775.110	1176.33 6	1294.00	828.160	30.8	40x40
Sous-sol	6.75	106.3	109.065	884.175	1353.08 6	1488.4	952.573	32.9	40x40

➤ **La vérification des conditions de RPA (Art7.4.1 RPA99 révisé en 2003) :**

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$  en zone sismique (II<sub>b</sub>)
- $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

**Tableaux II.11 : vérification des conditions de RPA (Art7.4.1 RPA99 révisé en 2003)**

Poteaux	Conditions exigées par RPA99/V2003	Valeurs calculées	Observations
40x40	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(40 \times 40) = 40 \geq 30$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$40 \geq (306/20) = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 < b/h < 4$	$(b/h) = 1.00$	Condition vérifiée
35x35	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(b, h) = 35 \geq 30$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$35 \geq (306/20) = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 < b/h < 4$	$(b/h) = 1.00$	Condition vérifiée

➤ **Vérification au flambement :**

Le flambement est phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures.

On doit vérifier que :  $\lambda \leq 50$

▪ **Avec :**

▪  $L_f \equiv$  longueur de flambement ( $L_f = 0,7l_0$ )

▪  $l_0 \equiv$  Hauteur libre du poteau

$$l_0 = h_{\text{niveau}} - h_{\text{planche}}$$

$i \equiv$  section de giration  $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

▪  $S \equiv$  Section transversale des poteaux  $b \times h$

▪  $I \equiv$  Moment d'inertie du poteau :

$$\text{➤ } I_{YY} = \frac{h \times b^3}{12} \quad ; \quad I_{XX} = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$\text{➤ } \lambda = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I_{YY}}{S}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0,7l_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

**Tableaux II.12: Vérification au flambement :**

Niveau	Hauteur libre du poteau	$\lambda = 0,7l_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$	$\lambda < 50$
✓ Etage courant (35×35)	$l_0 = 3.06m$	$\lambda = 0,7 \times 3.06 \times \frac{\sqrt{12}}{0,35} = 21,2$	Vérifiée
✓ Etage courant ✓ RDC (40×40)	$l_0 = 3,06m$	$\lambda = 0,7 \times 3,06 \times \frac{\sqrt{12}}{0,40} = 18.55$	Vérifiée
✓ SOUS-SOL (40×40)	$l_0 = 2,89m$	$\lambda = 0,7 \times 2,89 \times \frac{\sqrt{12}}{0,40} = 17,52$	Vérifiée

**II -3) Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons présentes le Pré-dimensionnement des différents éléments utilisés dans le bâtiment

# Chapitre III

### III.1 Introduction :

Dans un ouvrage quelconque, il existe deux types d'éléments constitutifs :

- ✓ Eléments principaux.
- ✓ Eléments secondaires ;

Le chapitre suivant traite le calcul des éléments secondaires.

Un élément secondaire est un élément porteur qui ne fonctionne pas dans les conditions accidentelles.

Les éléments secondaires traités dans ce chapitre sont :

- ✓ Les planchers ;
- ✓ L'escalier ;
- ✓ L'acrotère ;
- ✓ Le balcon ;

### III.2 Planchers à corps creux :

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité. Le plancher à corps creux est de type (16+5) avec 16 cm pour le corps creux et 5 cm pour la dalle de compression. Il est constitué:

- De nervures appelées poutrelles de section en T. Elles assurent la fonction de portance; la distance entre les axes des poutrelles est de 65 cm.
- D'un remplissage en corps creux, utilisés à la fois, comme coffrage perdu et isolation phonique. Sa hauteur est de 16 cm.
- D'une dalle de compression en béton de 5 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage en treillis soudé ayant pour but de:
  - Limiter les risques de fissuration due au retrait.
  - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.
  - Réaliser un effet de répartition des charges entre poutrelles voisines localisées, notamment celles correspondants aux cloisons.

#### III.2.1 Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 5cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales aux valeurs indiquées par le règlement (BAEL. B6.8.423) qui sont :

- 20 cm (5.p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).
- 33 cm (3.p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles).

#### 1) Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :

- Si  $L \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp \text{ nervures}} = \frac{200}{f_e}$
- Si  $50 \text{ cm} \geq L \geq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \frac{L1}{f_e}$

Où  $L$  : distance entre l'axe des poutrelles ( $L=65$  cm).

$A_{\perp}$  nervures : Diamètre perpendiculaire aux poutrelles,

Donc :  $A_{\perp}$  nervures =  $\frac{4 \cdot 65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow$  Si on considère un espacement de 20 cm

$A_{\perp} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

### 1) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow A_{\perp} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension  $(20 \times 20) \text{ cm}^2$ .

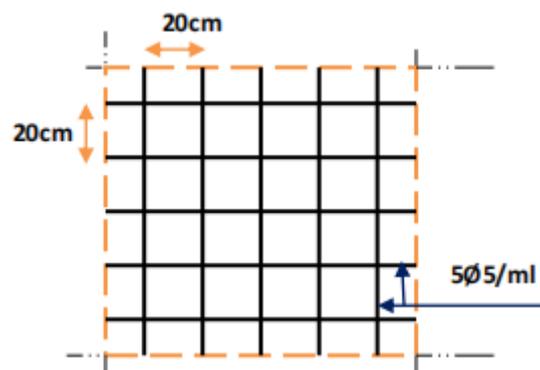


Figure III. 1 : Ferrailage de la dalle de compression.

### III.3 Etude des poutrelles :

La largeur des poutrelles est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives. Elles sont sollicitées par une charge uniformément répartie.

#### ✓ Dimensionnement de la poutrelle :

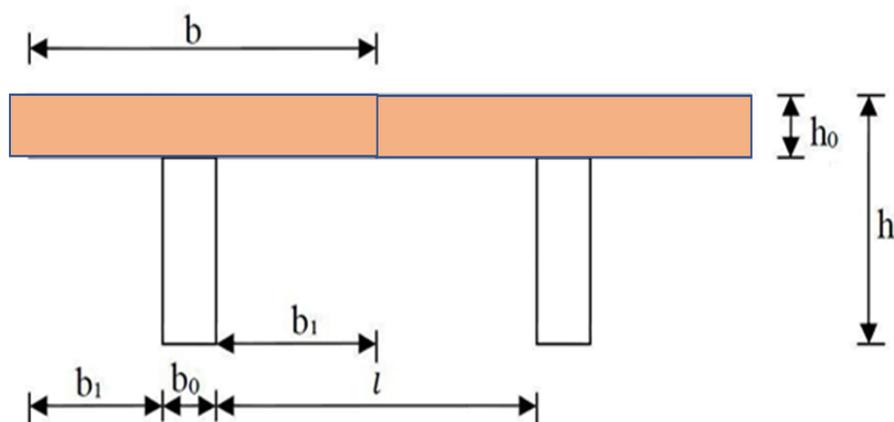


Figure III.2 : Coupe verticale du plancher en corps creux.

$h$  : hauteur de la poutrelle **(16+4)**

$h_0$ : hauteur de la dalle de compression ( **$h_0 = 4\text{cm}$** )

$b_0$ : largeur de la nervure ( **$b_0 = 12\text{cm}$** )

$$0,3 \cdot h \leq b_0 \leq 0,4 \cdot h$$

$$0,3 \cdot (20) \leq b_0 \leq 0,4 \cdot (20) \Leftrightarrow 6 \leq b_0 \leq 8 \text{ (cm)}$$

On optera pour un  $b_0 = 12\text{ cm}$  pour des raisons d'exécution.

$$b_1 \leq \min\left\{\frac{l}{10}; \frac{l_0 - b_0}{2}; 8h_0\right\}$$

Avec  $l_0$ : distance entre axe des poutrelles  $\rightarrow l_0 = 65\text{cm}$

$l$ : Portée libre entre nus.  $\rightarrow l = 65 - 12 = 53\text{cm}$

$$\text{D'où: } b_1 \leq \min\{36; 26,5; 32\}$$

$$b_1 = 26,5\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 26,5) + 12 = 65\text{cm}$$

$$d = h - c \approx 0,8 \cdot h = 0,8 \cdot (20) = 16\text{ cm}$$

### III.3.1 Les méthodes de calcul :

#### III.3.1.1 Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :

La méthode forfaitaire permet de calculer les sollicitations maximales dans les poutrelles. Elle ne s'applique que si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Il faut que le plancher soit à surcharge modérée :  
 $Q \leq \min(2G, 5\text{ KN/m}^2)$
  - Le rapport entre deux travées successives des poutrelles doit être compris entre 0.8 et 1.25  $\Rightarrow 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$ .
  - La fissuration est peu nuisible (F.P.N).
  - Le moment d'inertie  $I$  de la poutrelle est constant sur toutes les travées.
- Si a, b, c et d sont vérifiées, on appliquera la méthode forfaitaire (**annexe E1 du BAEL**).
  - Si a n'est pas vérifiée (cas des planchers à charge d'exploitation relativement élevée), on appliquera la méthode de Caquot (**annexe E2 du BAEL**).
  - Si a est vérifiée mais une ou plus des trois conditions b, c et d ne le sont pas, on appliquera la méthode de Caquot minorée (**annexe E2 du BAEL**), c'est-à-dire on minore  $G$  avec un coefficient de  $2/3$  uniquement pour le calcul des moments en appuis puis on reprend la totalité de  $G$  pour le calcul des moments en travées.

#### Valeurs des moments

On appelle :

$M_a$  : moment maximal sur un appui donné.

$M_t$  : moment maximal en travée.

$M_0$  : moment maximal isostatique.

$\alpha$  : degré de surcharge.

### **Moments aux appuis :**

d'une poutrelle  $M_a =$   $\left\{ \begin{array}{l} -0.6 M_0 : \text{pour un appui intermédiaire d'une poutrelle à deux travées.} \\ -0.5 M_0 : \text{pour les premiers appuis intermédiaires (appui voisin de rive)} \\ \text{à plus de deux travées.} \\ -0.4 M_0 : \text{pour tous les appuis centraux (autres que les appuis voisins de} \\ \text{rive), pour les} \end{array} \right.$

Poutres ou les poutrelles à plus de trois travées.

Au niveau de l'appui de rive le moment est nul cependant le **BAEL** exige de mettre au niveau de ces appuis des aciers de fissuration équilibrant un moment =  $-0.15 M_0$  ( $M_a^{\text{rive}} = -0.15 M_0$ ), avec  $M_0$  est moment isostatique maximal entre les deux travées de rive.

### **Moments en travées :**

Le moment  $M_t$  est calculé à partir du maximum entre les deux conditions suivantes :

#### **a) Première condition :**

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max(1.05; 1 + 0.3\alpha)M_0$$

**N.B :**  $M_g$  et  $M_d$  sont pris avec valeurs absolues.

#### **b) Deuxième condition :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \longrightarrow \text{travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \longrightarrow \text{travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

$$\text{On a : } \alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

### **Valeurs des efforts tranchants :**

Dans la méthode forfaitaire l'effort tranchant est calculé au niveau des appuis seulement sur chaque appui.

L'effort tranchant hyperstatique ( $V$ ) est égal à l'effort tranchant isostatique ( $V_0$ ), sauf sur l'appui intermédiaire (appui voisin de rive) où l'effort tranchant isostatique  $V_0$  est majoré de :

$$\begin{cases} 15\% \text{ pour poutre à deux travées.} \\ 10\% \text{ pour poutre à plus de travées.} \end{cases}$$

### III.3.1.2 Méthode de Caquot :

Elle s'applique pour les planchers à surcharge élevée. Elle est basée sur la méthode des trois moments, que Caquot a légèrement modifié pour prendre en considération les propriétés hétérogènes et non parfaites du béton armé.

#### Moments aux appuis :

$$\begin{cases} M_i = - \frac{q_G \times l'_G{}^3 + q_D \times l'_D{}^3}{8.5(l'_G + l'_D)} & \dots \text{ sous charge répartie.} \\ M_i = - \frac{k_G \times P_G \times l'_G{}^2 + k_D \times P_D \times l'_D{}^2}{l'_G + l'_D} & \dots \text{ sous charge concentrée.} \end{cases}$$

$l'_G$  et  $l'_D$  : longueurs fictives à gauche et à droite, respectivement.

$q_G$  et  $q_D$  : charges uniformes à gauche et à droite, respectivement.

$p_G$  et  $p_D$  : charges concentrées à gauche et à droite, respectivement.

Avec :

$$\begin{cases} l' = 0.8 \times l & \text{pour une travée intermédiaire.} \\ l' = l & \text{pour une travée de rive.} \end{cases}$$

$$k_{G,D} = \frac{1}{2.125} \times x_{G,D} \times (1 - x_{G,D}) \times (2 - x_{G,D})$$

$$x_{G,D} = \frac{a_{G,D}}{l'_{G,D}}$$

$a_{G,D}$  : C'est la distance qui sépare la charge et l'appui concerné.

#### Moments en travées :

$$M(x) = M_0(x) + M_G \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_D \times \frac{x}{l}$$

$$\text{Avec : } M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} \times (l - x)$$

$$M_t^{max} = M(x_0)$$

$$\frac{dM_t(x)}{d(x)} = 0 \quad \rightarrow \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_G - M_D}{l_i}$$

#### L'effort tranchant :

$$V_i = V_0 + \frac{M_G - M_D}{l_i}; \text{ Avec } V_0 \text{ est l'effort tranchant isostatique : } V_0 = \pm \frac{P_u \times l}{2}$$

Cette méthode consiste à minorer la charge permanente et prendre ( $G' = \frac{2}{3}G$ ).

- La charge  $G'$  est utilisée pour le calcul des moments au niveau des appuis seulement par cette méthode.

- Le calcul des moments en travée se fait par la charge totale G et non pas  $G'$ .

➤ **Les charges et surcharges revenants aux poutrelles :**

Le calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles se fait comme suit :

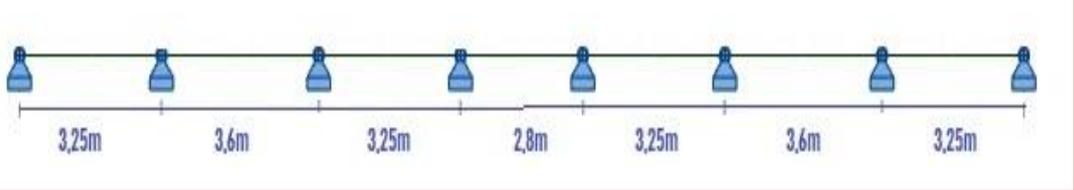
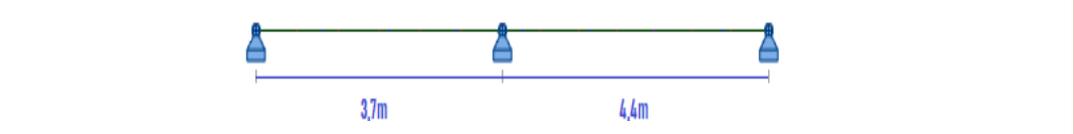
A l'ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q$  et  $P_u = l_0 \times q_u$

A l'ELS :  $q_s = G + Q$  et  $P_s = l_0 \times q_s$

Avec :  $l_0 = 0.65 m$

**III.3.2 Les différents types de poutrelles :**

**Tableau III.1 :** Différents types des poutrelles :

Types	Niveau du plancher	Schéma statique
Type1	Planchers terrasse, étage courant et RDC	
Type2		
Type3		

**III.3.3 Evaluation des combinaisons de charges :**

- Le calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles se fait comme suit :

A l'ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q$  et  $q_u = l_0 \times q_u$

A l'ELS :  $q_s = G + Q$  et  $q_s = l_0 \times q_s$

Avec :  $l_0 = 0.65 m$

**Tableau. III. 2:** combinaisons de charges.

Type de charges	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	0.65G (KN/ml)	0.65Q (KN/ml)	q <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/ml)
Plancher terrasse inaccessible	6.24	1	4.056	0,65	6.45	4.71
Plancher étage courant(RDC)	5.5	1.5	3.575	0.98	6.3	4.56

Le cas le plus défavorable est celui correspondant au plancher terrasse.

$$\begin{cases} q_u = 6.45 \text{ KN/ml} \\ q_s = 4.71 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

III.3.4 Calcul des Poutrelles :

➤ 1<sup>ere</sup> cas de chargement: Moment maximal en appui :

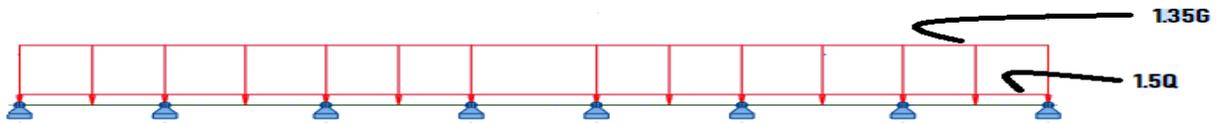


Figure III.3 : Schéma statique des poutrelles (1<sup>ere</sup> type de chargement)

➤ 2<sup>eme</sup> cas de chargement: Moment maximal en travée :

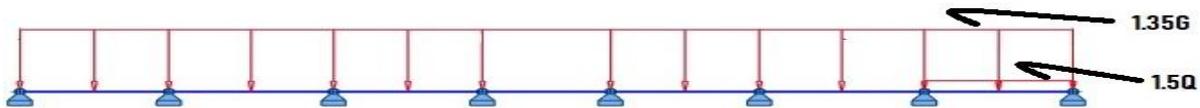


Figure III.4 : Schéma statique des poutrelles (2<sup>eme</sup> type de chargement)

On utilise **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2020** pour le calcul des sollicitations :

ELU :

✓ Diagramme des moments fléchissant à l'ELU :

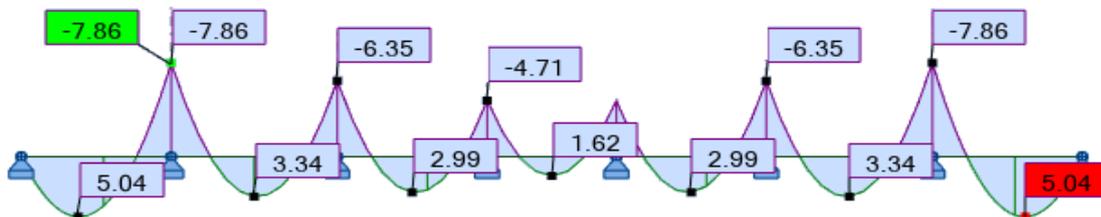


Figure III.5: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (1<sup>ere</sup> chargement).

$M_u \text{ max appui} = 7.86 \text{ KN.m}$

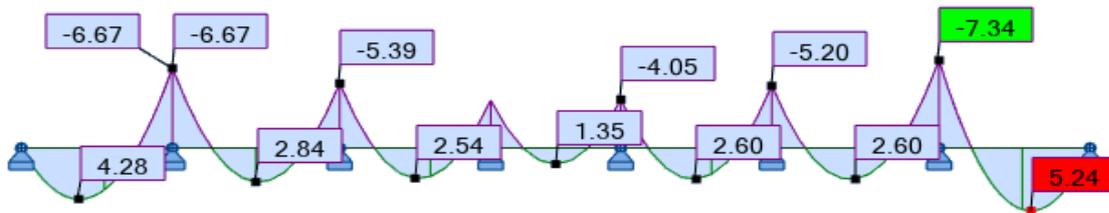


Figure III.6: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (2<sup>ème</sup> chargement).

$M_u$  max travée = 5.24 KN.m

✓ Diagramme des efforts tranchants à l'ELU :

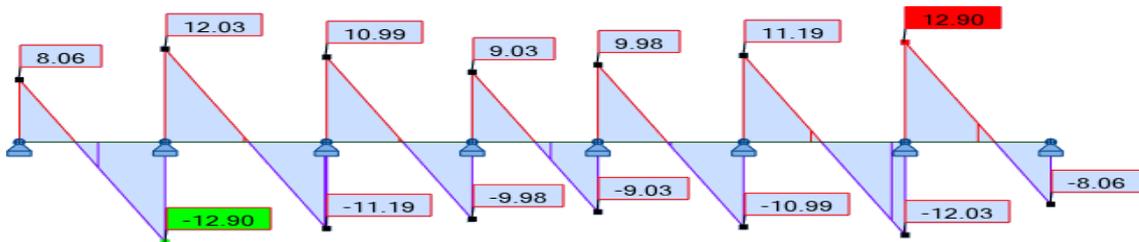


Figure III.7 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (1<sup>ère</sup> chargement)

$V_u$  max = 12.9 KN

ELS :

✓ Diagramme des moments fléchissant à l'ELS :

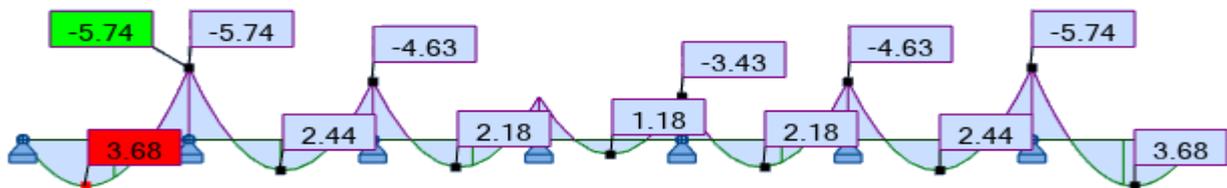


Figure III.8: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (1<sup>ère</sup> chargement).

$M_s$  max appui = 5.74 KN.m

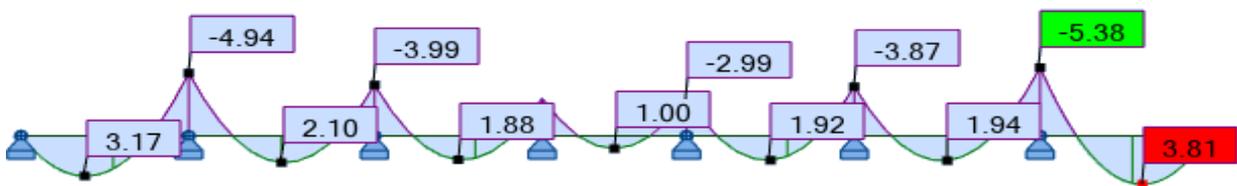


Figure III.9 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (1<sup>ère</sup> chargement)

$M_s$  max travée = 3.81 KN.m

✓ Diagramme des efforts tranchants à l'ELS :

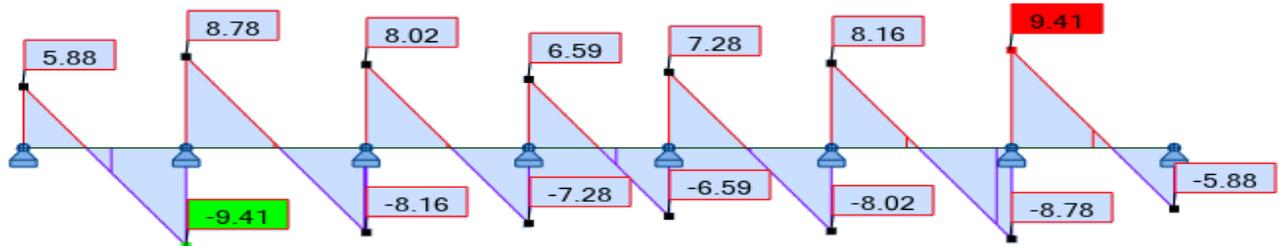


Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (1<sup>ère</sup> chargement)

$V_{u \max} = 9.41 \text{ KN}$

**III.3.5 Calcul du ferrailage des poutrelles :**

**III.3.5.1 Calcul du ferrailage en flexion simple :**

**Tableau III.3:** Caractéristiques d'une section rectangulaire

b [cm]	b <sub>0</sub> [cm]	h [cm]	h <sub>0</sub> [cm]	c [cm]	d [cm]	f <sub>c28</sub> [MPa]	f <sub>e</sub> [MPa]	f <sub>bu</sub> [MPa]	f <sub>t</sub> [MPa]	f <sub>ed</sub> [MPa]
65	12	20	4	3	16	25	400	14.2	2,1	348

**III.3.5.1.1 Ferrailage en travée :**

➤ **Ferrailage longitudinal :**

Le calcul des armatures s'effectue comme une poutre de section en T avec les dimensions suivantes :

$M_{tu(max)} = F_{bc} \times Z_b$  Tel que :

$F_{bc} = F_{bu} \times bh_0 \rightarrow F_{bc} = 369,2KN$

$Z_b = d - \left(\frac{h_0}{2}\right) \rightarrow Z_b = 0,14m$

$M_{tu} = 369,2 \times 0,14 \rightarrow M_{tu} = 47.5KN.m$

$M_{tu} \rightarrow 47,5KN.m > 5,24KN.m$

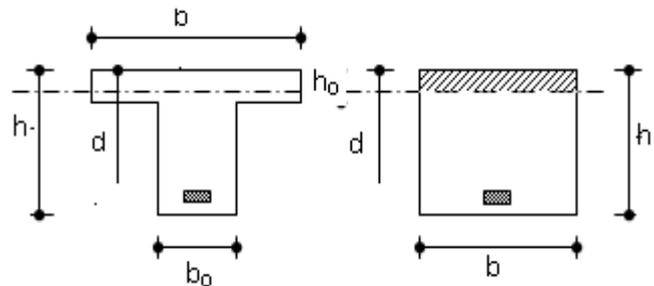


Figure III.11: Coupe de section rectangulaire et section en T

L'axe neutre passe par la table de compression. Nous sommes donc ramenés au calcul d'une section rectangulaire de dimension (b × h).

En considérant les moments équilibrés par la table de compression :

$M_{t(ELU)} = 5,24 \text{ KN.m} ; M_{t(ELS)} = 3,81 \text{ KNm}$

- $\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5,24 \times 10^3}{65 \times (16)^2 \times 14,2} = 0,022$
- $\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{5,24}{3,81} = 1,38$
- $\mu_{lu} = 3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050 \Rightarrow \mu_{lu} = (3440 \times 1,38 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4} = 0,292$
- $\mu_{bu} = 0,022 < \mu_{lu} = 0,292 \Rightarrow \hat{A} = 0$  (pas d'armatures comprimées)

$$Z = d (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 0,158 \text{ m}$$

- $A_t = \frac{M_u}{z_b \times f_{ed}} = \frac{5,24 \times 10^{-3}}{0,158 \times 348} = 0,95 \text{ cm}^2$
- 
- ✓ **Condition de non fragilité** :(Art 4.2,1 BAEL 91 Mod 99) :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{tj}}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times 16 \times 2,1}{400} = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 > 1,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- ✓ On adopt:  $A_s = 3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2$

**Tableau III.4 :** Ferrailage en travées

	$M_t \text{ max}$ ( $\text{cm}^2$ )	$\mu_{lu}$	$\mu_{bu}$	$\hat{A}'$ ( $\text{cm}^2$ )	$Zb$ ( $\text{cm}$ )	$A_T$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{adopté}$ ( $\text{cm}^2$ )	$S_t$ ( $\text{cm}$ )
<b>TYPE 1</b>	5.24	0.292	0.022	0	15.8	0.95	1.26	3T10 = 2,36	15
<b>TYPE 2</b>	5.35	0.292	0.022	0	15.8	0.97	1.26	3T10 = 2,36	15
<b>TYPE 3</b>	9.88	0,292	0,024	0	15.8	1,8	1,26	3T10 = 2,36	15

### III.3.5.1.2 Ferrailage aux appuis :

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appui donc le béton n'intervient pas dans le calcul de la section en « T » et elle sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions  $(b_0 \times h) = (0,12 \times 0,2)$ .

$$M_{appui(ELU)} = 7.86 \text{ KN.m} ; \quad M_{appui(ELS)} = 5.74 \text{ KN.m}$$

- $\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,86 \times 10^3}{12 \times 16^2 \times 14,2} = 0,18 < \mu_{lu} = 0,289 \Rightarrow \hat{A}' = 0$  (les armatures dans la zone comprimée ne sont pas nécessaires)
- $Z = d (1 - 0,6 \mu_{bu}) \Rightarrow Z = 0,143 \text{ m}$
- $A_a = \frac{M_a}{z_b \times f_{ed}} = \frac{7,86 \times 10^{-3}}{0,143 \times 348} = 1,57 \text{ cm}^2$ .

- ✓ **Condition de non fragilité** :(Art 4.2,1 BAEL 91 Mod 99) :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{tj}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 16 \times 2.1}{400} = 0,232 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,57 \text{ cm}^2 > 0.232 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- ✓ On adopte:  $A_s = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$

**Tableau III.5 : ferrailage aux appuis**

	$M_{a \max}$ ( $\text{cm}^2$ )	$\mu_{lu}$	$\mu_{bu}$	$A'$ ( $\text{cm}^2$ )	$Zb$ ( $\text{cm}$ )	$A_a$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{adopté}$ ( $\text{cm}^2$ )
<b>TYPE 1</b>	7.86	0.289	0.18	0	14.3	1.57	0.232	2T10 = 1.57
<b>TYPE 2</b>	7.55	0.289	0.17	0	14.3	1.52	0.232	2T10 = 1.57
<b>TYPE 3</b>	13.52	0,289	0,31	0	13.02	2.98	0.232	2T14 = 3.08

### 1) Armatures transversales

Le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \geq \text{Min} \left( \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_L^{min} \right) \quad ; \quad \phi_t \leq \text{min} \left( \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \geq \text{min} (0,57 \text{ cm}; 1.2 \text{ cm}; 1 \text{ cm}) \Rightarrow \phi_t = 0,57$$

La section totale des aciers transversaux est la suivante :

$$A_t = 0,6 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 2 T\Phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

### 2) Armatures longitudinales :

$$S_t < \text{min}(3h, 3 \text{ cm}) = \text{min}(60, 33 \text{ cm})$$

h: l'épaisseur du plancher h=20cm

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### 3) Espacement:

$$S_t \leq \text{min}[0,9d; 40 \text{ cm}] \rightarrow S_t = \text{min}[0,9 \times 16; 40 \text{ cm}]$$

$$S_t \leq 14,4 \text{ cm}$$

On adopte:  $S_t = 15 \text{ cm}$

### III.3.5.2 Exemple de calcul avec Socotec :

- Travée :

Pour utiliser Socotec pour le calcul des armatures, on introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts :

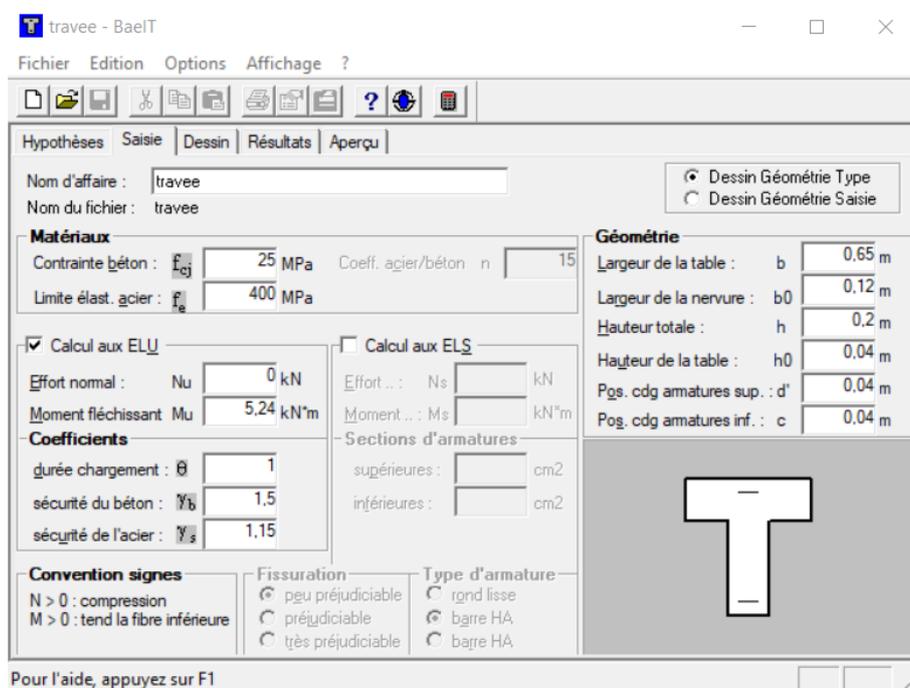


Figure III.12: Caractéristiques et sollicitation de la section

- Cliquons sur l'icône Résultats pour extraire la section d'armatures :

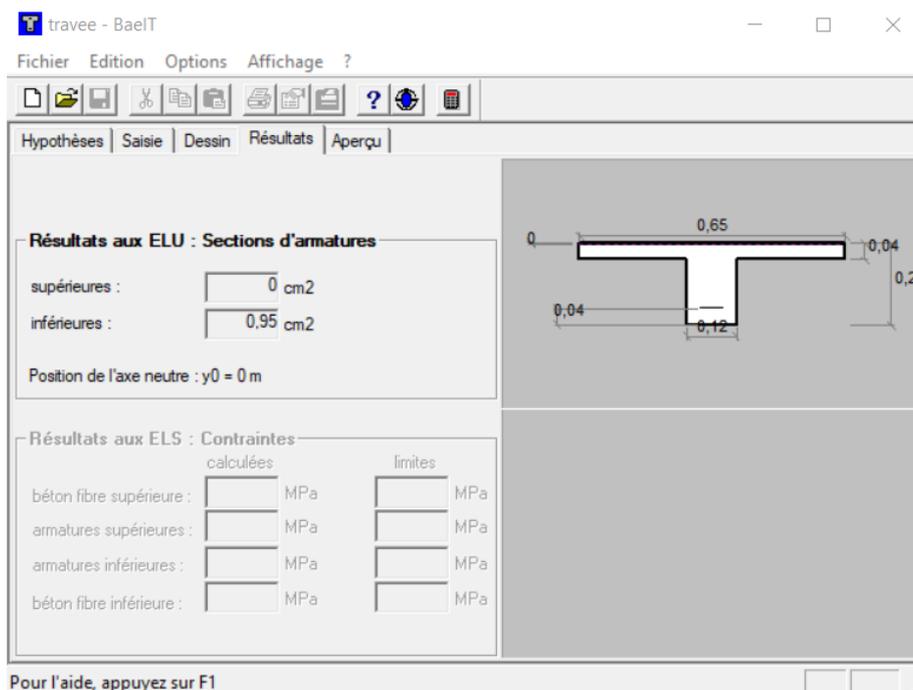
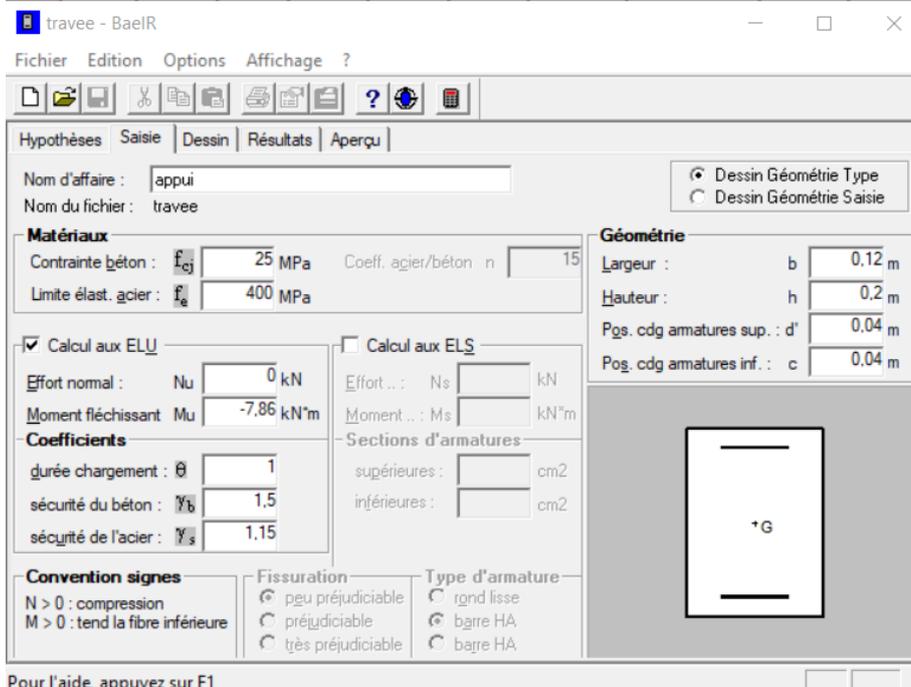


Figure III.13 : section d'armatures

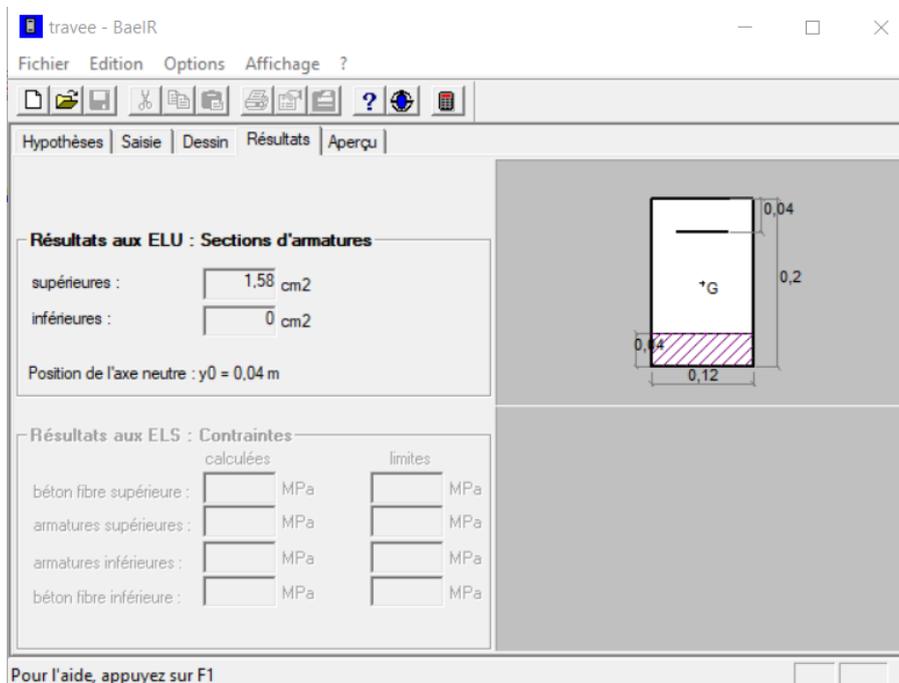
• **Appuis :**

La même procédure est suivie pour le calcul des armatures en appui.



• Pour l'aide, appuyez sur F1

**Figure III.14:** Caractéristiques et sollicitation de la section



• Pour l'aide, appuyez sur F1

**Figure III.15:** section d'armatures.

### III.4 Vérifications :

#### III.4.1.1 Vérification à l'ELU

##### 1. Vérification de l'effort tranchant (cisaillement)

On a  $V^{max} = 17.26$  KN

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = 3,33\text{MPa. fissuration peu préjudicible.}$$

$$V_u = 17,26\text{KN} = T_{max} = 17,26\text{KN}$$

$$\tau_\mu = \frac{17,26 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,16} = 0,9\text{MPa}$$

$\tau_\mu = 0,9\text{MPa} < 3,33 \rightarrow$  Condition vérifiée (Pas de risque de rupture par cisaillement)

##### 2. Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) [BAEL 91 /ART A.5.1, 313] :

On doit vérifier que :

$$T_{max} \leq 0,4 \left( \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) a \times b_0 = 0,4 \left( \frac{25}{1,5} \right) 14,4 \times 12 \times 10^{-1} = 115\text{KN.}$$

Avec :  $a = 0,9d = 0,9 \times 16 = 14,4\text{cm.}$

$$T_{max} = 17,26\text{kN} \leq 115\text{kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

##### 3. Vérifications de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : [BAEL91/ Art 6.1, 3] :

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_U}{0,9d \times \sum U_i} = \frac{17,26 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times (2 \times 3,14 \times 10)} = 1,27\text{MPa}$$

$\sum U_i$  : Périmètre des aciers.

$\Psi$  : 1.5 pour l'acier HA

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28} 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,27\text{MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### 4. Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_U}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{17.26 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0,5 \text{ cm}^2$$

Avec  $A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}}$

$$A_l = 2,36 + 1,57 = 3,93 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l = 3,93 \text{ cm}^2 > 0,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

##### III.4.1.2 Vérifications à l'ELS :

###### 1) Etat limite de compression du béton

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

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A y - 15A \cdot d = 0 \quad ; \quad I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2$$

**Tableau III.6** : vérification des contraintes de compression dans le béton

	Ms(KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	3.81	2.36	3.67	6352.83	2.2	15	<b>CV</b>
Appui	5.74	1.57	6.2	6993.34	5.1	15	<b>CV</b>

###### a. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu préjudicible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

###### b. Etat limite de déformation (la vérification de la flèche) :

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

## III.4.1.3 Vérification de la flèche :

On doit vérifier que :

- $\frac{h}{l} = \frac{20}{350} \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow$  **Condition n'est pas vérifiée.**
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

La première condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est nécessaire (D'après le BAEL).

Il est indispensable de vérifier la flèche par rapport à la flèche admissible :

- **Calcul de la flèche : Selon le (BAEL91/Art B.6.5.2) :**

$$f = \frac{5q_s l^4}{384EI} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$f = \frac{5q_s l^4}{384E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{325}{500} = 0,65$$

$\bar{f}$  : La flèche admissible ;

$E_v$  : Module de déformation différée ;

$$E_i: 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 11000^3 \sqrt{25} = 32164,19 \text{MPa}$$

$$E_{vj} = 3700 \times f_{cj}^{\frac{1}{3}} = 10818,87 \text{MPa}$$

$I_{fv}$  : Moment d'inertie total de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section.

$y_1 = (S_{xx}/B_0)$ : Position de l'axe neutre

$$B_0 = bh_0 + (h - h_0)b_0 + nAs$$

$$B_0 = (65 \times 4) + 12 \times (20 - 4) + 15 \times 2,36$$

$$B_0 = 487,4 \text{ cm}^2$$

$$S_{/xx} = \frac{b h_0^2}{2} + (h - h_0)b_0 \left[ \frac{h - h_0}{2} + h_0 \right] + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{/xx} = \frac{65 \times (4)^2}{2} + (20 - 4) \times 12 \times \left[ \frac{20 - 4}{2} + 4 \right] + 15 \times 2,36 \times 16$$

$$S_{xx} = 520 + 2304 + 566,4 = 3390,4 \text{ cm}^3$$

$$y_1 = (S_{xx}/B_0) = 3390,4/487,4 = 6,96 \text{ cm}$$

$$y_2 = 20 - 6,96 = 13,04 \text{ cm}$$

$$I_0 = \left(\frac{b_0}{3}\right)(y_1^3 + y_2^3) + (h_0^3/12)(b - b_0) + (b - b_0)h_0 + \{y_1 - (h_0/2)\}^2 + 15A_t(y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \left(\frac{12}{3}\right)(6.96^3 + 13.04^3) + \left(\frac{4^3}{12}\right)(65 - 12) + (65 - 12)4 + \left\{6.96 - \left(\frac{4}{2}\right)\right\}^2 + 15 \times 2.36(13.04 - 3)^2$$

$$I_0 = 14305.63 \text{ cm}^4$$

Avec :

$A_t$  : Section d'armatures tendues aux appuis.

$B_0$  : Section de béton.

$S_{xx}$  : Moment statique par rapport à l'axe XX passant par le centre de gravité de la section.

$\rho$  : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} \frac{2.36}{12 \times 16} = 0,0123$$

$$\rho_1 = \frac{100A}{b_0 d} = 100 \times \frac{2,36}{12 \times 16,8} = 1,23$$

$\sigma_s$  = Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0123 \times 348 + 2,1} = 0,81$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \frac{12}{65}\right) 0,0123} = 1,34$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} = \frac{1,1 \times 14305.63}{1 + 0,81 \times 1.34} = 7545.89 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 3.81 \times (3,25)^4}{384 \times 10818,87 \times 7545.89} 10^5 = 0,0068$$

$$f = 0,0068 < \bar{f} = 0,65 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### III.5 Conclusion :

- ❖ Toutes les conditions sont vérifiées donc les poutrelles seront ferrillées comme suit :
- ✓ Aux travées :  $3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$
- ✓ Aux appuis intermédiaires:  $2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$
- ✓ Aciers transversaux :  $2T\Phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2$

#### III.5.1 Schéma de de ferrailage :

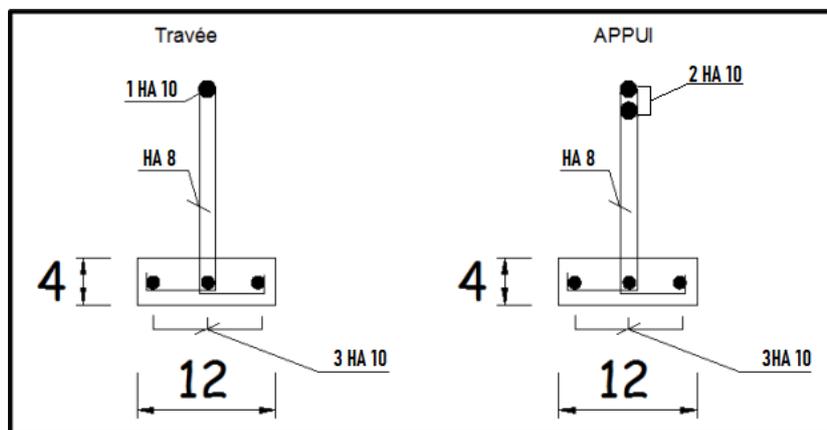


Figure III.16. Schéma ferrailage des poutrelles

### III-2) Étude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute et permet d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade. Il est considéré comme une 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. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et à l'ELS.

#### III-2-1) Schéma statique et diagrammes des efforts :

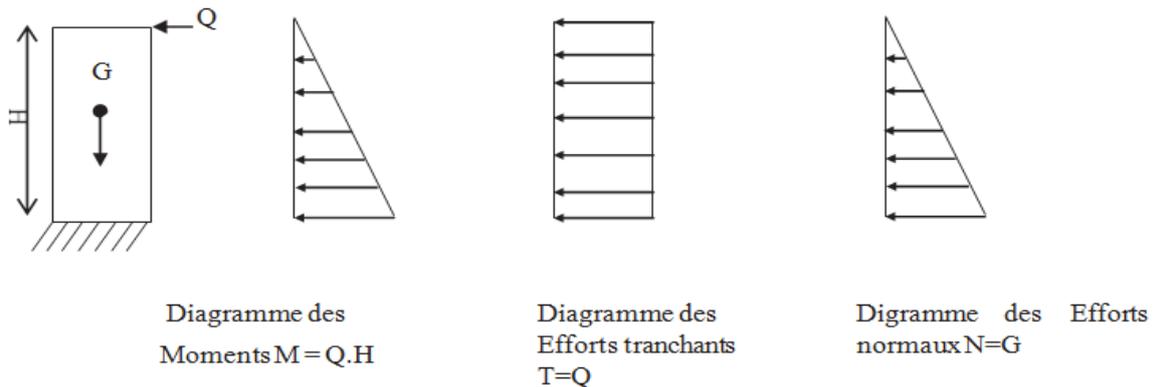


Figure III .17: Schéma statique et diagrammes des efforts.

### III-2-2) Vérification de l'acrotère au séisme :

D'après le **RPA99V2003 (Article 6.2.3)** les forces horizontales de calcul **Fp** agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_P W_P$$

- **A**: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans **le tableau (4.1) du RPA** suivant la zone sismique (zone IIb) et le groupe d'usage du bâtiment (groupe2) **A = 0.2**
- **CP** : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 dans **le tableau (6.1) CP = 0.80** (élément en console)

**WP** : poids de l'acrotère **WP = 1.9375 KN/ml**

D'où : **Fp = 4 × 0.2 × 0.8 × 1.9375** donc : **Fp = 1.24 KN/ml**

**Fp = 4 × 0.2 × 0.8 × 1.9375 = 1.24 > Q = 1 KN/ml**

**Fp > Q = 1 KN/ml** donc on prendra la surcharge **Q = 1.24 KN/ml**

#### ➤ Détermination des sollicitations :

Poids propre de l'acrotère : **G = 1.9375 KN/ml.**

Surcharge d'exploitation : **Q = 1.24 KN/ml.**

Effort normal dû au poids propre **G : N = G × 1ml = 1.9375 KN.**

Effort tranchant : **T = Q × 1ml = 1.24 KN.**

Moment fléchissant max dû à la surcharge

**Q : M = Q × H × 1ml = 1.24 × 0.7 × 1 = 0.868 KN.m**

### Combinaisons de charges :

**ELU** : La combinaison est **1,35G + 1,5Q**

▪ Effort normal de compression dû à **G** : **Nu = 1,35 × G = 1,35 × 1.9375 = 2.62 KN/ml**

▪ Moment de renversement dû à **Q** : **Mu = 1,50 × MQ = 1,50 × 0.868 = 1.302 KN.m**

**ELS** : La combinaison est **G + Q**

- Effort normal de compression :  $N_s = G = 1.9375$  KN/ml
- Moment de renversement :  $M_s = 0.868$  KN.m

### III.2.2. Ferrailage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire.

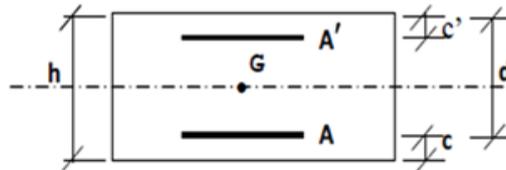


Figure. III.18 : schéma de ferrailage.

Tableau III.7: caractéristiques géométriques d'une section rectangulaire

b (cm)	h (cm)	c' (cm)	d (cm)	$f_{c28}$ (MPa)	$f_e$ (MPa)
100	10	3	10-3=7	25	400

Avec :

**h** : épaisseur de la section soumise à la flexion composée.

**c', c** : l'enrobage.

**d = h - c** : hauteur utile.

**e** : Excentricité

**Mf**: Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues .

#### a) Calcul d'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.302}{2.62} = 0.5$$

$$e_{ser} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.868}{1.9375} = 0.448$$

$$h/2 - c = (10/2) - 2 = 3\text{cm} = 0,03\text{m}$$

$e_u, e_{ser} > e_0$  donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone limitée par les armatures et l'effort normal étant un effort de compression. Donc la section est partiellement comprimée.

#### b) Calcul en flexion simple :

$$e_a = e_u + h/2 - c = 0.5 + 0,7/2 - 0,03 = 0.82 \text{ m}$$

#### ➤ Moment fictif :

$$M_f = N_u * e_a = 2.62 * 0.82 = 2.15 \text{ KN.m}$$

#### ➤ Moment réduit:

$$M_f = f_{bu} \times b \times d^2 \times \mu_{bu} \rightarrow \mu_{bu} = \frac{M_f}{F_{bu} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\text{Avec : } F_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{y_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{2.15 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 7^2} = 0.0308$$

$$\gamma = \frac{M_f}{M_s} = \frac{2.15}{0.868} = 2.48$$

$$\mu = (3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050) \cdot 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 2.48 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4} = 0.671$$

$$\mu_{bu} = 0.0308 < 0.671 \quad A' = 0 \text{ pas d'armatures comprimées}$$

$$\mu_{bu} = 0.0308 < 0.27 \text{ (on utilise la méthode simplifiée)}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6 U_b) = 0.07 (1 - 0.6 \times 0.0308) = 0.0687 \text{ m}$$

➤ **Les armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_F}{Z_b f_{ed}} \quad \text{avec} \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{2.15 \times 10^{-3}}{0.0687 \times 348} = 0.889 \text{ cm}^2$$

**c) Calcul en flexion composée :**

La section réelle des armatures est :

$$A_A = A_f - \frac{N_u}{F_{ed}} = 0.899 - \frac{2.62 \times 10}{348} = 0.82 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité : **(BEAL91/Art A, 4, 2,1)**

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF :  $A_A \geq A_{min}$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{F_e} \cdot \left[ \frac{e_s - 0.455(d)}{e_s - 0.185(d)} \right] \cdot b \cdot d$$

✓ **Calcul de l'excentricité  $e_s$  :**

$$\begin{cases} e_s = 0.448 \\ f_{t28} = 0.06 f_{c28} + 0.6 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 100 \times 7 (44.8 - 0.455 \times 7)}{400 \times (44.8 - 0.185 \times 7)} = 0.809 \text{ cm}^2$$

On remarque que :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_u = A_f = 0.899 \text{ cm}^2 \\ A_{min} = 0.809 \text{ cm}^2 \\ A_a = 0.96 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow A_a > A_f > A_{min}$$

$$A_a = 0.96 \text{ cm}^2 > A_f = 0.899 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.809 \text{ cm}^2$$

➤ **Conclusion de ferrailage:**

$$A_s = \text{Max} (A_A ; A_{min} ; A_u) = A_A = 0.96 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA8 (2,01cm<sup>2</sup>) avec espacement de 25cm

➤ **Les armatures des répartitions:**

$$A_{rép} = \frac{A_{adopté}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2.$$

On prend : 4HA8 avec espacement de  $S_t = 25 \text{ cm}$

**III.2.3 Vérification à l'ELU :****➤ L'effort tranchant (cisaillement): (Art A.5.1.1/BAEL91)**

On doit vérifier :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  .....(\*)

Avec :  $\tau_u$  : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = V_u / b_0 d$$

$V_u$  = effort tranchant ultime à prendre en compte à l'ELU

$$V_u = T = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1.24 = 1.86 \text{ kN}$$

$b_0$  : Largeur de la bande considérée.

$d$  : hauteur utile de la section  $d = h - c$ .

$$\left\{ \tau_u = \frac{1.86 \times 10}{100 \times 7} = 0.027 \text{ mpa} \right\}$$

$$\left\{ \bar{\tau}_u = \text{Min} \left( \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ mpa} \right) \right\}$$

avec  $\gamma_b = 1.5$  situation courante (Fissuration préjudiciable)

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5} = 2.5 \text{ mpa} ; 4 \text{ mpa} \right\} = 2.5 \text{ mpa}$$

Comme la condition (\*) est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**➤ Vérification de l'adhérence dans les barres:(Art, A, 6,1, 3 / BAEL)**

Comme le béton armé est composé de béton et d'acier, donc il est nécessaire de connaître le comportement à l'interface entre ces deux matériaux.

Pour cela on doit vérifier l'inégalité suivante:

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\psi_s$ : coefficient de seulement ( $\psi_s = 1.5$  acier Fe400 haute adhérence)  $\sum U_i$  : somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

$n$  : Nombre de barres

$$\tau_{se} = \frac{1.86 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.07 \times 0.1005} = 0.294 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 0.294 \text{ mpa} \leq \tau = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

**➤ Calcul de l'ancrage des barres verticales :(BAEL91/Art, A, 6,1, 22)**

Les barres rectilignes de diamètre  $\Phi$  et de limite d'élasticité  $f_e$  sont ancrées sur une longueur  $L_s$  dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.52 \times 2.1 = 2.91 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.91} = 27.5 \text{ cm}$$

➤ **Vérification des espacements des barres:**

**-Armature principale :**

$$S_p \leq \min (3 \times h, 33\text{cm}) \rightarrow S_p \leq \min (3 \times 10 ; 33\text{cm}) = 30\text{cm}$$

$$S_p = 25\text{cm} < 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**-Armature de montage :**

$$S_p \leq \min (4 \times h, 45\text{cm}) \Rightarrow S_p \leq \min (40, 45\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$S_p = 25\text{cm} < 40\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **III.2.4 Vérification à l'ELS : (BAEL91/Art, A, 4,5, 2)**

La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

• La contrainte dans l'acier :  $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \quad \sigma_{bc} = Y \times k \quad \text{avec} \quad K = \frac{M_{ser}}{I}$$

On a :

$$\Rightarrow \eta = 15$$

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + \eta(A + A') \times y - \eta(A \cdot d + A' \cdot d') = 0 \quad \text{Avec} \quad (A' = 0 \text{ et } \eta = 15)$$

$$\begin{cases} 50 \cdot y^2 + (15 \times 2.01 \times y) - (15 \times 2.01 \times 7) = 0 \\ 50 \cdot y^2 + 30.15y - 211.05 = 0 \implies y = 1.775 \text{ cm} \end{cases}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A(d - y)^2 + \eta A'(y - d')^2$$

$$I = \frac{100 \times 1.775^3}{3} + 15 \times 2.01 (7 - 1.775)^2 = 1009.53 \text{ cm}^4$$

**Contrainte de compression dans le béton :**

Contrainte maximale dans le béton comprimé :  $\sigma_{bc} = Ky$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0.868 \times 10^6}{10095300} = 0.086 \text{ N/MM}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0,086 \times 17.75 = 1.53 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 1.53 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**Contraintes maximales dans l'acier :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} Fe ; 110 \sqrt{nf t 28} \right) = \min (266.67 ; 201.63) \Rightarrow 201.63 \text{ mpa}$$

$$\sigma_{st} = \eta k (d - y) = 15 \times 0.086 \times (7 - 1.775) = 6.74 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPA}$$

La condition est vérifiée.

• Les résultats trouvés sont récapitulé dans le tableau suivant :

**Tableau III.8 : Résumé du calcul**

Ms (KN.m)	As (cm2)	Y (cm)	I (cm4)	N (N/mm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	condition
0.868	2.01	1.775	1009.53	0.086	1.53	6.74	cv

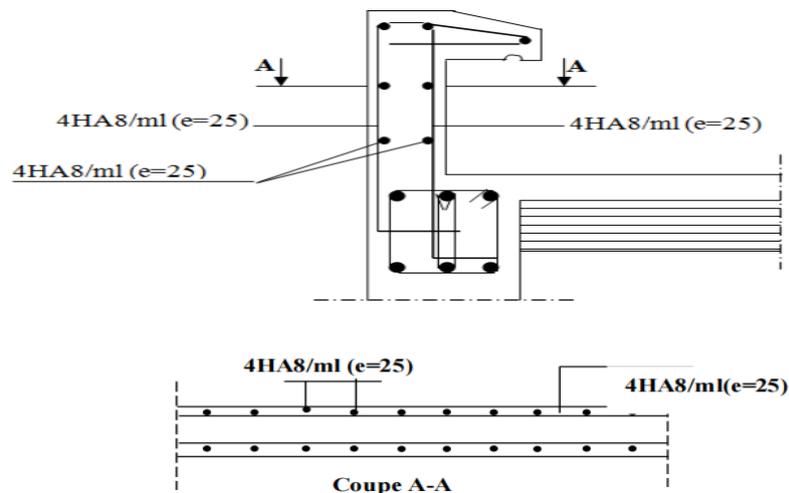


Figure. III.19: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

### III.6 Etude des balcons :

On prend le cas le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tous les autres types.

La dalle est considérée portante dans le sens  $L_y$  (travaille comme une console).

Pour une bande de 1m  $e = 15\text{cm}$

#### III.6.1 Evaluation des charges :

- Charge permanente :  $G_1 = 7.28 \text{ KN/m}$
- Surcharge sur le balcon :  $Q_1 = 3.5 \text{ KN/m}^2$ .
- Surcharge dus à la main courante :  $Q_2 = 1 \text{ KN/m}^2$
- Charge de garde-corps (en maçonnerie) :  $G_2 = 1 \text{ KN/m}^2$

#### III.6.2 Calcul des sollicitations et des combinaisons de charges :

##### ❖ A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \cdot G_1 + 1.5 \cdot Q_1 = 15.08 \text{ KN/ml}$$

$$p_u = 1.35 \cdot G_2 + 1.5 \cdot Q_2 = 2.85 \text{ KN}$$

##### ❖ A l'ELS :

$$q_{\text{ser}} = G_1 + Q_1 = 10.78 \text{ KN/ml}$$

$$p_{\text{ser}} = G_2 + Q_2 = 2 \text{ KN}$$

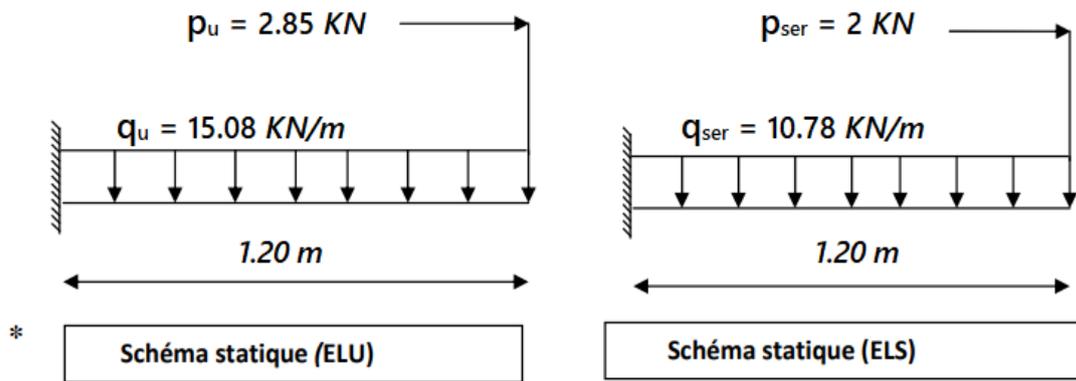


Figure III.20. Schéma statique du balcon

✓ Calcul des moments et des efforts tranchants :

• ELU :

$$\begin{cases} M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \times l = \left( \frac{15.08 \times (1.20)^2}{2} + 2.85 \times 1.20 \right) = 14.28 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u \times l + p_u = 15.08 \times 1.20 + 2.85 = 20.87 \text{ KN.} \end{cases}$$

• ELS

$$\begin{aligned} M_{ser} &= \frac{q_{ser} \times l^2}{2} + p_{ser} \times l = \left( \frac{10.78 \times (1.20)^2}{2} + 2 \times 1.20 \right) = 10.16 \text{ KN.m} \\ V_{ser} &= q_{ser} \times l + p_{ser} = 10.78 \times 1.20 + 2 = 14.94 \text{ KN.} \end{aligned}$$

### III.6.3 . Calcul de ferrailage :

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

$$b=100 \text{ cm} \quad h=15 \text{ cm} \quad d=0.9.h=13.5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{14.28 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.2} = 0.055$$

$$\mu_{lu} = 3440 \cdot \gamma + 49 \cdot f_{c28} - 3050$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{14.28}{10.16} = 1.4 \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\mu_{lu} = [3440 * (1.4) + 49 * (25) - 3050] * 10^{-4} = 0.3$$

$$\mu_{bu} = 0.06 < \mu_{lu} = 0.3 \quad A' = 0 \quad \text{pas d'armatures comprimées.}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \times F_{ed}} \quad \text{avec } Z = d (1 - 0.6 \cdot \mu_{bu}) = 0.135(1 - 0.6 \cdot 0.055) = 0.13$$

$$A_u = \frac{15.08}{0.13 \times 348} \times 10 = 3.33 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12  $A_u$  adopté = 5.65 cm<sup>2</sup>

- Espacement :

Soit  $S_t = 20$  cm

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.42 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA10  $A_r$  adopte = 3.93 cm<sup>2</sup> et  $S_t = 20$  cm

### III.6.4 Vérifications

#### III.6.4.1 Vérification à l'ELU :

##### 1) Condition de non fragilité : (BAEL91.Art A4.2)

On doit vérifier que :  $A_s \geq A_{min}$

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13.5 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_l > A_{min} = 5.65 \text{ cm}^2 > 1.63 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_t > A_{min} = 3.93 \text{ cm}^2 > 1,449 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

##### 2) Vérification de l'espacement :

✓ Armatures longitudinales :  $S_t < \min\{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ Armatures de répartition :  $S_t \leq \min\{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

##### 3) Vérification au cisaillement : (BAEL91.Art A5.1.2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{20.87 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.155 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

## III.6.4.2 Vérification à ELS :

## ❖ Vérification des contraintes :

$$Y = \frac{b}{2}y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d \quad \Rightarrow 50 y^2 + 84.75 y - 1144.13 = 0 \Rightarrow Y = 4.01 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15 A_s(d - y)^2 \quad \Rightarrow I = \frac{100}{3}(4.01)^3 + 15 \times 5.65(13.5 - 4.01)^2 \Rightarrow I = 10872.75 \text{ cm}^4$$

- La contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y}{I} \quad \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{10.16 \times 10^{-3} \times 0.0401}{10872.75 \times 10^{-8}} = 3.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.75 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

- La contrainte dans l'acier

$$\sigma_{st} = \frac{15M_{ser}(d - Y)}{I} \quad \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{15 \times 10.16 \times 10^{-3}(0.135 - 0.0401)}{10872.75 \times 10^{-8}} = 56.21 \text{ MPa}$$

La fissuration est considérée préjudiciable.

$$\sigma_{st} = 56.21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

## III.6.4.3 Calcul de la flèche :

☒ Pour une charge uniformément répartie (q) sur une console de longueur L:

$$f = \frac{q \cdot l^4}{8 \cdot E \cdot I}$$

☒ Pour une charge ponctuelle (P) appliquée à l'extrémité d'une console de longueur L:

$$f = \frac{P \cdot l^3}{3 \cdot E \cdot I}$$

$$\triangleright f = \frac{q \cdot l^4}{8 \cdot E \cdot I} + \frac{P \cdot l^3}{3 \cdot E \cdot I} < \frac{l}{250}$$

Avec :

L: La longueur de la console.

E: Module de déformation différée = 10818.86 MPa.

I: Module d'inertie de la section homogénéisée.

q: Charge uniformément répartie sur la console.

P: Charge ponctuelle appliquée à l'extrémité de la console.

$s_{xx}$  : Moment statique de la section homogène par rapport à (xx).

$B_0$  : aire de la section homogène.

$$B_0 = B + \eta A = b \times h + 15A = 100 \times 15 + 15 \times 5.65$$

$$B_0 = 1584.75 \text{ cm}^2$$

$$s_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15(cA + Ad) = \frac{bh^2}{2} + 15A_s d$$

$$s_{xx} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 13.5 = 12394.125 \text{ cm}^3$$

$$Y_1 = \frac{S/xx}{B0} = \frac{12394.125}{1584.75} = 7.82 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 15 - 7.82 = 7.18 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} [Y_1^3 - Y_2^3] + 15[A (V_2 - c)^2]$$

$$I = \frac{100}{3} \times [7.82^3 - 7.18^3] + 15[5.65 (7.18 - 3)^2] = 5082.97 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{10.78 \cdot 100^4}{8 \cdot 10818.86 \cdot 5082.97} + \frac{2 \cdot 100^3}{3 \cdot 10818.86 \cdot 5082.97} = 0.3665 \text{ cm}$$

$$f = 0.3665 \text{ cm} < \frac{l}{250} = 0.4 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

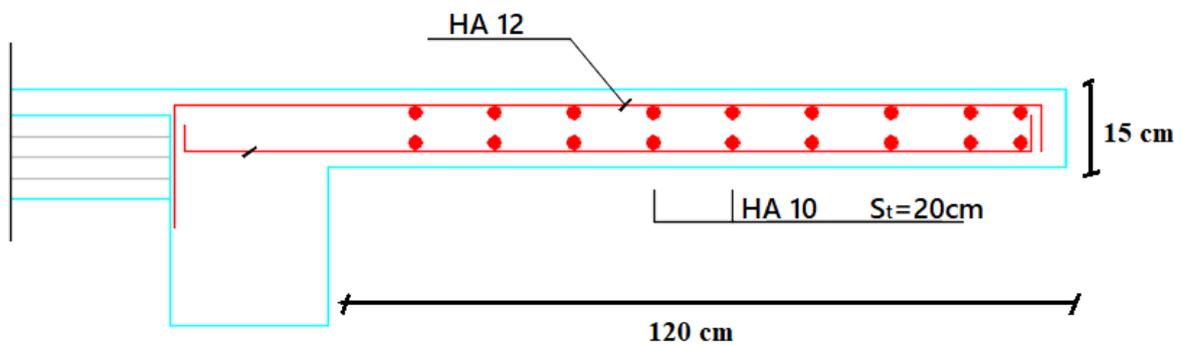


Figure III.21 : Schéma de ferrailage du balcon.

### III.7 . Etude de l'escalier :

Les parties AD et HE sont identiques, donc on va étudier seulement la partie AD et les résultats vont être appliqués sur l'autre partie.

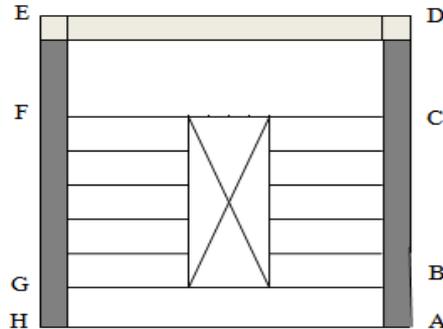


Figure III.22 : Vu en plan d'escalier au niveau du RDC.

#### III.7.1 Evaluation des charges des escaliers :

On a:

$$G_v = 8.23 \text{ KN/m}^2$$

$$G_p = 5.73 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

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

#### III.7.2 Combinaison de charges :

➤ Sur la volée :

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = q_1 = 1.35 G_v + 1.5 Q = 14.86 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = G_v + Q = 11.5 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ Sur le palier :

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = q_2 = 1.35 G_p + 1.5 Q = 10.73 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = G_p + Q = 8.23 \text{ KN/m} \end{cases}$$

**ELU :**

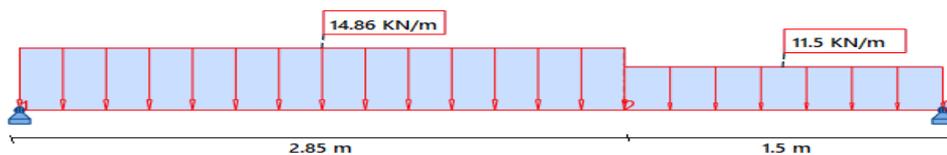


Figure III.23 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU.

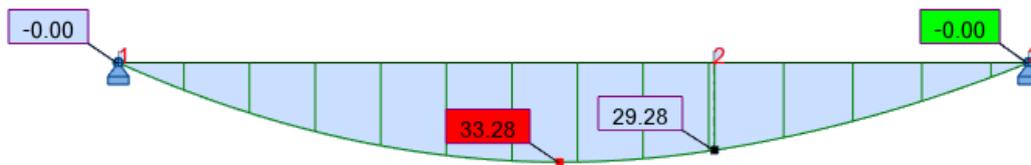


Figure III.24 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

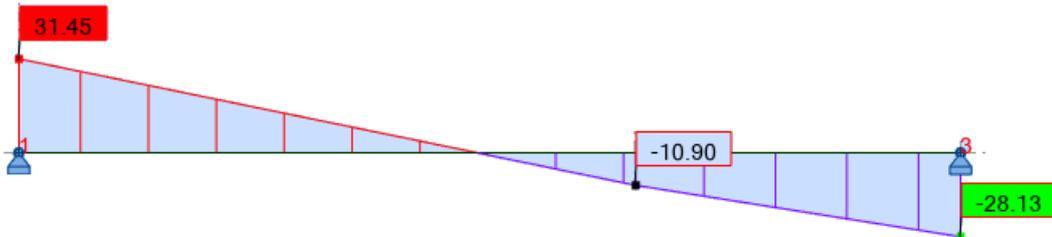


Figure III.25 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

Donc : 
$$\begin{cases} R_A^{ELU} = 31.45 \text{ KN} \\ R_B^{ELU} = -28.13 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ Calcul des moments corrigés :

$$\begin{cases} M_t^{max} = 0.85 \times 33.28 = 28.3 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = -0.3 \times 33.28 = -9.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELS :

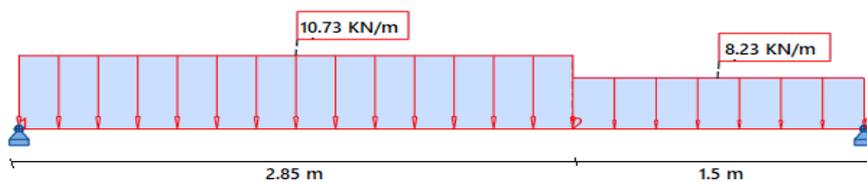


Figure III.26 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS.

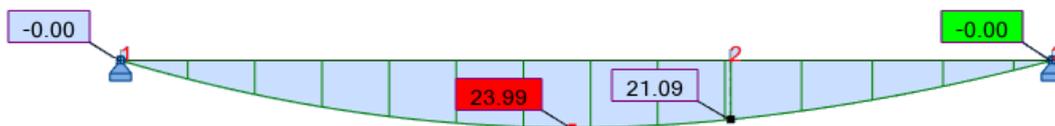


Figure III.27 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

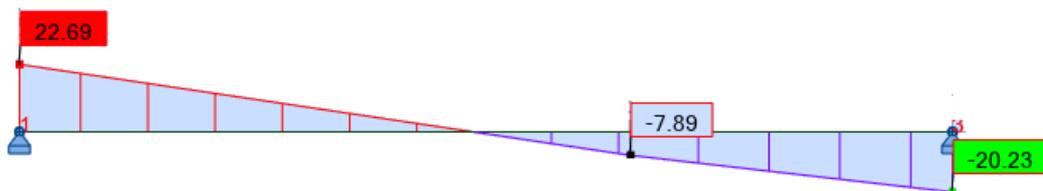


Figure III.28 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

$$\text{Donc : } \begin{cases} R_A^{ELU} = 22.69 \text{ KN} \\ R_B^{ELU} = -20.23 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ **Calcul des moments corrigés :**

$$\begin{cases} M_t^{max} = 0.85 \times 23.99 = 20.4 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = -0.3 \times 23.99 = -7.2 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### III.7.3 Ferrailage :

#### III.7.3.1 Exemple de calcul manuel :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section  $(b \times e) = (1 \times 0.15)$ .

$$H = 15 \text{ cm}, c = 3 \text{ cm}, d = h - c = 12 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bc}} \quad \mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,3 \quad (\text{Section simplement armée})$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.4 \quad \mu_{lu} = [3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.3$$

$$z_b = d (1 - 0,6\mu_{bu})$$

$$A_a = \frac{M_F}{Z_b f_{ed}}$$

**Tableau III.9 : Ferrailage des escaliers.**

Endroit	$M_u$	$M_{ser}$	$\mu_{bu}$	Z (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{choisie}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
En travée	28.3	20.4	0.138	0.11	6.45	1.449	5HA14 = 7.7
En appuis	9.98	7.2	0.049	0.116	2.17	1.449	5HA14 = 7.7

❖ **Armatures de répartitions**

• **Appuis :**

$$A_r = \frac{A_{sa}}{4} = 1.925 \text{ cm}^2 \quad 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } St=20 \text{ cm}$$

• **Travée:**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 1.925 \text{ cm}^2 \quad 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } St=20 \text{ cm.}$$

#### III.7.3.2 Exemple de calcul avec Socotec :

• **Travée :**

On introduit les caractéristiques des matériaux et des efforts considérés :

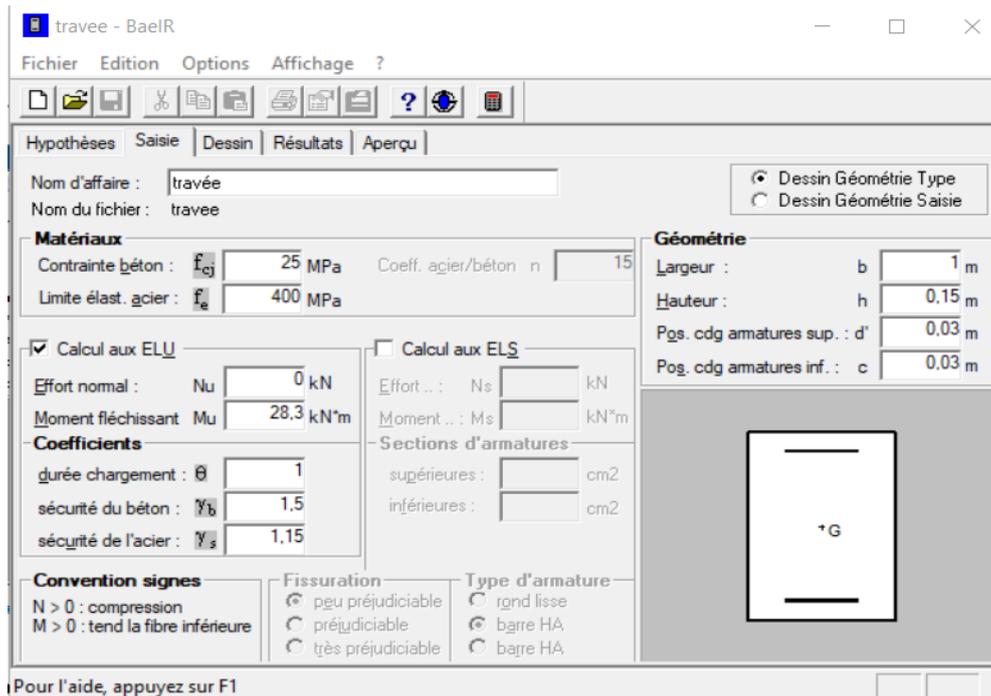


Figure III.29: Caractéristiques et sollicitation de la section.

- Cliquons sur l'icône Résultats pour extraire la section d'armatures :

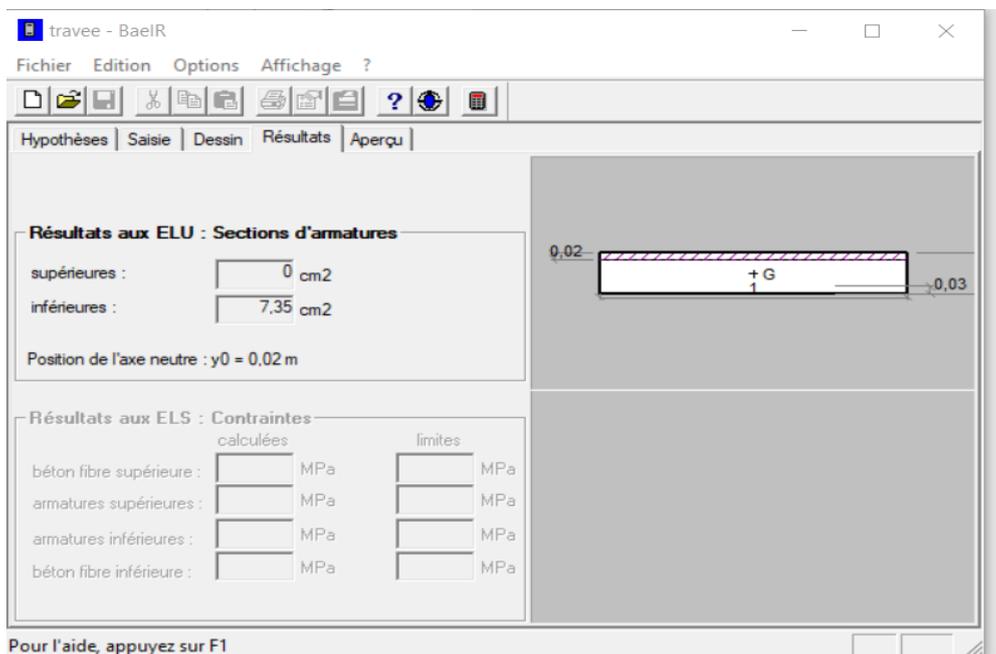


Figure III.30 : section d'armature.

- Appuis :  
 On effectue la même procédure que ci-dessous.

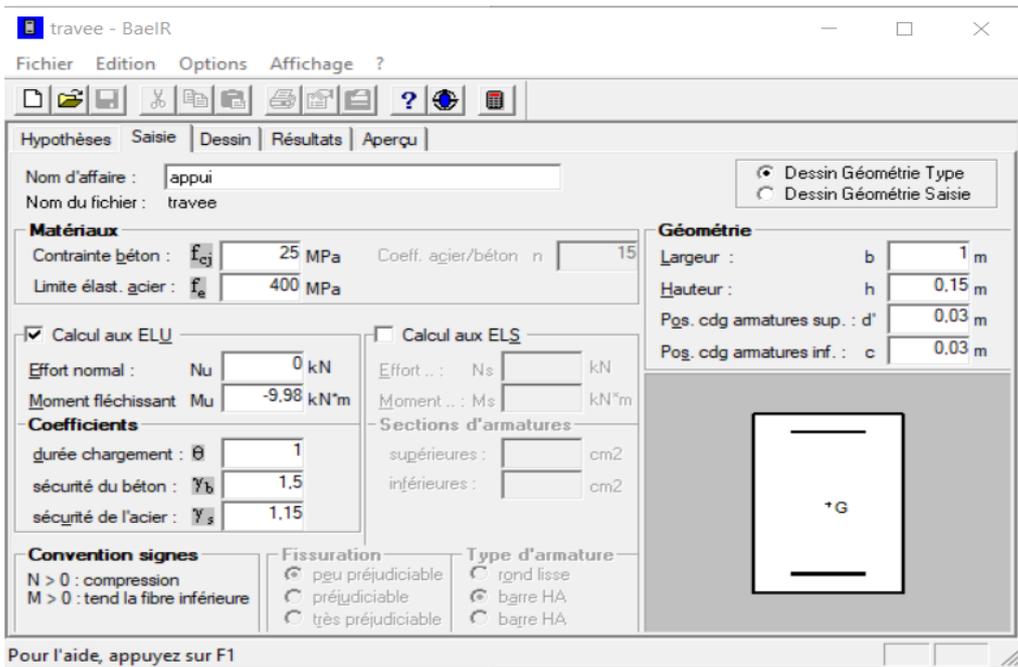


Figure III.31: Caractéristiques et sollicitation de la section.

🚩 Cliquons sur l'icône Résultats pour extraire la section d'armatures :

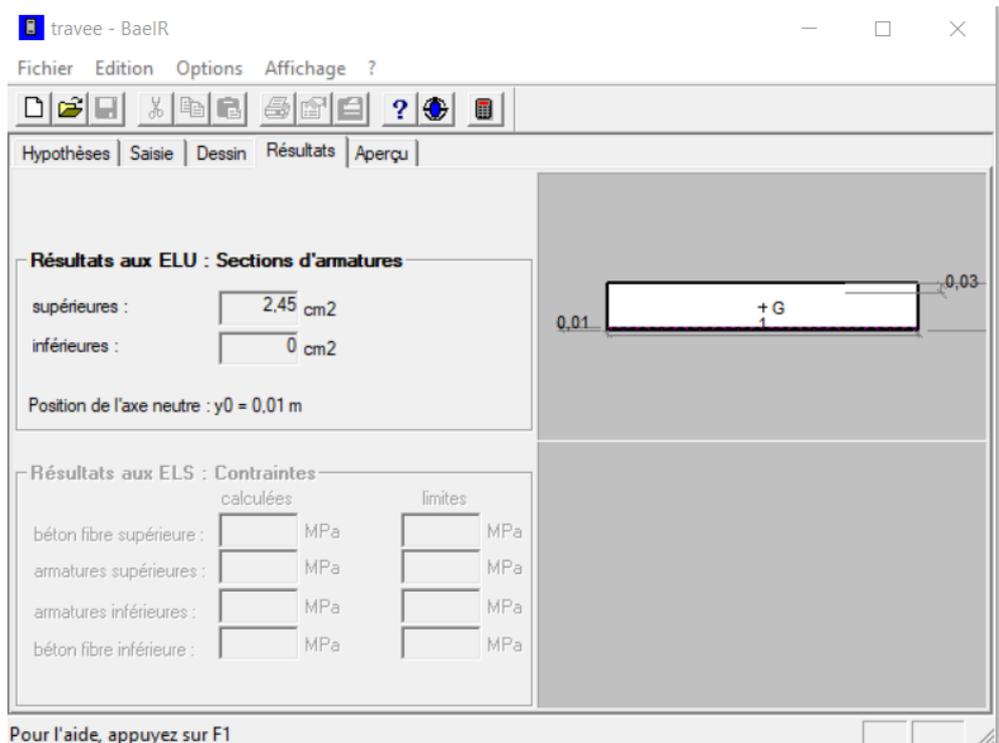


Figure III.32: section d'armature.

### III.7.3.3 Conclusion :

La section d'armatures obtenue par la méthode manuelle et celle calculée par **SOCOTEC** sont identiques.

### III.7.4 Vérifications :

#### III.7.4.1 A l'ELU

- ❖ Condition de non fragilité (BEAL 91 modifié 99 / Art. A.4.2.1) :

$$A_{st}^{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.449 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 7.7 \text{ cm}^2 > A_{st}^{\min} = 1.449 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- ❖ Espacement des barres (Art A.8.2,42 BAEL91 modifié 99) :

- Armatures principales :

$$S_{t\max} = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{3 h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures de répartition :

$$S_{t\max} = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{4 h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### III.7.4.1.1 Vérification de l'effort tranchant à l'ELU :

On doit vérifier que :  $\tau_u < \tau^{adm}$

$$\tau^{adm} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right\} \text{ Mpa} = \min \{3.333; 5\} \text{ Mpa} = 3.333 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \tau^{adm} = \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, \quad v_u = 31.45 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{31.45 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.26 \text{ MPa} < \tau^{adm} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée (il n'y a pas de risque de cisaillement)}$$

- ❖ Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL99 Art5-1-3):

- ✓ Influence sur le béton (BAEL 91/Art A, 5,4,321) :

On doit vérifier que :

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0.9 \times d \times b$$

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 0.12 \times 1 = 720 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 31.45 \text{ KN} \leq 720 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ Influence sur les aciers (BAEL 91/Art A. 5. 4.321) :

On doit vérifier que :  $\left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d}\right) \frac{\gamma_s}{f_e} < A_a$

Avec :  $T_{\max} = 31.45$  KN et  $M_{\max} = 9.98$  KN.m

$$\left(31.45 + \frac{9.98}{0.9 \times 0.12}\right) \times 10^3 \frac{1.15}{400} = 356.1 \text{mm}^2 = 3.56 \text{cm}^2 < A_a = 7.7 \text{cm}^2. \text{ Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99) :**

On doit vérifier que :

$$\tau_{su} < \bar{\tau}_{se} \text{ Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :  $\Psi_s$  : coefficient de scellement droit. ;  $\Psi_s = 1.5$  (HA)

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{Mpa}$$

$$\tau_{su} = \frac{T_{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

- **Appui et travée : 5HA14**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 5 \times \pi \times 14 = 219.8 \text{mm}$$

$$\tau_{su} = \frac{31.45 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 219.8} = 1.32 \text{Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{Mpa} \text{ Condition vérifiée}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

### III.7.4.1.2 Vérification à L'ELS :

❖ **Contrainte de compression dans le béton : (A 4.5.2 BAEL91) :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = KY \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$

$$b \frac{y^2}{2} + \eta(A_s + A'_s) y - \eta(A_s d + A'_s d) = 0$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A (d - y)^2 + \eta A' (y - d)^2$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I}$$

**Avec**  $n = 15$  et  $A' = 0$

$Y$  : Position de l'axe neutre.

$I$  : Moment d'inertie.

**Tableau III-10. Vérification de la contrainte dans le béton.**

Endroit	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	K(MN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Travée	20.4	4.23	9495.98	214.83	9.087 < 15	Vérifiée
Appui	7.2	4.23	9495.98	75.82	3.21 < 15	Vérifiée

**Etat limite de déformation****III.7.4.1.3 Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} = \frac{0.15}{4.35} = 0.034 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

La vérification de la flèche est nécessaire

❖ **Calcul de la flèche :**

$$F = \frac{5 \times Q_s \times L^4}{384 \times E_v \times I} < \frac{L}{500}$$

Avec :

$$Q_s = \max(\text{palier, volée}) = \max(8.23 \text{ KN/ml}, 10.73 \text{ KN/ml})$$

$$Q_s = 10.73 \text{ KN/ml.}$$

$E_v$  : Module de déformation différée = 10818,86 MPa

$I$  : Module d'inertie de la section homogénéisée.

$s_{xx}$  : Moment statique de la section homogène par rapport à (xx).

$B_0$  : aire de la section homogène.

$$B_0 = B + \eta A = b \times h + 15A = 100 \times 15 + 15 \times 7.7$$

$$B_0 = 1615.5 \text{ cm}^2$$

$$s_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15(cA' + Ad) = \frac{bh^2}{2} + 15A_s d$$

$$s_{xx} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 7.7 \times 12 = 12636 \text{ cm}^3$$

$$Y_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{12636}{1615.5} = 7.82 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 15 - 7.82 = 7.18 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} [Y_1^3 - Y_2^3] + 15[A (V_2 - c)^2]$$

$$I = \frac{100}{3} \times [7.82^3 - 7.18^3] + 15[7.7 (7.18 - 3)^2] = 5618.57 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{5 \times 10.73 \times 420^4}{384 \times 10818.86 \times 10^{-3} \times 5618.57} = 0.070 \text{ cm} < 0.87 \text{ cm}$$

$$F < \frac{435}{500} = 0.87 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**III.7.5 Conclusion :**

Après toutes les vérifications, les escaliers seront ferrillés comme suit :

**En appuis :**

As= 5HA14 (7.7 cm<sup>2</sup>)

Ar =5HA10 (3.93cm<sup>2</sup>)

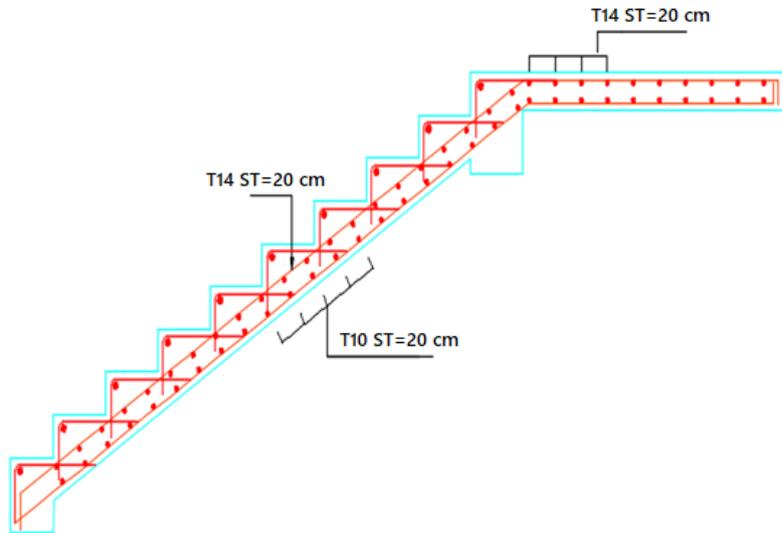
St = 20 cm

**En travée :**

As= 5HA 14 (7.7cm<sup>2</sup>)

Ar =5HA10 (3.93cm<sup>2</sup>)

St = 20 cm



**Figure III.33.** Ferrillage de l'escalier.

# Chapitre IV

#### IV.1 Introduction :

Le but de ce chapitre est l'étude de comportement de la structure sous l'effet des charges dynamiques qui, contrairement à des charges statiques, varient dans le temps. Ces charges dynamiques engendrent des déplacements qui dépendent du temps. On pourrait donc conclure que l'analyse dynamique d'une structure, nécessite un modèle qui reflète le fonctionnement de l'ouvrage sous ces charges.

La modélisation a pour objet d'élaborer un modèle capable de décrire, de manière plus ou moins approchée, le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

#### IV .1.2. Présentation du logiciel de calcul ETABS :

On a fait appel pour la modélisation de notre bâtiment à un logiciel appelé **ETABS** pour déterminer :

- ✓ Les périodes propres.
- ✓ Les coefficients de participation.
- ✓ Les déplacements du plancher.
- ✓ Les forces sismiques.

Les caractéristiques principales d'ETABS sont :

C'est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

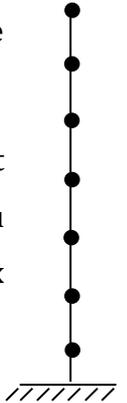
Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI. etc.). De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au code de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau ...etc.)

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

**IV.1.3. Modélisation :****a) Modélisation de la structure :**

Une structure est composée de membrures flexibles reliées par des nœuds et supportée par une fondation rigide. Cette définition implique que le modèle choisi n'est qu'une idéalisation mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure (période et mode propre) nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique que nous avons adopté pour le calcul de notre ouvrage est une console verticale encastrée à sa base. Les masses seront considérées concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau et qui travaille en trois (3) DDL deux translation suivant  $(x, y)$  et une rotation suivant  $(z)$ .

**b) Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis :**

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes ; La modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

**b) Etapes de modélisation :**

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes :

- 1- Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
- 2-Spécification et assignement des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments.
- 3-Définition des différents cas de charges (statique et dynamique). Assignement de ces charges aux nœuds et aux éléments.
- 4-Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes,).

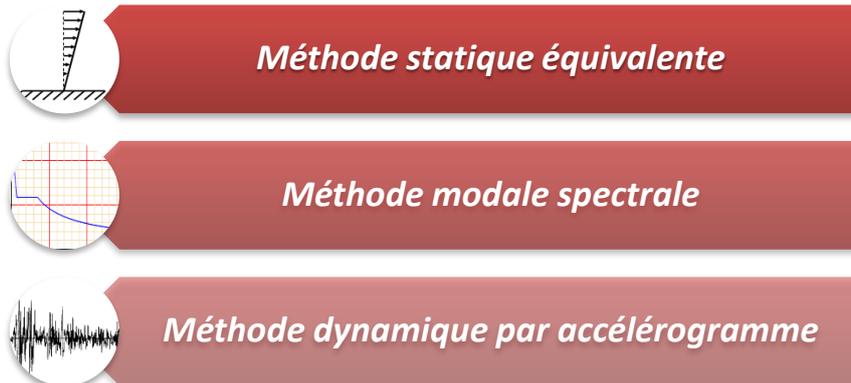
5-Lancement de l'exécution du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.

6-Visualisation des résultats (à l'écran, sur fichier, etc....).

7- Interprétation des résultats.

## IV.2 Méthodes utilisables :

Selon le **RPA99/2003** le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :



## IV.3 Choix de la méthode de calcul

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes :

### IV.3.1 Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

### IV.3.2 Méthode dynamique qui regroupe :

- La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas prise ;
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix de séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Dans notre cas, la condition de régularité en plan n'est pas satisfaite, de plus, la hauteur de notre structure (zone II<sub>b</sub>, groupe d'usage 2) est supérieure à 17 m, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99 Art 4.1.2**).

**IV.3.2.1 Présentation de la méthode modale spectrale**

La méthode modale spectrale est la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures. Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

**IV.4 Calcul de la force sismique V statique :**

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

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \dots \dots \dots (RPA99/2003 Art (4.2.3))$$

Tel que :

- A**: coefficient d'accélération de la zone ; ... .. (RPA99/2003 tableau(4.1))
- D**: facteur d'amplification dynamique moyen ; ... .. (RPA99/2003 (4.2))
- R**: coefficient de comportement global de la structure ; ... .. (RPA tableau(4.3))
- Q**: facteur de qualité ; ... .. (RPA(4-4))
- W**: poids total de la structure ... .. (RPA(4-5))

Détermination des paramètres cités au-dessus selon notre structure :

- ✓ Coefficient d'accélération de la zone :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone II}_b \end{array} \right. \Rightarrow A = 0.20$$

- ✓ Coefficient de comportement global de la structure :

Dans notre cas, on adopte un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé  $\Rightarrow R = 3.5$ .

- ✓ Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

Facteur de correction d'amortissement  $\eta$  donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \text{ RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

Avec :  $\xi$  est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre cas, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = 7\%$$

$$\text{D'où } \eta = 0.88$$

On a un site meuble  $S_3 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases}$  **RPA99/2003 (Tableau 4.7)**

Avec :

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

#### IV.4.1 Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques), donc :

$$T = C_T H^{3/4} = 0.46 \text{ s} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4 - 6)}$$

Tel que :

$C_T = 0.05$  : coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé. **RPA99/2003 (Tableau 4.6)**

$H = 19.06 \text{ m}$  : hauteur totale du bâtiment.

Ce qui donne :

$$D = 2.5 \eta \Rightarrow D = 2.5 \times 0.88 = 2.2$$

✓ Facteur de qualité :

La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$  **RPA99/2003 (Formule (4-4)) pg39.**

Avec :

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité ( $q$ ) est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont données dans le tableau suivant :

**Tableau IV- 1. Valeurs des pénalités.**

N°	Critère (q)	Observée	$P_{.q./xx}$	Observée	$P_{.q./yy}$
1	Conditions minimales sur les files 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	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1	Non	0.1

$$\text{Donc } \begin{cases} Q_x = 1.2 \\ Q_y = 1.2 \end{cases}$$

✓ **Poids total de la structure :**

W est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \text{ RPA99/2003 (Formule(4 - 5))}$$

Avec :

$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : charge d'exploitation.

$\beta$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. Il est donné par le tableau du (RPA tableau 4.5)

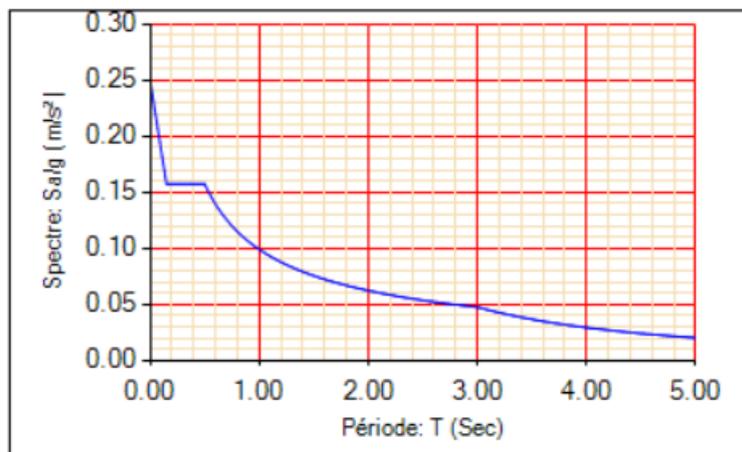
Dans notre cas :  $\beta = 0.2$

Dans notre cas, on a :  $W = 20728.83 \text{ KN}$ .

**Spectre de réponse de calcul (RPA99/2003 art 4.3.3)**

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

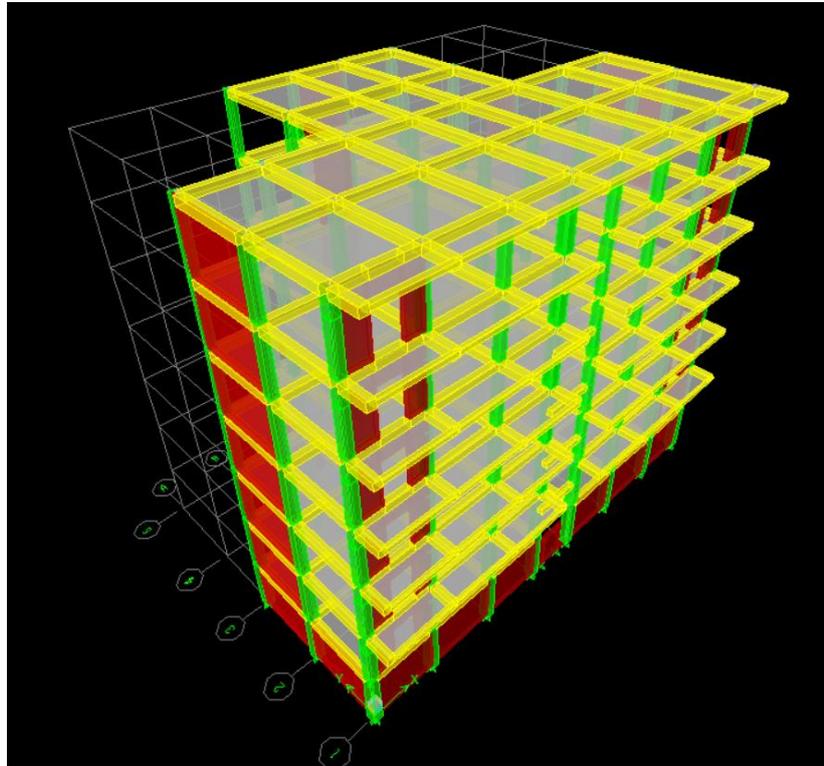
$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(4.13)}$$



**Figure IV. 1 . Spectre de réponse RPA**

**IV.5 Modélisation et résultats :**

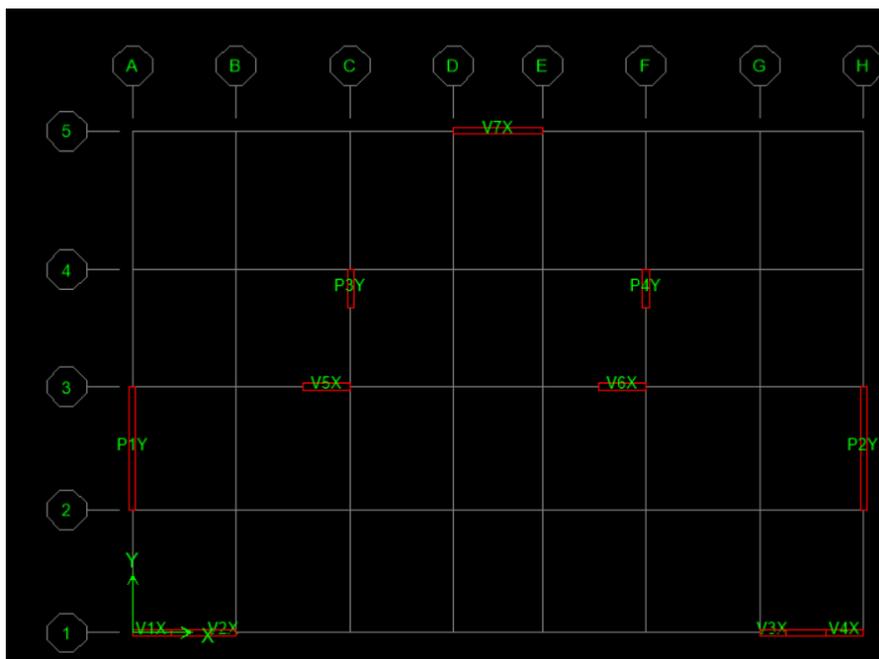
Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est **ETABS V9.7**.



**Figure IV. 2.** Vu en 3D de la structure modélisée avec le logiciel **ETABS** .

**IV.5.1 Disposition des voiles de contreventement :**

La disposition des voiles est représentée sur la figure qui suit :



**Figure IV. 3.** Plans de disposition des voiles

**IV.5.2 Mode de vibration et taux de participation des masses :**

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV- 2.** Périodes et taux de participation massique de la structure :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.470002	7.5711	54.8207	7.5711	54.8207	0.0241
2	0.464839	54.8508	7.5626	62.4219	62.3833	0.2259
3	0.331031	0.1403	0	62.5621	62.3833	60.9438
4	0.121861	15.6318	0.0161	78.1939	62.3994	0.0576
5	0.113423	0.0107	17.6408	78.2047	80.0402	0.0013
6	0.076775	0.0232	0.0001	78.2279	80.0404	18.351
7	0.058155	5.4655	0.0021	83.6934	80.0425	0.0004
8	0.052878	0.0011	6.5447	83.6945	86.5872	0.0001
9	0.037541	2.5675	0.0004	86.262	86.5876	0.1046
10	0.035452	0.1977	0.0854	86.4598	86.6729	6.5101
11	0.034533	0.006	3.1933	86.4658	89.8662	0.1273
12	0.028332	1.3875	0.0005	87.8533	89.8667	0.006
13	0.026742	0	1.9786	87.8533	91.8453	0.0021
14	0.023911	0.7178	0.0005	88.5711	91.8458	0.0133
15	0.023232	0.1106	0.1106	88.6817	91.9564	3.1739

**IV.5.2.1 Analyse des résultats :**

- D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit que le taux de participation massique selon l'axe X et Y atteint les 90% au bout du 12<sup>ème</sup> mode.
- Les périodes numériques obtenues par le logiciel **ETABS.V9.7** dans les deux premiers modes sont inférieures à celles calculées après majoration de 30%. (**RPA99/2003 Art 4.2.4**)

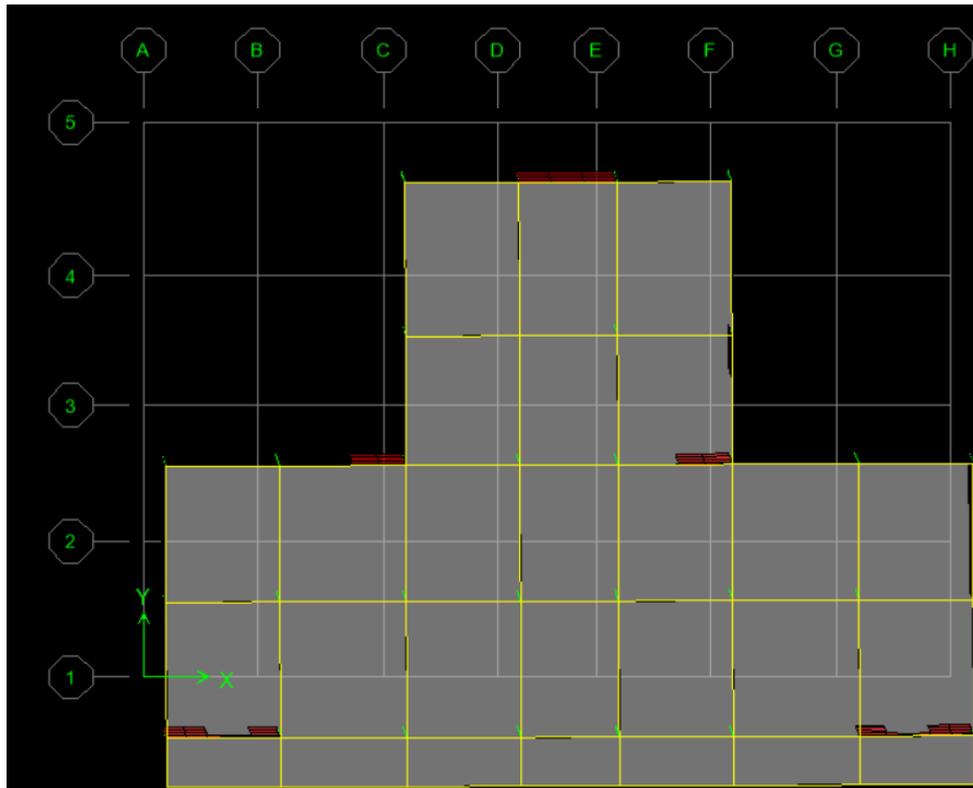
Les périodes majorées de 30%  $\Rightarrow T_{RPA} = 0.46 * 1.3 = 0.6$

$$T_{etabs} = 0.47 < T_{RPA} \quad \text{condition vérifiée}$$

**IV.5.3 Les modes de vibrations :**

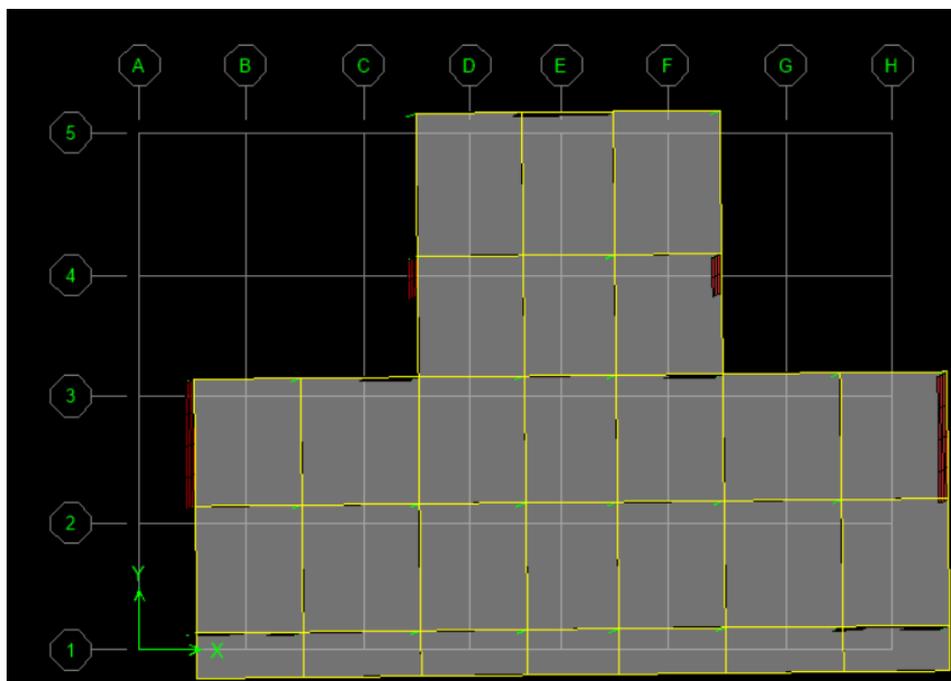
Selon le **RPA** pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y :



**Figure IV. 4.** Mode de déformation 1 (translation suivant l'axe Y-Y( $T=0.47$ ))

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe X-X



**Figure IV. 5.** Mode de déformation 2 (translation suivant l'axe X-X( $T=0.465$ )).

Le troisième mode est une rotation autour de l'axe Z-Z.

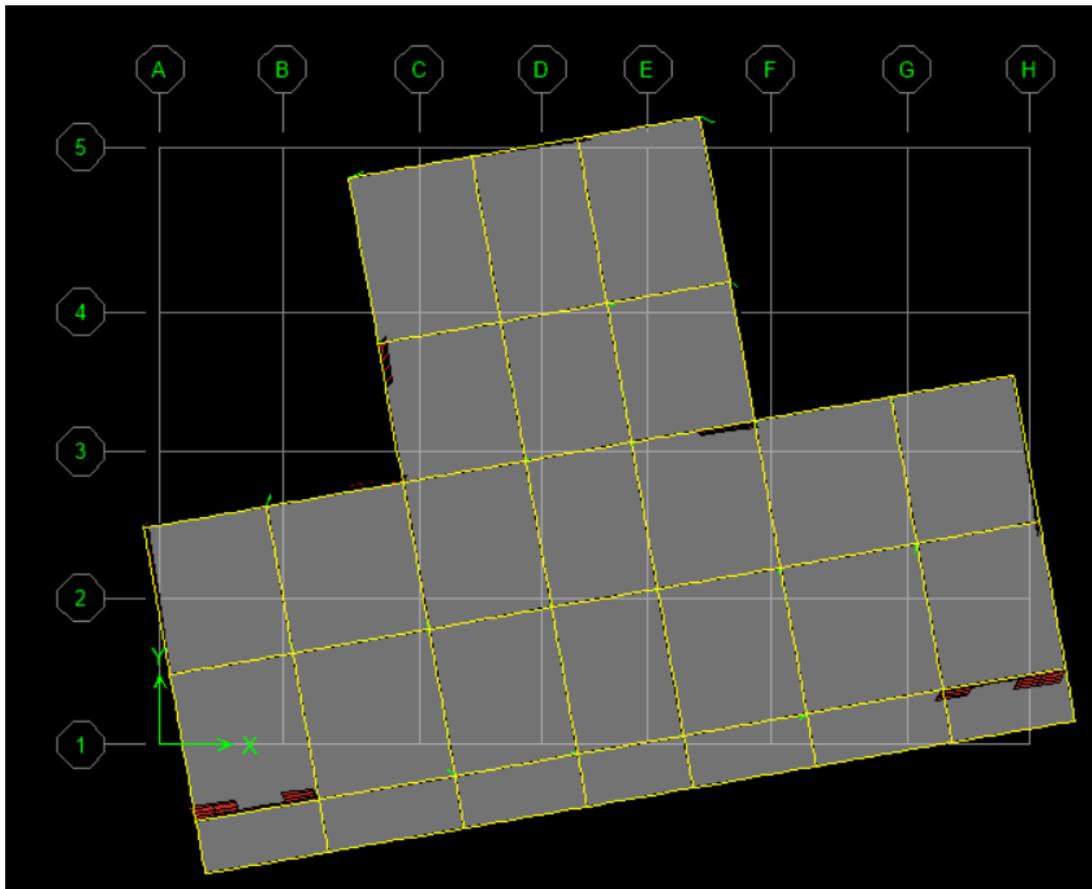


Figure IV. 6. Mode de déformation 3 (rotation suivant Z-Z( $T=0.331$ )).

#### IV.5.4 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :

##### IV.5.4.1 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le **RPA** prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st} \text{ RPA99/2003 (Art4. 3. 6)}$$

Avec :

$V_{dyn}$  : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modale).

Si  $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$  il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport  $0.8 V_{st} / V_{dyn}$ .

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV- 3. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

Sens	$V_{statique}$ (KN)	$0.8 V_{statique}$ (KN)	$V_{dynamique}$ (KN)	Observation
X-X	3499.36	2799.36	2877.34	Vérifiée
Y-Y	3499.36	2799.36	2913.1	Vérifiée

**N.B :** on remarque que la condition de la résultante des forces sismiques est vérifiée suivant les deux directions.

#### IV.5.4.2 Justification de l'interaction (voiles-portiques) :

Pour justifier le contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, le **RPA** exige que les charges horizontales soient reprises uniquement par les voiles. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. (**RPA99/2003 Art 3.4.2**)

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} > 20\%$$

##### ➤ Charge verticale :

**Tableau IV- 4.** Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques

Niveau	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	14431.89	10817.2	58 %	42 %

##### ➤ Charge horizontale :

**Tableau IV- 5.** Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques

	Charges horizontales (KN)		(%) des charges horizontales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Sens x	511.67	2365.67	17.78 %	82.22 %
Sens y	337.7	2575.4	11.59%	88.41 %

#### Analyse des résultats :

On remarque dans les résultats que les voiles reprennent plus de 20% de l'effort vertical et la totalité de l'effort horizontal donc notre système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, d'où le coefficient : **R=3,5**

#### IV.5.4.3 Vérification de l'effort normal réduit :

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad (\text{RPA99/2003 Art 7.4.3.1})$$

Tel que:

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

B : section du béton.

$f_{c28}$  : résistance caractéristique du béton à la compression.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

**Tableau IV- 7. Vérification de l'effort normal réduit.**

Niveau	POTEAUX	b (cm)	h (cm)	Aire (cm <sup>2</sup> )	$N_d$ (KN)	$\nu$	Observation
SOUS-SOL	40*40	40	40	1600	1324.76	0.33	Non vérifiée
RDC	40*40	40	40	1600	1220.67	0.31	Non vérifiée
ETAGE 1	40*40	40	40	1600	975.86	0.25	Vérifiée
ETAGE 2	35*35	35	35	1225	760.66	0.24	Vérifiée
ETAGE 3	35*35	35	35	1225	506.75	0.17	Vérifiée
ETAGE 4	35*35	35	35	1225	288.44	0.1	Vérifiée
ETAGE 5	35*35	35	35	1225	167.08	0.055	Vérifiée

#### Analyse des résultats :

On voit bien à travers ce tableau que la condition de l'effort normal réduit au niveau de RDC, n'est pas vérifiée donc on doit augmenter la section des poteaux. Le résultat est résumé dans ce tableau :

**Tableau IV- 8. Vérification de l'effort normal réduit après augmentation de la section du poteau**

Niveau	Types	b (cm)	h (cm)	Aire (cm <sup>2</sup> )	$N_d$ (KN)	$\nu$	Observation
S-SOL RDC	Poteaux (50*50)	45	45	2025	1324.76	0.26	Vérifiée
1 <sup>ere</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	Poteaux (45*45)	40	40	1600	975.86	0.25	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> étage	Poteaux (40*40)	35	35	1225	506.75	0.17	Vérifiée

**IV.5.4.4 Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :**

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à : **(RPA99/ version 2003 (Art 5.10)) pg51.**

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec :  $\delta_k = R\delta_{ek}$

Tel que :

$\delta_k$ : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA99/2003 (Art4.43).**

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau ci-après :

**Tableau IV- 9. Vérification des déplacements relatifs sens X.**

Story	Diaphragme	Load	$\delta_{ek}$	$\delta_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)	0,01*he	Observation
ET 5	terrasse	EX	0.0176	0.0616	0.0105	0,031	Cv
ET 4	ET5	EX	0.0146	0.0511	0.01155	0,031	Cv
ET 3	ET4	EX	0.0113	0.03955	0.01225	0,031	Cv
ET 2	ET3	EX	0.0078	0.0273	0.0112	0,031	Cv
ET 1	ET2	EX	0.0046	0.0161	0.0098	0,031	Cv
RDC	ET1	EX	0.0018	0.0063	0.00595	0,031	Cv
S-SOL	RDC	EX	0.0001	0.00035	0.00035	0,029	Cv

**Tableau IV- 10. Vérification des déplacements relatifs sens Y.**

Story	Diaphragme	Load	$\delta_{ek}$	$\delta_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)	0,01*he	Observation
ET 5	TERRASSE	EY	0.018	0.063	0.01155	0,031	Cv
ET 4	ET5	EY	0.0147	0.05145	0.01225	0,031	Cv
ET 3	ET4	EY	0.0112	0.0392	0.01225	0,031	Cv
ET 2	ET3	EY	0.0077	0.02695	0.0112	0,031	Cv
ET 1	ET2	EY	0.0045	0.01575	0.0091	0,031	Cv
RDC	ET1	EY	0.0019	0.00665	0.00595	0,031	Cv
S-SOL	RDC	EY	0.0002	0.0007	0.0007	0,029	Cv

**Analyse des résultats :**

D'après les résultats obtenus dans le tableau, on peut dire que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

#### IV.5.4.5 Justification vis à vis de l'effet P-Delta:

Selon le **RPA99/ version 2003 (Art 5.9) pg 51**.

Les effets du 2° ordre (où effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

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

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

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

$V_k$ : Effort tranchant d'étage au niveau k :

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1).

$h_k$ : hauteur de l'étage k.

- Si  $\theta_k \leq 0.1$  : effet P-Delta peut être négligé.
- 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  $1/(1 - \theta_k)$ .
- Si  $\theta_k > 0.20$ , la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV- 11. Vérification de l'effet P-Δ.**

Niveau	$h_k$ (m)	$P_k$ (KN)	Sens x-x			Sens y- y		
			$\Delta_k$ (m)	$V_k$ (KN)	$\theta$	$\Delta_k$ (m)	$V_k$ (KN)	$\theta$
ET 5	3.06	2670.329	0.0105	892.23	0.01027	0.01155	913	0.01104
ET 4	3.06	5592.211	0.01155	1568.99	0.013453	0.01225	1583.07	0.014142
ET 3	3.06	8524.382	0.01225	2077.33	0.016428	0.01225	2081.18	0.016397
ET 2	3.06	11499.95	0.0112	2455.24	0.017143	0.0112	2453.55	0.017155
ET 1	3.06	14526.85	0.0098	2716.12	0.017129	0.0091	2717.18	0.015899
RDC	3.06	17603.19	0.00595	2859.28	0.011971	0.00595	2873.84	0.01191
S-SOL	2.89	20728.32	0.00035	2877.34	0.000872	0.0007	2913.1	0.001723

**Analyse des résultats :**

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci- dessus, les efforts P- $\Delta$  peuvent être négligés.

**IV.5.4.6 Vérification de l'excentricité entre le centre de masse (CM) et le centre de rigidité (CR)**

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

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

**Excentricité accidentelle : (RPA99-V03 ; Art 4.2.7)**

$$E_x = 5\%L_x = 0.05 * 23.40 = 1.17.$$

$$E_y = 5\%L_y = 0.05 * 17.50 = 0.875.$$

**Excentricité théorique :**

$$E_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$E_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

**Tableau IV .12 : Excentricité selon X-X**

Niveau	Diaphragme	Mass X	XCCM	XCR	Excentricité
ET 5	<b>ET 5</b>	2670.329	11.494	11.497	0.003
ET 4	<b>ET 4</b>	2921.882	11.494	11.492	0.002
ET 3	<b>ET 3</b>	2932.171	11.494	11.482	0.012
ET 2	<b>ET 2</b>	2975.564	11.494	11.465	0.029
ET 1	<b>ET 1</b>	3029.04	11.494	11.428	0.066
RDC	<b>RDC</b>	3076.342	11.495	11.315	0.18
S-SOL	<b>S-SOL</b>	3125.132	11.498	10.659	0.839

**Tableau IV .13 : Excentricité selon Y-Y**

Niveau	Diaphragme	Mass y	YCCM	YCR	Excentricité
ET 5	<b>ET 5</b>	2670.329	6.163	6.103	0.06
ET 4	<b>ET 4</b>	2921.882	6.197	6.147	0.05
ET 3	<b>ET 3</b>	2932.171	6.2	6.212	0.012
ET 2	<b>ET 2</b>	2975.564	6.201	6.345	0.144
ET 1	<b>ET 1</b>	3029.04	6.202	6.632	0.43
RDC	<b>RDC</b>	3076.342	6.202	7.02	0.818
S-SOL	<b>S-SOL</b>	3125.132	6.237	5.795	0.442

**Conclusion**

Plusieurs dispositions ont été modélisées afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du **RPA99/Version 2003**, car l'aspect architectural a été un véritable obstacle pour la disposition des voiles.

Mais finalement, nous avons abouti à une disposition qui nous a donné un bon comportement dynamique de la structure, après avoir augmenté les sections des poteaux, avec réduction du nombre des voiles.

# CHAPITRE V

### V.1 Introduction

Après avoir calculé les sollicitations par le logiciel **Etabs 9.7**, Nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé **CBA93, RPA99/Version 2003** et le **BAEL**.

Les éléments constructifs abordés dans ce chapitre sont :

- ✓ Les poteaux et les voiles qui sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.
- ✓ Les poutres qui sont soumises aux moments fléchissant et aux efforts tranchants, elles sont donc calculées à la flexion simple.

### V.2 Etude des poteaux :

- ❖ Les poteaux sont sollicités en flexion composée lorsqu'ils sont soumis à :
  - ✓ Un moment de flexion M (positif ou négatif) ;
  - ✓ Un effort normal N positif (compression) ou négatif (traction) ;
  - ✓ Un effort tranchant éventuel V.

Ces efforts sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le BAEL et le **RPA99/V2003** et qui sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots ELU \\ G + Q \dots \dots \dots ELS \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{array} \right.$$

- ❖ Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{max} \rightarrow M_{corr} \rightarrow A_1 \\ M_{max} \rightarrow N_{corr} \rightarrow A_2 \\ N_{min} \rightarrow M_{corr} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \Rightarrow A = \mathbf{max}(A_1, A_2, A_3)$$

- Recommandation du **RPA99/Version2003** :

Les armatures longitudinales (**Art 7.4.2.1**) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- ✓ Leur pourcentage minimal sera de :  
0.8% en zone IIB.
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :  
4% en zone courante,  
6% en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :  $40\phi$  en zone IIB.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone IIB.
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l'et h' tel que :

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right) \end{cases}$$

Avec :

$h_e$  : hauteur d'étage.

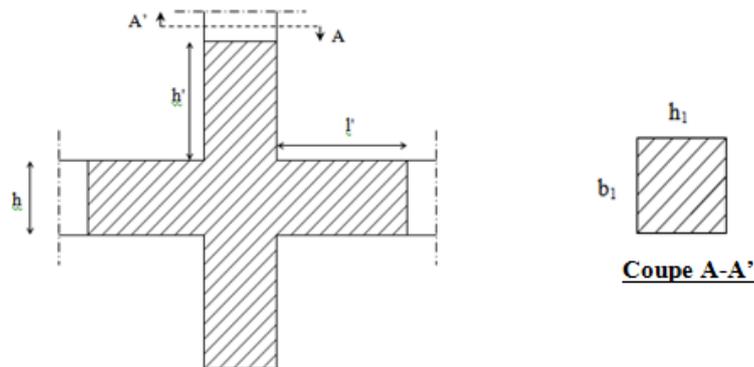


Figure V- 1. Zone nodale.

#### Armatures transversales (Art 7.4.2.2) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

$V_u$  : l'effort tranchant de calcul.

$h_1$ : hauteur totale de la section brute.

$f_e$ : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$S_t$ : espacement entre les armatures transversales telle que :

✓ **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq 10\text{cm}$$

✓ **Dans la zone courante :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_1\right)$$

Où  $\phi_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$\rho$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

✓  $\rho = 2.5$  si  $\lambda_g \geq 5$

✓  $\rho = 3.75$  si  $\lambda_g < 5$

La quantité d'armatures transversales minimales est égale à:

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b_1} \text{ en \% } \text{ est donnée comme suit:}$$

$$A_t = \begin{cases} 0.3\%(b_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\%(b_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Tel que :  $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$

Avec :

$\lambda_g$ : l'élanement géométrique.

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$l_f$ : longueur de flambement du poteau.

**Remarque :**

✓ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10 \phi_t$  minimum.

### V.2.1 Caractéristiques des matériaux :

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans la situation suivante :

**Tableau V.1** : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Situation	Béton		$f_{bu}$ (MPa)	Acier (Fe400)		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)		$\gamma_s$	$f_e$ (MPa)	$f_{ed}$ (MPa)
<b>Durable</b>	1.5	25	14.20	1.15	400	348
<b>Accidentelle</b>	1.15	25	18.48	1	400	400

Avec :  $f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$  ;  $f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

**Tableau.V.2** : Sections d'armatures maximales et minimales ;

Section	BAEL 91		CBA 93	RPA99/V2003		
	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	$A_{max}$ ( $cm^2$ )	$ACNF$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	$A_{max}$ ( $cm^2$ ) Z.C	$A_{max}$ ( $cm^2$ ) Z. R
45 × 45	4.05	101.25	2.2	16.2	81	121.5
40 × 40	3.2	80	1.74	12.8	64	96
35 × 35	2.45	61.25	1.33	9.8	49	73.5

## V.2.2 Calcul de ferrailage :

### V.2.2.1 Ferrailage longitudinal

#### Hypothèse de calcul :

- ✓ Le calcul est effectué en flexion composée ;
- ✓ Fissuration peu nuisible ( $e = 3$  cm).

#### Flexion composée :

On entend par flexion composée tout élément sollicité à la fois par un effort normal et un moment fléchissant. Contrairement à la flexion simple où on distingue deux parties distinctes une partie comprimée et l'autre tendue, en flexion composée tout dépend de la position de l'axe neutre. On considère 3 cas : section entièrement tendue (SET), section entièrement comprimée (SEC) et section partiellement comprimée (SPC).

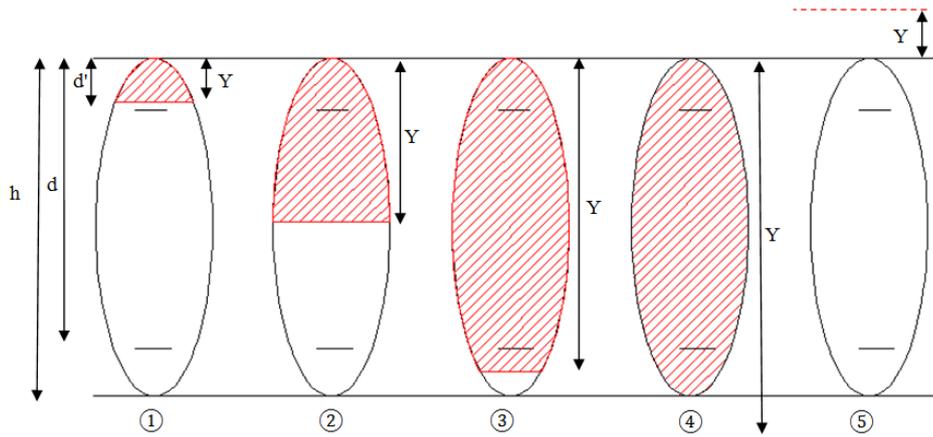


Figure V- 2. Différents types de section par rapport à la position de l'axe neutre.

- ①, ② et ③ sont des sections partiellement comprimées.
- ④ est une section entièrement comprimée.
- ⑤ est une section entièrement tendue.

#### ✚ Calcul à l'ELU section entièrement tendue :

Vu que dans les hypothèses de base le béton tendu est négligé la forme de section n'intervient pas dans les calculs.

La section est entièrement tendue si :

- N est un effort de traction ;
- Le centre de poussée C ( $e_g$  ce trouve entre les armatures  $A_1$  et  $A_2$ )  $|e_g| < \frac{h}{2} - d'$  ; où  $e_g = < \frac{h}{2} - d''$ .

Le calcul se fait pour deux sections  $A_1$  et  $A_2$  avec :

$$A_1 = \frac{N_u e_2}{f_{s10}(d - d')} ; A_2 = \frac{N_u e_1}{f_{s10}(d - d')}$$

$$\text{Avec } \min(A_1, A_2) \geq A_{min} = \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

Cas d'un ferrailage symétrique :

$$e_1 = e_2 \text{ et } A_1 = A_2 = \max\left(\frac{N_u}{2f_{st10}} ; \frac{B f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$f_{st10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

### ✚ Section partiellement comprimée :

Une section partiellement comprimée (ou partiellement tendue) est une section composée d'une partie comprimée et d'une autre partie tendue donc elle peut être assimilée à la flexion simple avec un moment  $M_{uA}$  puis revient à la flexion composée en suite :

On dit qu'une section est partiellement comprimée si :

- **1<sup>er</sup> cas :**

$N_u$  est un effort de traction et C se trouve en dehors de la zone entre les armatures A et A' soit :

$$\frac{h}{2} - d'' < |e_g| \text{ Ou } \frac{h}{2} - d' < |e_g|.$$

- **2<sup>ème</sup> cas :**

$N_u$  est un effort de compression et C à l'extérieur de la section soit  $e_g > \frac{h}{2}$ .

- **3<sup>ème</sup> cas :**

$N_u$  est un effort de compression et C à l'intérieur de la section ( $e_g < \frac{h}{2}$ ) avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{uA} \leq (0.337h - 0.81d')bh f_{bu}$$

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$N_u$  est pris avec son signe (positif dans ce cas précis vu que  $N_u$  est un effort de compression).

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple en remplaçant  $M_u \Rightarrow M_{uA}$ ,  $N \Rightarrow N_u$ .

On revient en suite à la flexion composée on calcul  $A = A_1 - \frac{N_u}{f_s}$ ; avec  $A_1$  la section calculée en flexion simple (cas d'une section rectangulaire et  $A' \neq 0$ ).

### ✚ Section entièrement comprimée

On dit que la section est entièrement comprimée si :

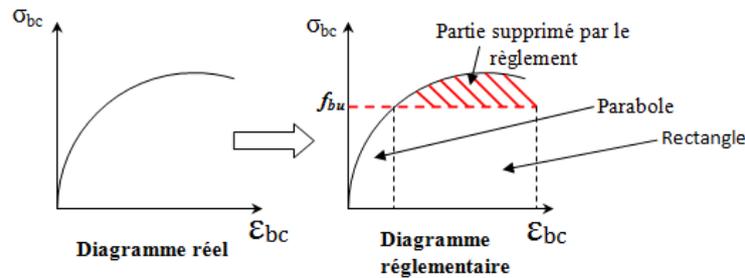
- N effort de compression et C à l'intérieur de la section ( $e_g < \frac{h}{2}$ ) avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{uA} > (0.337h - 0.81d')bh f_{bu}$$

Dans le cas d'une section entièrement comprimée et l'axe neutre se trouve en dehors de la section soit  $Y > h$  dans ce cas l'utilisation du diagramme simplifié (rectangulaire) n'est plus applicable.

**Explication :**

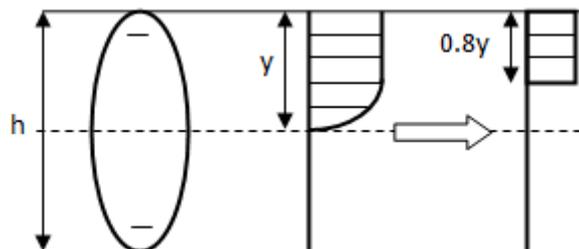
Le diagramme contrainte-déformation du béton est une parabole que le règlement à plafonner à une contrainte limite  $f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \gamma_b} f_{c28}$ .



**Figure V- 3.** *Diagramme contraintes-déformations.*

On se retrouve donc avec un diagramme dit parabole-rectangle, alors pour calculer les efforts normaux internes on doit le faire pour deux sections un est rectangulaire avec  $N_1 = y_1 b f_{bu}$  et une deuxième partie parabolique avec:  $N_2 = \int \sigma (y) b dy$ .

Donc dans le but de simplifier les calculs le diagramme parabole-rectangulaire est remplacé par le diagramme rectangulaire simplifié, en gros on remplace la partie parabolique par une partie rectangulaire équivalente.



**Figure V- 4.** *Diagramme contrainte déformation avant après simplification.*

Mais cette méthode donne de grandes approximations dans une section entièrement comprimée donc on utilise le calcul en rigueur donnée par le règlement.

**V.2.2.2 Calcul du ferrailage manuel :**

Le ferrailage des poteaux est calculé par les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables qui sont tirées directement du logiciel **ETABS 9.7**, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Selon les combinaisons :

- ❖ **ELU : 1.35G + 1.5Q**
- ❖ **ACCIDENTELLE : G + Q ± E**
- ❖ **ACCIDENTELLE : 0.8G ± E**

Tableau V- 3 : Sollicitations et ferrailage dans les poteaux :

Niveau		$N(KN)$	$M$ ( $KN.m$ )	Section ( $cm^2$ )	ACAL $cm^2$ / face	ACN F $cm^2$	A RPA $cm^2$	Choix	A ADP $cm^2$
RDC SSOL	$N_{min}$	187.63	$M_{cor}$ 48.706	45 × 45	5.42	2.2	16.2	12HA16	24.12
	$N_{max}$	1572.83	$M_{cor}$ 78.57		0				
	$N_{cor}$	254.83	$M_{max}$ 146.98		6.28				
E1,E2	$N_{min}$	27.99	$M_{cor}$ 25.4	40 × 40	1.4	1.74	12.8	12HA14	18.48
	$N_{max}$	868.64	$M_{cor}$ 10.81		0				
	$N_{cor}$	199.92	$M_{max}$ 120.82		6.48				
E3,E4,E 5	$N_{min}$	10.24	$M_{cor}$ 8.05	35 × 35	0	1.33	9.8	8HA14	12.32
	$N_{max}$	27.21	$M_{cor}$ 7.43		0.95				
	$N_{cor}$	4.52	$M_{max}$ 15.54		1.17				

## ➤ Choix des armatures des poteaux :

$$A_{adobt} = \max \{A_{cnf}, A_{min}, A_{scal}\}$$

V.2.2.3 Exemple de calcul avec Socotec :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts

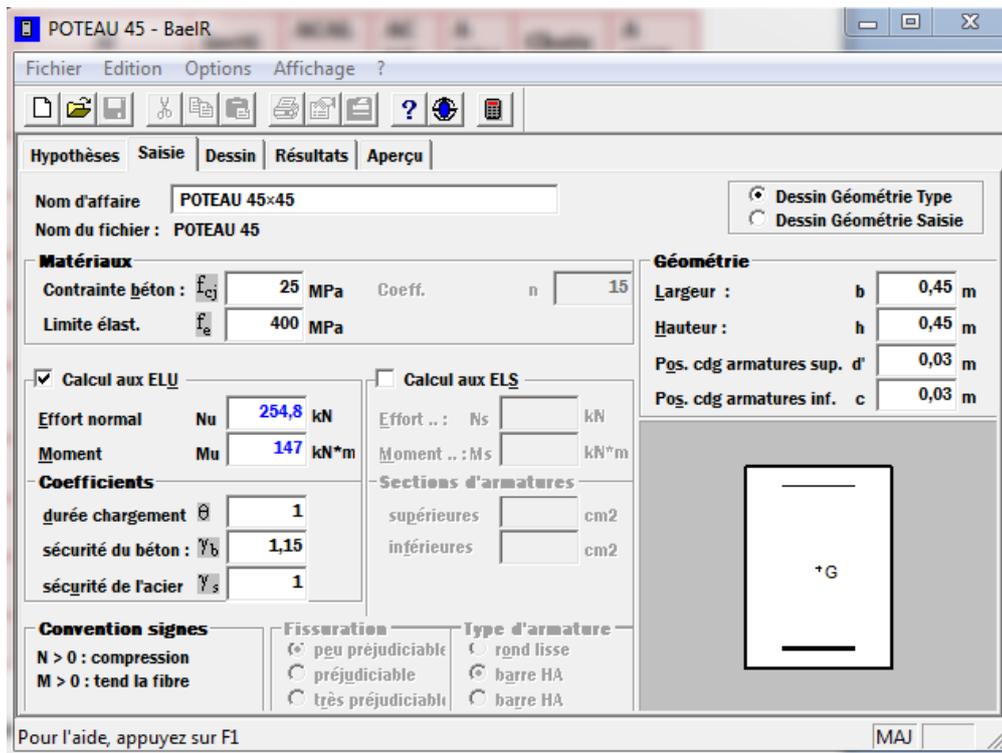


Figure V.5 : Caractéristiques et sollicitation de la section.

Cliquons sur l'icône Résultats pour extraire nos résultats :

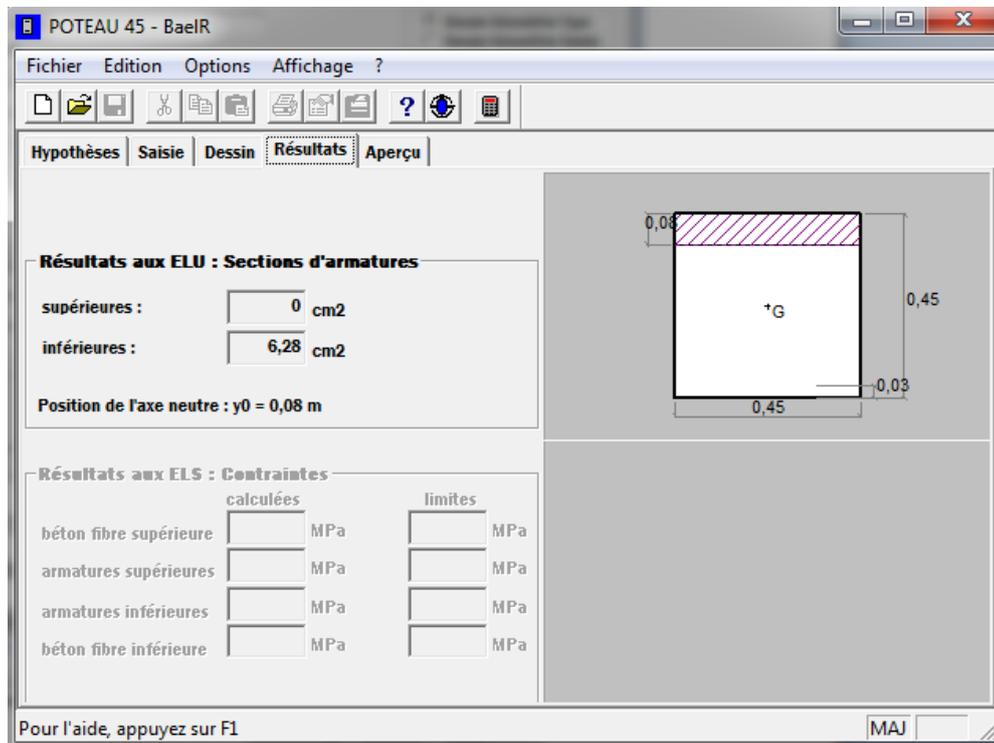


Figure V.6 : Section d'armature

**Conclusion :**

On a fait un calcul manuel et après consultation de logiciel Socotec, on a trouvé les mêmes résultats.

❖ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois des poteaux.

➤ **Le Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiée 99) :**

D'après le BAEL91 Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_1 = \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm Soit } \phi_1 = 8 \text{ mm}$$

$\phi_1$ : Diamètre max des armatures longitudinales.

➤ **Espacement des armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99 modifié 2003) :**

Selon le RPA la valeur maximale d'espacement  $S_t$  des armatures transversales est fixée comme suite :

✓ **En zone nodale :**

$$S_t \leq 10\text{cm}$$

Nous adoptons :  $S_t = 10\text{cm}$

✓ **En zone courante :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_1\right)$$

**Poteau 45x45:**  $S_t \leq \min(8\text{cm}; 8\text{cm}; 16\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 16\text{cm} \rightarrow S_t = 10\text{cm}$

**Poteau 40x40 :**  $S_t \leq \min(7\text{cm}; 7\text{cm}; 14\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 14\text{cm} \rightarrow S_t = 10\text{cm}$

**Poteau 35x35 :**  $S_t \leq \min(4\text{cm}; 4\text{cm}; 14\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 14\text{cm} \rightarrow S_t = 10\text{cm}$

Avec :  $\phi_1$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

Nous adoptons :  $S_t = 10\text{cm}$

- **Calcul d'armatures transversales selon le RPA 99 version 2003, Art 7.4.2.2 formules (7.1) :**

La section d'armatures transversales est donnée par :

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

**Poteau 45x45 :**

- ✓ **Zone nodale : St=10cm**

$$l_f = 0.7h_e = 0.7 \times 3.06 = 2.142\text{m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.142}{0.45} = 4.76 \longrightarrow \lambda_g < 5 \longrightarrow \rho_a = 3.75$$

$$A_t = \frac{3.75 \times 93.42 \times 10^3}{45 \times 400 \times 10^2} \times 10 = 1.95 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Zone courante : St=10cm**

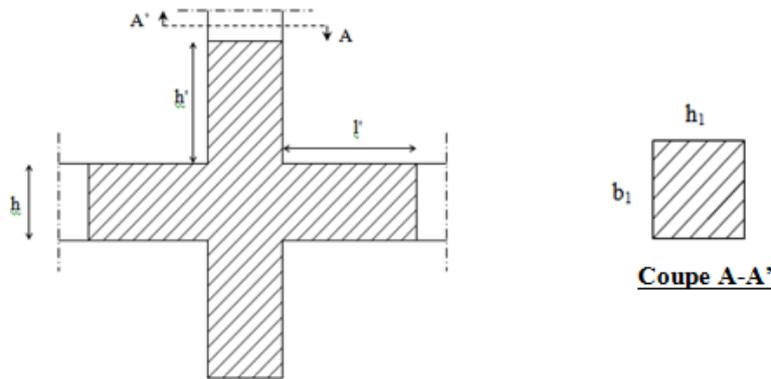
$$A_t = \frac{3.75 \times 93.42 \times 10^3}{45 \times 400 \times 10^2} \times 10 = 1.95 \text{ cm}^2$$

**Tableau V. 4 : les armatures transversales**

Niveau	RDC, SSOL	E1, E2	E3, E4, E5
Section(cm <sup>2</sup> )	45×45	40×40	35×35
$\phi_l^{min}$ (cm)	1.6	1.4	1.4
$l_f$ (m)	2.142	2.142	2.142
$\lambda_g$	4.76	5.36	6.12
V (KN)	93.42	37.78	35.7
St <sub>z, nodale</sub> (cm)	10	10	10
St <sub>z, recouvre</sub> (cm)	10	10	10
$\rho$	3.75	2.5	2.5
A <sub>t<sup>nod</sup></sub> (cm <sup>2</sup> )	1.95	0.6	0.56
A <sub>t<sup>rcorr</sup></sub> (cm <sup>2</sup> )	1.95	0.6	0.56
A <sub>t min</sub> (cm <sup>2</sup> )	3.6	1.2	1.05
A <sub>t<sup>adop</sup></sub> (cm <sup>2</sup> )	8HA8 = 4.02	4HA8 = 2.01	4HA8 = 2.01

✓ **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :



**Figure V.7 : Délimitation de la zone nodale**

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

$h_e$  : La hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre principale (30x45).

Avec :

$(b_1; h_1)$  : Dimensions du poteau.

**Tableau V.5 : Délimitation de la zone nodale.**

Section	$H_e(\text{m})$	$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$
Poteaux(45x45)	2.66	$(44.3; 45; 45; 60) = 60\text{cm}$
Poteaux(40x40)	2.66	$(44.3; 40; 40; 60) = 60\text{cm}$
Poteaux (35x35)	2.66	$(44.3; 35; 35; 60) = 60\text{cm}$

**a) Longueurs de recouvrement : (Art 7.5.2.1 RPA99 modifié 2003) :**

Pour les HA16 :  $L_T = 40\phi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$

Pour les HA14 :  $L_T = 40\phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

**a) La longueur de scellement droit (Art A6.1.23 BAEL 91) :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad ; \quad \tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28} \quad ; \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} \quad ; \quad \Psi_s =$$

1.5 pour les aciers haute adhérence

Pour les HA16 :  $L_s = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.44 \text{ cm} \longrightarrow \text{On prend : } L_s = 60 \text{ cm}$

Pour les HA14 :  $L_s = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38 \text{ cm} \longrightarrow$  On prend : **LS = 50 cm**

### V.2.3 Vérification des contraintes de cisaillements

❖ Selon le **RPA99/V2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V-6.** Vérification des contraintes de cisaillement.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$\lambda_g$	$\rho_d$	d (cm)	V (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
SSOL RDC	45×45	4.76	0.04	42	93.42	0.49	1	Vérifiée
E1,E2	40×40	5.36	0.075	37	37.78	0.25	1.875	Vérifiée
E3,E4,E5	35×35	6.12	0.075	32	35.7	0.31	1.875	Vérifiée

### V.2.4 Vérification au flambement :

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

$\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique  $\lambda$  qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } 0 \leq \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

L'élanement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{b} \dots \dots \dots \text{pour une section rectangulaire.}$$

$l_f$  : longueur de flambement.

$A_s$  : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$B_r = (b - 3) \times (h - 3) \Rightarrow$  section réduite du poteau.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau V- 7. Vérification au flambement des poteaux.**

Niveaux	h (m)	b (m)	$l_f$ (m)	$\Lambda$	$\alpha$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$B_r$ (m <sup>2</sup> )	$N_u$ (KN)	$N_d$ (KN)	Observation $N_d \leq N_u$
SSOL RDC	0.45	0.45	2.142	16.46	0.81	24.12	0.176	4143.97	1572.83	Vérifiée
E1,E2	0.40	0.40	2.142	18.53	0.8	18.48	0.137	3160.93	868.64	Vérifiée
E3,E4,E5	0.35	0.35	2.142	21.18	0.79	12.32	0.102	2455.73	27.71	Vérifiée

**V.2.5 Vérification des contraintes**

Dans notre cas la fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

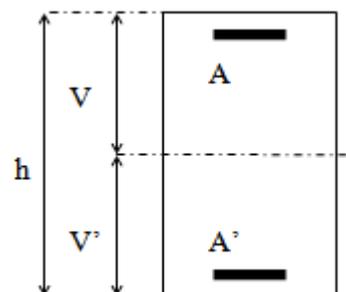
La vérification des contraintes sera comme suit :

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_{bc\ sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc\ inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' > 0 \end{cases}$$

Tel que :



$S = b \times h + 15(A + A')$  : Section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \text{ et } V' = h - V$$

On a utilisé un logiciel de calcul **SOCOTEC** pour la vérification

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

**Tableau V- 8.** Vérification des contraintes dans les poteaux.

Niveaux	RDC,SSOL	E1,E2	E3,E4,E5
Sections (cm <sup>2</sup> )	45×45	40×40	35×35
d (cm)	42	37	32
d' (cm)	3	3	3
A (cm <sup>2</sup> )	24.12	18.48	12.32
A' (cm <sup>2</sup> )	24.12	18.48	12.32
N <sub>ser</sub> (KN)	928.91	669.41	397.05
M <sub>ser</sub> (KN.m)	2.87	15.05	6.7
Type de section	SEC	SEC	SEC
σ <sub>bcsup</sub> (MPa)	4,35	4,85	4,04
σ <sub>bcinf</sub> (MPa)	4,04	2,61	2,27
σ <sub>bc</sub> (MPa)	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

V.2.6 Exemple de vérification avec Socotec :

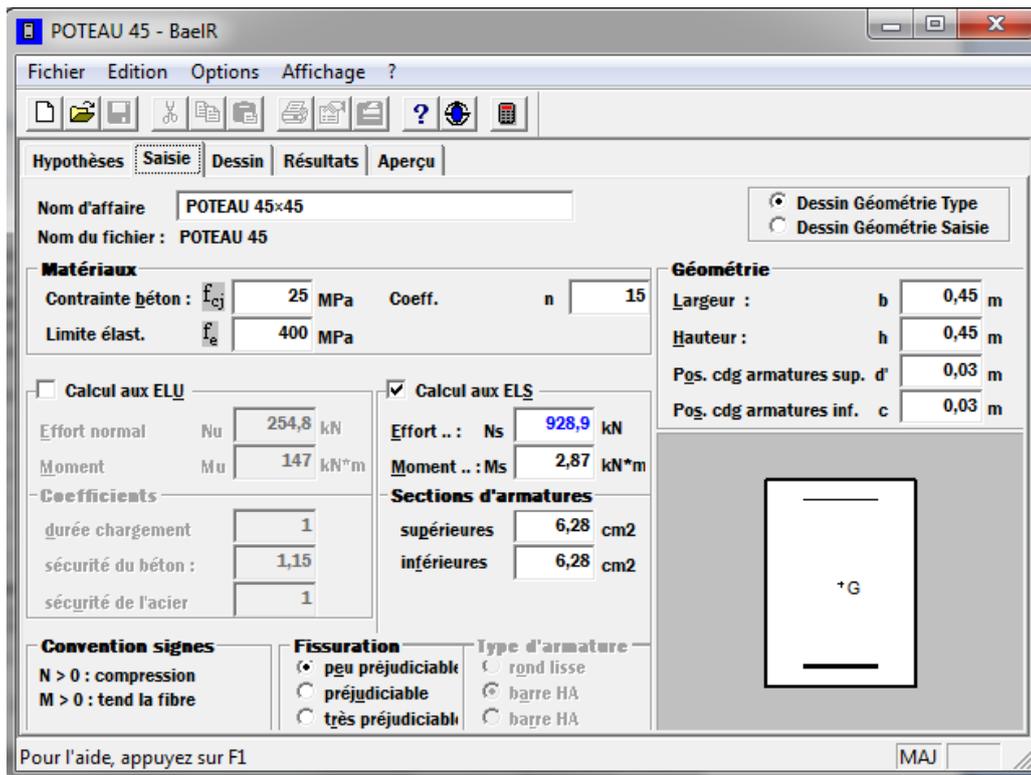


Figure V.8 : Caractéristiques et sollicitation de la section.

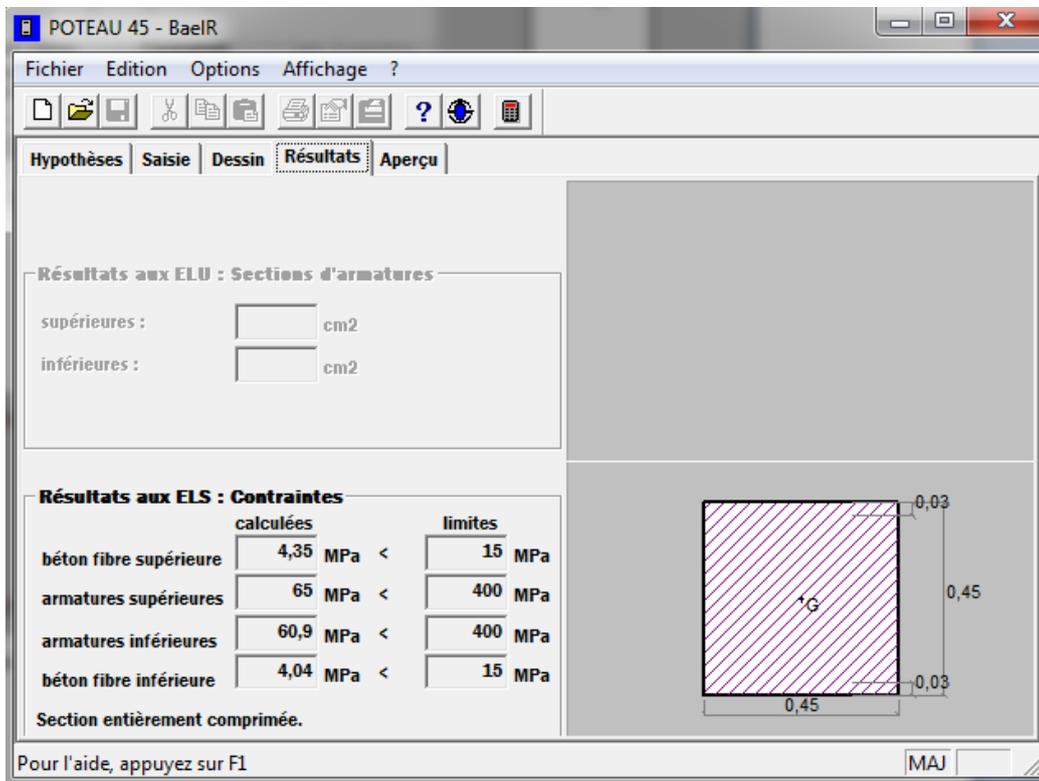


Figure V.9 : section d'armature

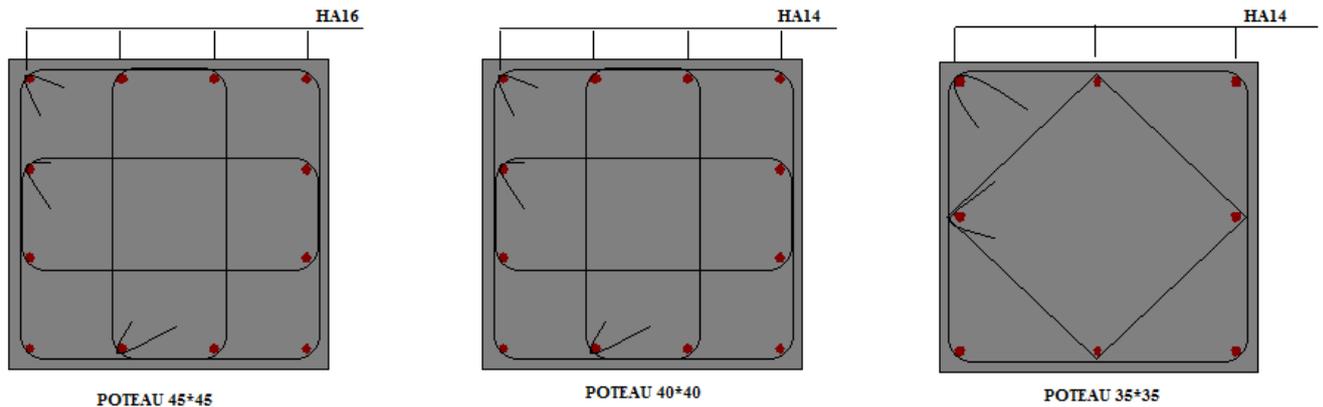


Figure V.10 : Ferrailage des poteaux.

### V.3 Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant.

Le moment fléchissant permet de calculer la quantité d'armatures longitudinales.

L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Dans ce projet on a deux types des poutres à étudier :

- Poutres principales (30×40)
- Poutres secondaires (30×35)

#### V.3.1 -Recommandation du RPA99/2003 :

##### a) Armatures longitudinales : (RPA99-2003 Art 7.5.2.1)

- ✓ Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone II.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à  $90^\circ$ .
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle.

### b) Armatures transversales : (RPA99/2003 Art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_{t \min} = 0.003 \times St \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est donné comme suit :
  - $St \leq \min (h/4 ; 12\Phi_{l \min})$  en zone nodale,
  - $St \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.
- ✓ Valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales  $\Phi_l$  minimal utilisé et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- ✓ Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (moment fléchissant et effort tranchant) résultant des combinaisons suivantes :

$$1) 1,35G + 1,5Q \qquad 4) G + Q - E$$

$$2) G + Q + E \qquad 5) 0,8G - E$$

$$3) G + Q \qquad 6) 0,8G + E$$

#### V.3.2 FERRAILLAGE DES POUTRES

##### V.3.2.1 Armatures longitudinales ;

###### 1) Calcul des poutres principales :

- ❖ Prenons comme exemple le calcul de ferrailage de la poutre principale (30× 40) non liée aux voiles ;

Les sollicitations sont :

**Tableau V.9** : les sollicitations des poutres principales non liée aux voiles

$M_t$ (KN.m)	$M_a^{sup}$ (KN.m)	$M_a^{inf}$ (KN.m)	$f_{bu}$ (MPa)	$d$ (m)
33.113	-117.31	90.04	18,48	$h - 3 = 0.37$

###### ✓ Armatures en travée

$$\mu_{lu} = 3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050 \Rightarrow \mu_{lu} = (3440 \times 1,38 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = 0,292$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{33.13 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,37^2 \times 18.48} = 0.043$$

$$\mu_{bu} = 0,043 < \mu_{lu} = 0,292$$

$A' = 0$  (les armatures dans la zone comprimée ne sont pas nécessaires)

$$\mu_{bu} = 0,043 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,043}) = 0,055 ; \quad Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,361 \text{ m}$$

$$A_T = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{33.113 \times 10^{-3}}{0,361 \times 400} = 2.3 \text{ cm}^2$$

#### ❖ Armatures en appuis

##### ✓ Armatures inférieures en appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ai}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{90.04 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,37^2 \times 18.48} = 0.119$$

$$\mu_{bu} = 0,119 < \mu_{lu} = 0.292$$

$A' = 0$  (les armatures dans la zone comprimée ne sont pas nécessaires)

$$\mu_{bu} = 0,119 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,119}) = 0,159 ; \quad Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,346 \text{ m}$$

$$A_{a \text{ inf}} = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{90.04 \times 10^{-3}}{0,346 \times 400} = 6.51 \text{ cm}^2$$

##### ✓ Armatures supérieures en appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{117.31 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,37^2 \times 18.48} = 0.155 < \mu_{lu} = 0.292$$

$A' = 0$  (les armatures dans la zone comprimée ne sont pas nécessaires)

$$\mu_{bu} = 0.155 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 0.212 ; \quad Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,338 \text{ m}$$

$$A_{a \text{ sup}} = \frac{M_a}{Z \times f_{st}} = \frac{117.31 \times 10^{-3}}{0,338 \times 400} = 8.67 \text{ cm}^2$$

#### ❖ Calcul de ferrailage de poutre principale .4-C-E (35× 50) .

❖ Tableau V.10 : ferrailage de poutre principale 4-C-E

M (KN. m)		$\mu_{lu}$	$\mu_{bu}$	Z (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	
$M_t$	91.60	0,292	0,064	0,454	$A_t$	5.04
$M_a^{sup}$	- 150.115	0,292	0,105	0,45	$A_a^{sup}$	8.34
$M_a^{inf}$	71.55	0,292	0,051	0,46	$A_a^{inf}$	3.88

❖ **Calcul de ferrailage des poutres principales (30× 40) liées aux voiles ;**

Le calcul de ferrailage des poutres principales non liées aux voiles est résumé dans le tableau ci- dessous :

**Tableau VI. 11 : ferrailage des poutres principales liées aux voiles**

M (KN.m)		$\mu_{lu}$	$\mu_{bu}$	Z (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	
$M_t$	42.03	0.292	0.0554	0.359	$A_t$	2.93
$M_a^{sup}$	-147.97	0.292	0.195	0,330	$A_a^{sup}$	11,2
$M_a^{inf}$	99.93	0.292	0,131	0,344	$A_a^{inf}$	7.26

## 2) Calcul d'une poutre secondaire :

- ❖ Prenons comme exemple le calcul de ferrailage de la poutre secondaire (30× 35) la plus défavorable avec les sollicitations maximales suivantes :

**TableauVI.12 : ferrailage de la poutre secondaire la plus défavorable**

$M_t$ (KN.m)	$M_a^{sup}$ (KN.m)	$M_a^{inf}$ (KN.m)	$f_{bu}$ (MPa)	$d$ (m)
16.527	-70.657	57.685	18,48	$h - 3 = 0,32$

### ❖ Armatures en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{16.527 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,32^2 \times 18.48} = 0,029 < \mu_{lu} = 0,292$$

$A' = 0$  (les armatures dans la zone comprimée ne sont pas nécessaires)

$$\mu_{bu} = 0,029 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,029}) = 0,0368 \quad ; \quad Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,315 \text{ m}$$

$$A_T = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{16.527 \times 10^{-3}}{0,315 \times 400} = 1,31 \text{ cm}^2$$

## ❖ Armatures en appuis

## Armatures supérieures en appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{70.657 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,32^2 \times 18.48} = 0,124 < \mu_{lu} = 0.292$$

$A' = 0$  (les armatures dans la zone comprimée ne sont pas nécessaires)

$$\mu_{bu} = 0,124 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,179}) = 0,166 ; \quad Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,298 \text{ m}$$

$$A_{a \text{ sup}} = \frac{M_a}{Z \times f_{st}} = \frac{70.657 \times 10^{-3}}{0,298 \times 400} = 5.93 \text{ cm}^2.$$

## ✓ Armatures inférieures en appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{57.685 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,32^2 \times 18.48} = 0,102$$

$$\mu_{bu} = 0,102 < \mu_{lu} = 0.292$$

$A' = 0$  (les armatures dans la zone comprimée ne sont pas nécessaires)

$$\mu_{bu} = 0,102 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,102}) = 0.135 ; \quad Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,302 \text{ m}$$

$$A_{a \text{ inf}} = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{57.685 \times 10^{-3}}{0,302 \times 400} = 4.78 \text{ cm}^2$$

## ❖ Calcul de ferrailage de poutre secondaire. D-3-5 (30× 35).

❖ Tableau VI.13 : ferrailage des poutre secondaire D-3-5

M (KN.m)		$\mu_{lu}$	$\mu_{bu}$	Z (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	
$M_t$	39.68	0,292	0.07	0,311	$A_t$	3.2
$M_a^{sup}$	-52.9	0,292	0,093	0,308	$A_a^{sup}$	4.3
$M_a^{inf}$	35.92	0,292	0,063	0,312	$A_a^{inf}$	2.9

## ❖ Calcul de ferrailage des poutres secondaires (30× 35) liées aux voiles.

Le calcul de ferrailage des poutres secondaires non liées aux voiles est résumé dans le tableau ci- dessous :

Tableau VI.14 : ferrailage des poutres secondaires liées aux voiles

M (KN.m)		$\mu_{lu}$	$\mu_{bu}$	Z (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	
$M_t$	23.25	0,292	0.0409	0,313	$A_t$	1.86
$M_a^{sup}$	- 100.063	0,292	0.176	0,290	$A_a^{sup}$	8.63
$M_a^{inf}$	86.978	0,292	0.153	0,293	$A_a^{inf}$	7.42

Le calcul de ferrailage des poutres non liées aux voiles est résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.15 : ferrailage des poutres non liées aux voiles

Poutres	Niveau	Comb	M (KN.m)		A cal (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{RPA}$ (Cm2)	$A_{min}^{BAEL}$ (Cm2)	Adoptée (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> De Barres
			$M_t$	$M_a^{sup}$					
Poutres principales	Travée	ELU	$M_t$	33.11 3	2.3	6	1.34	8.29	3T16+2T1 2
	Appui sup.	ELA	$M_a^{sup}$	-117.3	8.67			9.11	3T16+2T1 4
	Appui inf.	ELA	$M_a^{inf}$	90.04	6.51			9.11	3T16+2T1 4
Poutre Principale (4-C-E)	Travée	ELU	$M_t$	91.60	5.04	8.75	1.986	9.11	3T16+2T1 2
	Appui inf.	ELA	$M_a^{sup}$	-150.1	8.34			9.11	3T16+2T1 4
	Appui sup.	ELA	$M_a^{inf}$	71.55	3.88			9.11	3T16+2T1 4
Poutres secondaires	Travée	ELU	$M_t$	16.52 7	1.31	5,25	1.16	4.62	3T14
	Appui sup.	ELA	$M_a^{sup}$	-70.68	5.93			6.88	3T14+2T1 2
	Appui inf.	ELA	$M_a^{inf}$	57.68 5	4.78			6.88	3T14+2T1 2
Poutre secondaire (D-3-5)	Travée	ELU	$M_t$	39.68	3.2	5,25	1.16	6.88	3T14+2T1 2
	Appui sup.	ELA	$M_a^{sup}$	-52.9	4.3			6.88	3T14+2T1 2
	Appui inf.	ELA	$M_a^{inf}$	35.92	4.05			6.88	3T14+2T1 2

Le calcul de ferrailage des poutres liser ou voile est résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.16 : ferrailage des poutres liées aux voiles

Poutres	Niveau	Comb	M (kN.m)		A cal (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>RPA</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>BAEL</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopte</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> De Barres
			M <sub>t</sub>	M <sub>a</sub>					
Poutres principales	Travée	ELU	M <sub>t</sub>	42.03	2.93	6	1.34	9.42	3T20
	Appui Sup	ELA	M <sub>a</sub> <sup>sup</sup>	-147.97	11.2			11.68	3T20+2T12
	Appui inf.	ELA	M <sub>a</sub> <sup>inf</sup>	99.93	7.26			9.42	3T20
Poutres Secondaire	Travée	ELU	M <sub>t</sub>	23.25	1.86	5,25	1.16	6.03	3T16
	Appui Sup	ELA	M <sub>a</sub> <sup>sup</sup>	-100.06	8.63			9.11	3T16+2T14
	Appui inf.	ELA	M <sub>a</sub> <sup>inf</sup>	86.978	7.42			9.11	3T16+2T14

### V.3.3 Vérifications à l'ELU

#### ➤ Condition de non fragilité

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{cal}$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5\% (b \times h)$$

Tableau VI.17 : vérifications Condition de non fragilité

Poutres	A <sub>min</sub> <sup>RPA</sup> ≤ Adoptée	A <sub>min</sub> ≤ Adopt	Observation
Poutres principales	6cm <sup>2</sup>	1.34cm <sup>2</sup>	Vérifiée
Poutres secondaires	5,25cm <sup>2</sup>	1.16cm <sup>2</sup>	Vérifiée

#### ➤ Vérification du pourcentage maximal d'armatures longitudinales

Pour l'ensemble des poutres :

✓ **En zone de recouvrement** : A<sub>max</sub> = 4% (b × h)

Poutres principales : A<sub>max</sub> = 4% (30 × 40) = 48 cm<sup>2</sup> > Adoptée .....Vérifiée

✓ **En zone courante** : A<sub>max</sub> = 6% (b × h)

Poutres principales : A<sub>max</sub> = 6% (30 × 40) = 72 cm<sup>2</sup> > Adoptée.....Vérifiée

➤ **Calcul des longueurs de recouvrement**

Pour  $\varnothing = 20 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 80 \text{ cm}$ .

Pour  $\varnothing = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 64 \text{ cm}$ .

Pour  $\varnothing = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 56 \text{ cm}$ .

Pour  $\varnothing = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 48 \text{ cm}$ .

L'ancrage des barres longitudinales des poutres dans les poteaux de rive doit se faire avec des crochets à  $90^\circ$  pour assurer une bonne transmission des charges.

**a. Armatures transversales :**

**Tableau V.18 :** calcul des armatures transversales

Selon le BEAL91	Selon le RPA99V2003		Choix des barres
	Zone nodale	Zone courante	
$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm})$ $S_t = 15 \text{ cm}$	$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_L, 30\text{cm}\right)$ $S_t = 15 \text{ cm}$	$S_t \leq \frac{h}{2}$ $S_t = 15\text{cm}$	$\phi_t = 8\text{mm}$ $S_t = 15\text{cm}$
$A_t \geq \frac{0.4 \cdot b \cdot S_t}{f_e}$ $A_t = 0.45\text{cm}^2$	$A_t = 0.003 \cdot s \cdot b$ $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ $A_t = 4\text{HA8}$		
$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right)$ $\phi_t = 8\text{cm}$			

❖ **Vérification des contraintes tangentielles**

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) \text{ (F. P. P)}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

❖ **Tableau V.19 : Vérification des contraintes tangentielles**

Poutres		$V_U$ (KN)	$\tau_{bu}$ (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Observation
Poutres non liées aux voiles	Principales	98	0.81	$\bar{\tau}_{bu} = 3,33$	Vérifiée
	Secondaires	45.1	0.43		Vérifiée
Poutres liées aux voiles	Principales	160.94	1.53		Vérifiée
	Secondaires	79.38	0.756		Vérifiée

➤ **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis du cisaillement**

Pour les appuis de rives :  $A_l \geq A_l^{rive} = V_U \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires :  $A_l \geq A_l^{inter} = (V_U + \frac{M_a}{0,9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

❖ **Tableau V.20 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.**

Poutres		$V_U$ (KN)	$M_a$ (KN.m)	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l^{rive}$ (Cm <sup>2</sup> )	$A_l^{inter}$ (Cm <sup>2</sup> )	Observation
Poutre non liée au voile	Principales	98	-117.31	9.11	2.82	-8.89	Vérifiée
	Secondaires	45.1	-70.675	6.88	1.3	-5.76	Vérifiée
Poutre liée au voile	Principales	160.94	-147.97	11.68	4.6	-10.14	Vérifiée
	Secondaires	79.38	-100.063	9.11	2.28	-7,7	Vérifiée

## V.3.4 Vérification à l'ELS

## ➤ Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa Avec:}$$

$$Y = \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

❖ **Tableau V.21** Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres liées au voile :

Poutres	Niveau	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y cm	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	Obs
Principales (30×40)	Appuis	55.83	11.68	15.75	118183.6	7.44	15	Vérifiée
	Travée	30.55	9.42	14.54	102018.26	4.35		Vérifiée
Secondaires (30×35)	Appui	28.07	9.11	13,12	71293.53	5.16		Vérifiée
	Travée	17	6.03	11.2	53181.568	3.58		Vérifiée

## ➤ Vérification de l'état limite de déformation

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

- 1)  $\frac{h}{l} \geq \text{Max} \left( \frac{1}{16} ; \frac{M_t}{10 \times M_0} \right)$
- 2)  $At \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e}$
- 3)  $L < 8 \text{ m}$

Tableau V.22 : Vérification de la flèche.

	Poutres principales	Poutres secondaires	PP(4-C-E)	PS(D-3-5)
1)	$\frac{h}{l} = \frac{0,40}{4,4} = 0,09 > 0,0625$	$\frac{h}{l} = \frac{0,35}{3,6} = 0,09 > 0,0625$	$\frac{h}{l} = \frac{0,5}{6,05} = 0,082 > 0,0625$	$\frac{h}{l} = \frac{0,35}{8,1} = 0,05 < 0,0625$
2)	$A = 8,01 \text{ cm}^2 < 11,65 \text{ cm}^2$	$A = 4,62 \text{ cm}^2 < 10,08 \text{ cm}^2$	$A = 9,11 \text{ cm}^2 < 17,27 \text{ cm}^2$	$A = 9,11 \text{ cm}^2 < 10,08 \text{ cm}^2$
3)	$L = 4,4 \text{ m} < 8 \text{ m}$	$L = 3,6 \text{ m} < 8 \text{ m}$	$L = 6,05 \text{ m} < 8 \text{ m}$	$L = 8,1 \text{ m} > 8 \text{ m}$
	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Non vérifiée

## ❖ Calcul de la flèche :

$$F = \frac{5 \times Q_s \times L^4}{384 \times E_v \times I} < \frac{L}{500}$$

Avec :

$$Q_s = 17 \text{ KN/ml.}$$

$E_v$  : Module de déformation différée = 10818,86MPa

$I$  : Module d'inertie de la section homogénéisée.

$S_{xx}$  : Moment statique de la section homogène par rapport à (xx).

$B_0$  : aire de la section homogène.

$$B_0 = B + \eta A = b \times h + 15A = 35 \times 30 + 15 \times 9.11$$

$$B_0 = 1186.65 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15(cA + Ad) = \frac{bh^2}{2} + 15A_s d$$

$$S_{xx} = \frac{35 \times 30^2}{2} + 15 \times 9.11 \times 32 = 20122.8 \text{ cm}^3$$

$$Y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{20122.8}{1186.65} = 16.96 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 35 - 16.96 = 18.04 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} [Y_1^3 - Y_2^3] + 15[A (V_2 - c)^2]$$

$$I = \frac{30}{3} \times [16.96^3 - 18.04^3] + 15[9.11 (18.04 - 3)^2] = 20984.8 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{5 \times 17 \times 810^4}{384 \times 10818,86 \times 10^{-3} \times 20984.8} = 0.419 \text{ cm} < 1.62 \text{ cm}$$

$$F < \frac{810}{500} = 1.62 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifié}$$

V.3.5 Schémas de ferrailage des poutres pour tous les niveaux

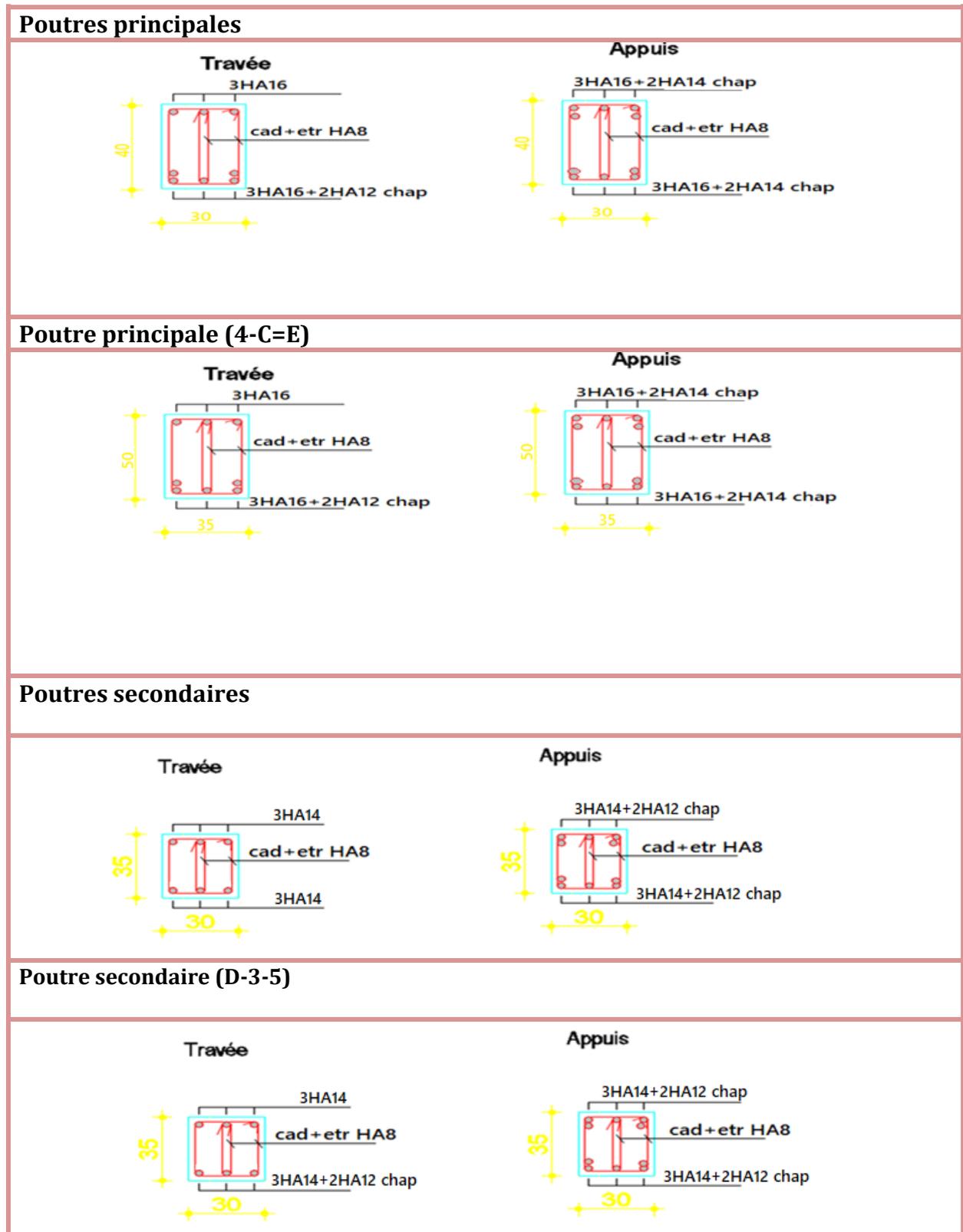


Figure V.11 : Schéma de ferrailage des poutres non lié au voile dans tous les niveaux

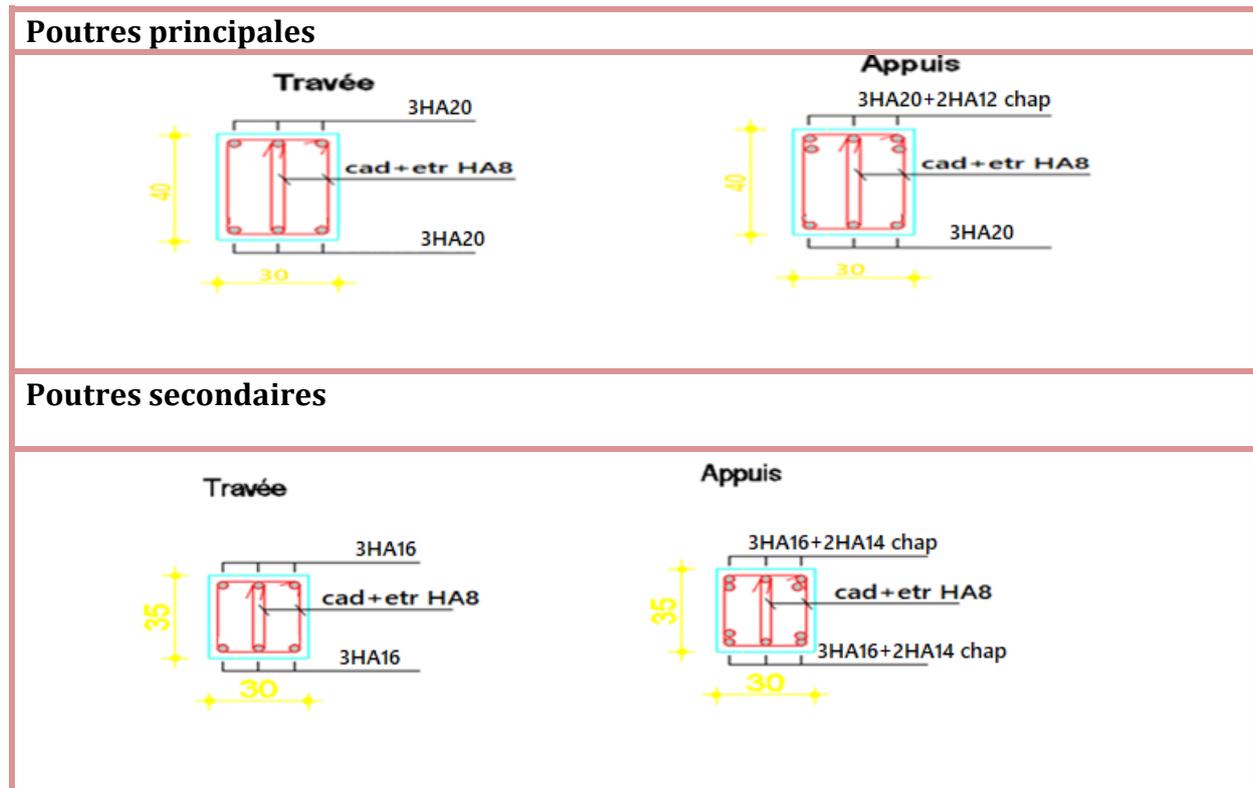


Figure V.12 : Schéma de ferrailage des poutres lié au voile dans tous les niveaux

### V.3.6 -Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le Poids du mur. Elle est complètement encastrée dans les poteaux.

#### V.3.6.1 -Armatures longitudinales :

Les moments maximaux en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul ETABSV9.7.0 Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.23 : les sollicitations de poutre palière a L'ELA

Combinaison	Section	M (KN.m)		As
		Travée	Appui	
ELA	25*30	Travée	25.45	2.46
		Appui	57.80	5.76

➤ **Choix des armatures longitudinal :**

**Tableau V-24 :** choix des armatures longitudinales de la poutre palière.

	Section cm <sup>2</sup>	A <sub>min</sub> RPA cm <sup>2</sup>	A <sub>max</sub> Z.C cm <sup>2</sup>	A <sub>max</sub> Z.R cm <sup>2</sup>	Choix des barres	A adopte cm <sup>2</sup>
poutre palière	25*30	3.75	30	45	4HA14	6.16

**V.3.6.2 -Armatures transversales :**

**Tableau V-25 :** choix des armatures transversales de la poutre palière.

	V <sub>u</sub> KN	τ <sub>u</sub> MPa	A <sub>t</sub> cm <sup>2</sup>	St cm	Choix des barres	A adopte cm <sup>2</sup>
poutre palière	68.98	3.78	1.125	15	4HA14	6.16

**V.3.6.3 Vérifications à l'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.815 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopte}} = 6.16 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifier}$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5\% (b \times h) = 3.75 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopte}} = 6.16 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifier}$$

➤ **Vérification des contraintes tangentielles**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = 3.78 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{bu} = 5 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifier}$$

**V.3.6.4 Vérification à l'ELS :**

➤ **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Avec:}$$

$$Y = \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

❖ **Tableau V.26** : Vérification de l'état limite de compression du béton.

Niveau	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y cm	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	Obs
Appuis	18.85	6.16	10.91	34742.9	5.91		Vérifiée
Travée	11.3	6.16	10.91	34742.9	3.54	15	Vérifiée

## V.4 Etude des voiles

### V.4.1 Définition

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grands par rapport à la troisième appelée épaisseur, d'après le **RPA99 Version 2003 (Art 7.7.1)** considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition  $l \geq 4a$  ( $l, a$  : respectivement longueur et épaisseur du voile). Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

### V.4.2 Exigence du RPA

Le **RPA99 version 2003 (Art.3.4.A.1.a)** exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant cinq niveaux ou 17 m de hauteur en zone IIb.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leurs bases, leurs modes de rupture sont:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$ .....①
- $G + Q \pm E$ .....②
- $0,8G \pm E$ .....③

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivantes :

- $M_{max} \rightarrow N_{corresp}$

- $N_{max} \rightarrow M_{corresp}$
- $N_{min} \rightarrow M_{corresp}$

### V.4.3 Recommandations du RPA99 version 2003

#### V.4.3.1 Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- 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.

Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton,  $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec :

$l_t$ : longueur de la zone tendue,  
 $e$ : épaisseur du voile.

À chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de sa longueur.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

#### V.4.3.2 Armatures Horizontales

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber. Ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

#### V.4.3.3 Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m<sup>2</sup>.

#### V.4.3.4 Règles communes RPA99 version 2003 (Art.7.7.4.3)

- 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 nappes d'armatures horizontales et verticales est  $S_t \leq \min (1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $l/10$  de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

1)  $40\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

2)  $20\phi$  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 repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad \text{Avec } V = 1,4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

#### V.4.4 Exemple de calcul (v1x)

##### V.4.4.1 Ferrailages

Données :

$N = -1375.18 \text{ KN}$  ;  $M = -663.98 \text{ KN.m}$ .

$L = 1.425 \text{ m}$  ;  $e = 0.2 \text{ m}$

- Schéma de voile donnée par etabsv9.7.0

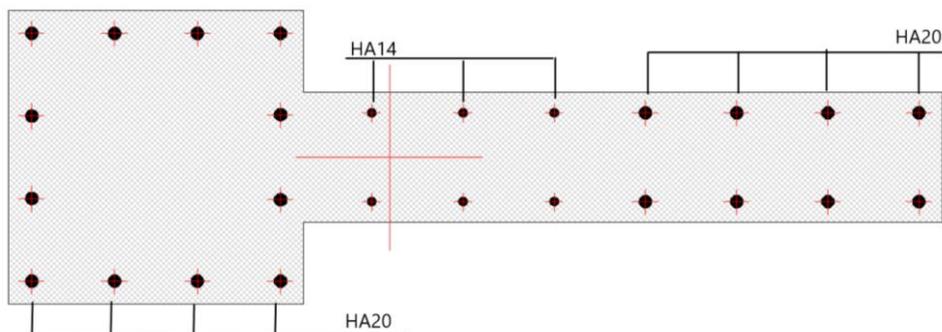


Figure V.13 : Exemple de ferrailage de trumeau v1x(zone1).

##### V.4.4.2 Détermination de A, I, V :

$$A = L \times e = 1.425 \times 0,2 = 0,285 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,2 \times 1.425^3}{12} = 0.0482 \text{ m}^2$$

$$V = V' = \frac{L}{2} = \frac{1.425}{2} = 0.7125 \text{ m}$$

## V.4.4.3 Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :

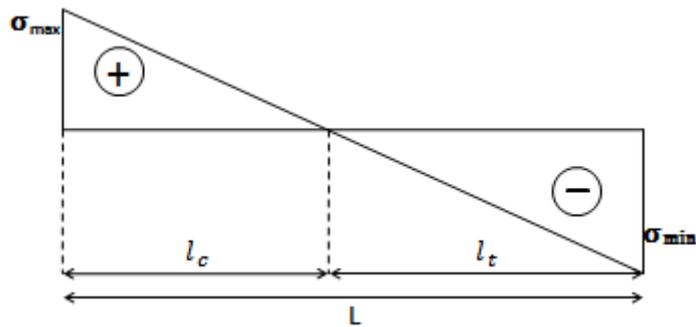


Figure VI.7 : Schémas des contraintes.

On a :

$$\begin{cases} l_t = \frac{\sigma_1 \times L}{\sigma_1 + \sigma_2} \\ l_c = L - l_t \end{cases}$$

Avec :

$l_t$  : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).

$l_c$  : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile).

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} \sigma_{max}, \sigma_{min} > 0 \rightarrow SEC; \\ \sigma_{max}, \sigma_{min} < 0 \rightarrow SET; \\ \sigma_{max} > 0, \sigma_{min} < 0 \rightarrow SPC. \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{1375.78 \times 10^{-3}}{1.425 \times 0.2} + \frac{663.98 \times 10^{-3}}{0.0482} \times 0.7125 = 14.63 MPa \\ \sigma_2 = \frac{1375.78 \times 10^{-3}}{1.425 \times 0.2} - \frac{663.98 \times 10^{-3}}{0.0482} \times 0.7125 = -4.97 MPa \end{cases}$$

Pour éviter tous risques de changement de signe et contraintes sur les différentes combinaisons, la zone tendue calculée avec les extrémités du voile, le voile sera donc ferrailé symétriquement.

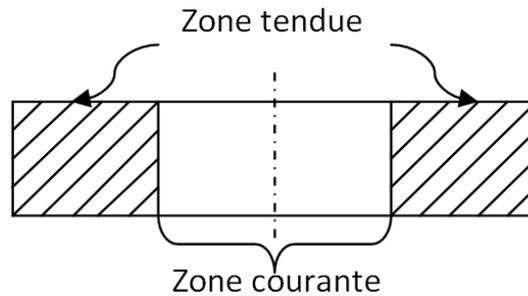


Figure V.14 : Zone tendue et courante dans les voiles.

Donc :

$$\begin{cases} l_t = \frac{14.63 \times 1.425}{14.13 + 4.97} = 1.063m \\ l_c = 1.425 - 1.087 = 0.361m \end{cases}$$

$$N_t = \left(\frac{14.63}{2}\right) \times 1.063 \times 0,2 = 1554.7KN$$

#### A.) Calcul des armatures :

##### ▪ Armatures verticales :

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s} = \frac{1554.7 \times 10^{-3}}{400} = 38.87 \times 10^{-4}m^2 = 38.87cm^2$$

$$A_{RPA} = 0,2\% \times L_t \times e = 0,2\% \times 1.063 \times 0,2 = 4.25cm^2$$

$$A_{BAEL} \geq \left(0,23 \cdot B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{BAEL} = \left(0,23 \times 0,285 \times \frac{2,1}{400}\right) 10^4 = 3.44cm^2$$

$$A_V = \max(A_s; A_{RPA}; A_{BAEL}) = 38.87 cm^2$$

$$A_{adoptée} = 46.92cm^2 = 12HA20 + 6HA14$$

##### ▪ Armatures horizontales :

$$A_{H_{BAEL}} = \frac{A_V}{4} = \frac{38.87}{4} = 9.6cm^2$$

$$A_{H_{RPA}} = 0,15\% \cdot B = 0,15\% \times 0,29 = 4.35cm^2$$

$$A_H = \max(A_{H_{BAEL}}; A_{H_{RPA}}) = 9.6cm^2$$

$$A_{H_{adp}} = 15.83cm^2 = 14HA12 \text{ st} = 20cm$$

##### ▪ Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre épingles au mètre carré soit : 4HA8.

**B.) Vérifications :**✓ **Selon RPA99 V2003 :**

$$V_u = 351.21 \text{KN}$$

$$\tau_b = 1,4 \times \frac{351.21 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,9 \times 1.425} = 1.92 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5 \text{MPa}$$

$$\tau_b = 1.92 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

Pour cet état, on considère :  $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B + 15.A} = \frac{873.08 \times 10^{-3}}{0,285 + 15 \times 52.09 \times 10^{-4}} = 2.49 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = 2.49 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 15 \text{MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

✓ **Vérification des espacements :**

$$St \leq \min (1,5.e, 30 \text{ cm}) = \min (1,5 \times 20, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

Pour tous les espacements qu'on a adoptés la condition est vérifiée

Les ferrailages et vérifications des voiles sont donnés dans les tableaux suivants ;

Tableau V.27 : Sollicitations et ferrailage des trumeaux  $v1x, v4x, p3y, p4y$ 

Zone		I(SOUS-SOL,RDC)	II(ETAGE1,2)	III(ETAGE3,4,5)
Effort Normal	$N$ (MN)	1.375	0.947	0.192
Moment de flexion	$M$ (MN,m)	0.663	0.558	0.302
Epaisseur du voile	$e$ (m)	0.2	0.2	0.2
Longueur du voile	$L$ (m)	1.425	1.4	1.375
Section du voile	$A$ (m <sup>2</sup> )	0.285	0.28	0.275
Inertie du voile	$I$ (m <sup>4</sup> )	0.048227344	0.045733333	0.043326823
Bras de levier	$V$ (m)	0.7125	0.7	0.6875
RÉSULTATS				
Contrainte Traction	$\sigma 1$ (MN/m <sup>2</sup> )	14.61957525	11.92295918	5.490247934
Contrainte Compréssion	$\sigma 2$ (MN/m <sup>2</sup> )	-4.970452447	-5.158673469	-4.093884298
Longueur de la zone tendue	$L t$ (m)	1.063443863	0.977198327	0.787665563
Longueur de la zone comprimée	$L c$ (m)	0.361556137	0.422801673	0.587334437
Effort de traction	$N t$ (MN)	1.554709759	1.165109577	0.432447923
Section d'armature	$A s$ (cm <sup>2</sup> )	38.86774396	29.12773943	10.81119807
Section min R.P.A	$A_{min} = 0,2\%.Lt.e$	4.253775452	3.908793309	3.150662252
<b>max { A s , Amin }</b>		38.86774396	29.12773943	10.81119807
$A_{adoptee}(cm^2)$		40.64	32.16	18.08
Choix des barres		(5HA20+3HA14)/nappe	8HA16/nappe	8HA12/nappe
Espacement (cm)		10	10	10
Section d'armature horizontale	$A_{horizontale}$ (cm <sup>2</sup> )	9.716935991	7.281934857	2.702799518
Section min R.P.A	$A_{min}(cm^2)$	4.275	4.2	4.125
$A_{max}(cm^2)$		9.716935991	7.281934857	4.125
Choix des barres		14HA12/nappe	14HA10/nappe	14HA10/nappe
$A_{adoptee}(cm^2)$		15.83	11	11
Espacement (cm)		20	20	20
Section d'armature transversale	$A_{transversale}$ (cm <sup>2</sup> )	4 épingles de HA8/ml		
Effort Tranchant	$V_u$ (Mn)	0.351	0.362	0.253
Effort Normal	$N_s$ (Mn)	0.873	0.7365	0.442
VERIFICATION DES CONTRAINTES				
$\sigma_b$ (Mpa)		2.491331707	2.219443105	1.501231213
$\sigma_b$ (MPa) $\leq 15$ Mpa		C.V	C.V	C.V
$\tau_u$ (MPa)		1.915789474	2.011111111	1.431111111
$\tau_u$ (MPa) $\leq \tau = 5$ Mpa		C.V	C.V	C.V

Ferraillage donnée par ETABS :

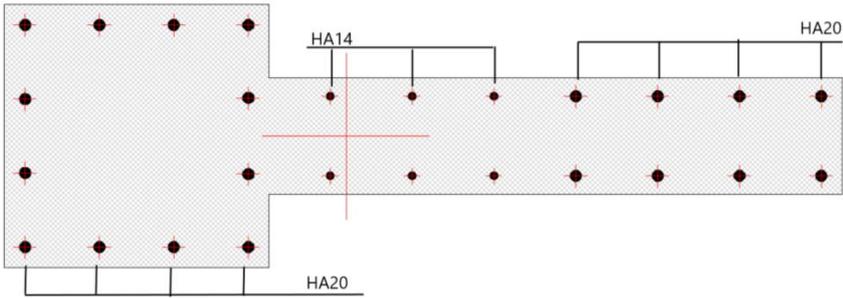


Figure V-15 : Distribution de la quantité d'acier sur les voiles (v1x,v4x,p3y,p4y) zone1.

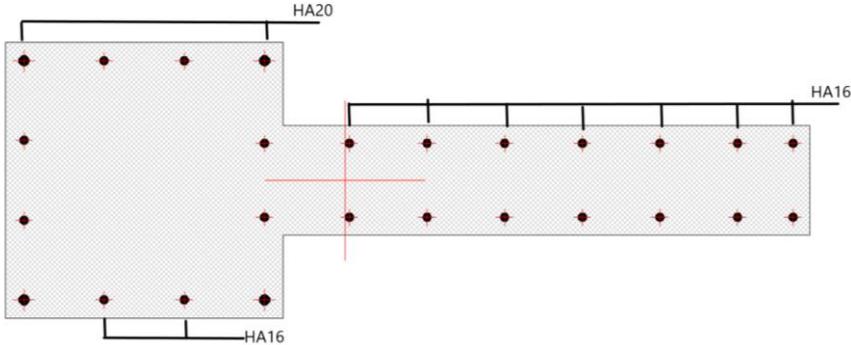


Figure V-16 : Distribution de la quantité d'acier sur les voiles (v1x,v4xp3y,p4y) zone2.

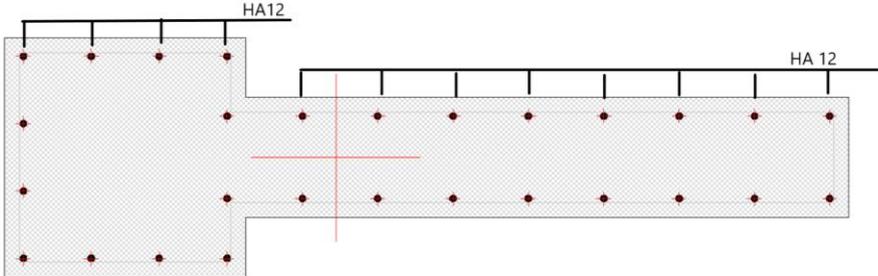


Figure V-17 : Distribution de la quantité d'acier sur les voiles (v1x,v4x) zone3.

Tableau V.28 : Sollicitations et ferrailage des voiles v2x, v3x

Zone		I(SOUS-SOL,RDC)	II(ETAGE1,2)	III(ETAGE3,4,5)
Effort Normal	$N$ (MN)	1.3	0.895	0.192
Moment de flexion	$M$ (MN,m)	0.391	0.353	0.302
Epaisseur du voile	$e$ (m)	0.2	0.2	0.2
Longueur du voile	$L$ (m)	1.025	1	0.975
Section du voile	$A$ (m <sup>2</sup> )	0.205	0.2	0.195
Inertie du voile	$I$ (m <sup>4</sup> )	0.017948177	0.016666667	0.015447656
Bras de levier	$V$ (m)	0.5125	0.5	0.4875
<b>RÉSULTATS</b>				
Contrainte Traction	$\sigma 1$ (MN/m <sup>2</sup> )	17.5062463	15.065	10.51518738
Contrainte Compression	$\sigma 2$ (MN/m <sup>2</sup> )	-4.82331945	-6.115	-8.545956607
Longueur de la zone tendue	$L t$ (m)	0.803593883	0.71128423	0.537864238
Longueur de la zone comprimée	$L c$ (m)	0.221406117	0.28871577	0.437135762
Effort de traction	$N t$ (MN)	1.40679124	1.07154969	0.565574325
Section d'armature	$A s$ (cm <sup>2</sup> )	35.1697811	26.7887423	14.13935813
Section min R.P.A	$A_{\min} = 0,2\%.L.t.e$	3.21437553	2.84513692	2.151456954
<b>max { A s , Amin }</b>		35.1697811	26.7887423	14.13935813
$A_{\text{adoptee}}$ (cm <sup>2</sup> )		43.96	34.56	15.82
Choix des barres		7HA20/nappe	(2HA20+5HA16)/napp e	7HA12/nappe
Espacement (cm)		10	10	10
Section d'armature horizontale	$A_{\text{horizontale}}$ (cm <sup>2</sup> )	8.792445269	6.697185582	3.534839531
Section min R.P.A	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	3.075	3	2.925
$A_{\max}$ (cm <sup>2</sup> )		8.792445269	6.697185582	3.534839531
Choix des barres		14HA12/nappe	14HA10/nappe	14HA10/nappe
$A_{\text{adoptee}}$ (cm <sup>2</sup> )		15.83	11	11
Espacement (cm)		20	20	20
Section d'armature transversale	$A_{\text{transversale}}$ (cm <sup>2</sup> )	4 épingles de HA8/ml		
Effort Tranchant	$V_u$ (Mn)	0.262	0.266	0.202
Effort Normal	$N_s$ (Mn)	0.781	0.635	0.368
<b>VERIFICATION DES CONTRAINTES</b>				
$\sigma_b$ (Mpa)		2.888153394	2.521442186	1.716217792
$\sigma_b$ (MPa) $\leq 15$ Mpa		C.V	C.V	C.V
$\tau_u$ (MPa)		1.988075881	2.068888889	1.611396011
$\tau_u$ (MPa) $\leq \tau = 5$ Mpa		C.V	C.V	C.V

Ferraillage donnée par ETABS :

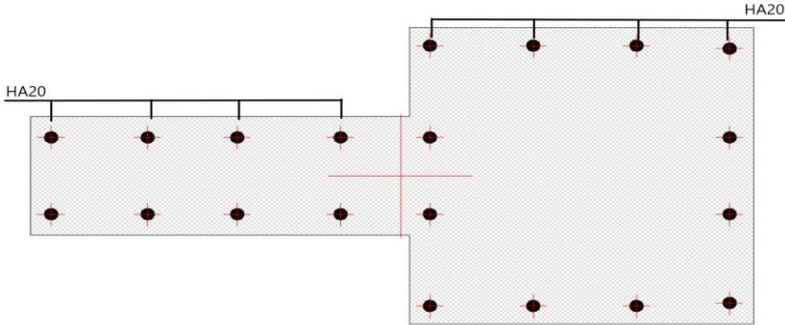


Figure V-18 : Distribution de la quantité d'acier sur les voiles (v2x,v3x) zone1.

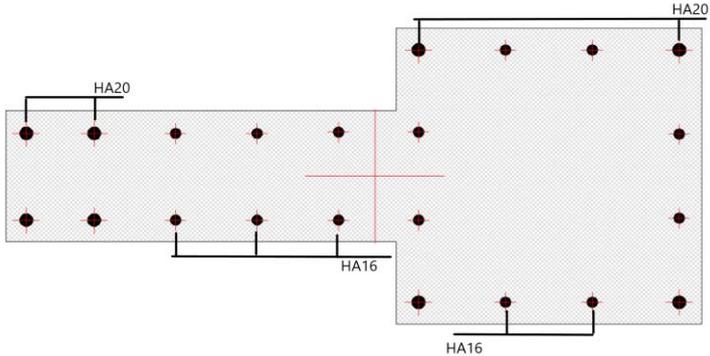


Figure V-19 : Distribution de la quantité d'acier sur les voiles (v2x,v3x) zone2.

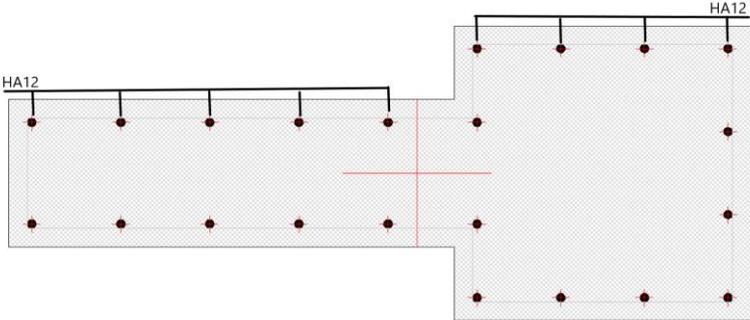


Figure V-20 : Distribution de la quantité d'acier sur les voiles (v2x,v3x) zone3.

Tableau V.29 : Sollicitations et ferrailage des voiles v5x, v6x

Zone		I(SOUS-SOL,RDC)	II(ETAGE1,2)	III(ETAGE3,4,5)
Effort Normal	$N$ (MN)	<b>0.641</b>	<b>0.347</b>	<b>0.247</b>
Moment de flexion	$M$ (MN,m)	<b>1.012</b>	<b>0.524</b>	<b>0.256</b>
Epaisseur du voile	$e$ (m)	0.2	0.2	0.2
Longueur du voile	$L$ (m)	1.725	1.7	1.675
Section du voile	$A$ (m <sup>2</sup> )	0.345	0.34	0.335
Inertie du voile	$I$ (m <sup>4</sup> )	0.085549219	0.081883333	0.078323698
Bras de levier	$V$ (m)	0.8625	0.85	0.8375
RÉSULTATS				
Contrainte Traction	$\sigma 1$ (MN/m <sup>2</sup> )	12.0608696	6.4600346	3.474671419
Contrainte Compréssion	$\sigma 2$ (MN/m <sup>2</sup> )	-8.34492754	-4.41885813	-2.000044553
Longueur de la zone tendue	$L t$ (m)	1.01956321	1.009483142	1.063082479
Longueur de la zone comprimée	$L c$ (m)	0.70543679	0.690516858	0.611917521
Effort de traction	$N t$ (MN)	<b>1.22968189</b>	<b>0.6521296</b>	<b>0.369386231</b>
Section d'armature	$A s$ (cm <sup>2</sup> )	<b>30.7420472</b>	<b>16.3032401</b>	<b>9.234655763</b>
Section min R.P.A	$A_{min}$	<b>4.07825284</b>	<b>4.03793257</b>	<b>4.252329915</b>
<b>max { A s , Amin }</b>		<b>30.7420472</b>	<b>16.3032401</b>	<b>9.234655763</b>
$A_{adoptee}$ (cm <sup>2</sup> )		32.16	24.64	18.08
Choix des barres		8HA16/nappe	8HA14/nappe	8HA12/nappe
Espacement (cm)		15	15	15
Section d'armature horizontale	$A_{horizontale}$ (cm <sup>2</sup> )	7.685511808	4.075810019	2.308663941
Section min R.P.A	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	5.175	5.1	5.025
$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )		7.685511808	5.1	5.025
Choix des barres		14HA12/nappe	14HA10/nappe	14HA10/nappe
$A_{adoptee}$ (cm <sup>2</sup> )		15.83	11	11
Espacement (cm)		20	20	20
Section d'armature transversale	$A_{transversale}$ (cm <sup>2</sup> )	4 épingles de HA8/ml		
Effort Tranchant	$V_u$ (Mn)	0.247	0.163	0.158
Effort Normal	$N_s$ (Mn)	0.999	0.8957	0.542
VERIFICATION DES CONTRAINTES				
$\sigma_b$ (Mpa)		2.43412156	2.285881993	1.529237497
$\sigma_b$ (MPa) $\leq 15$ Mpa		C.V	C.V	C.V
$\tau_u$ (MPa)		1.113687601	0.745751634	0.733665008
$\tau_u$ (MPa) $\leq \tau = 5$ Mpa		C.V	C.V	C.V

Ferrailage donnée par ETABS :

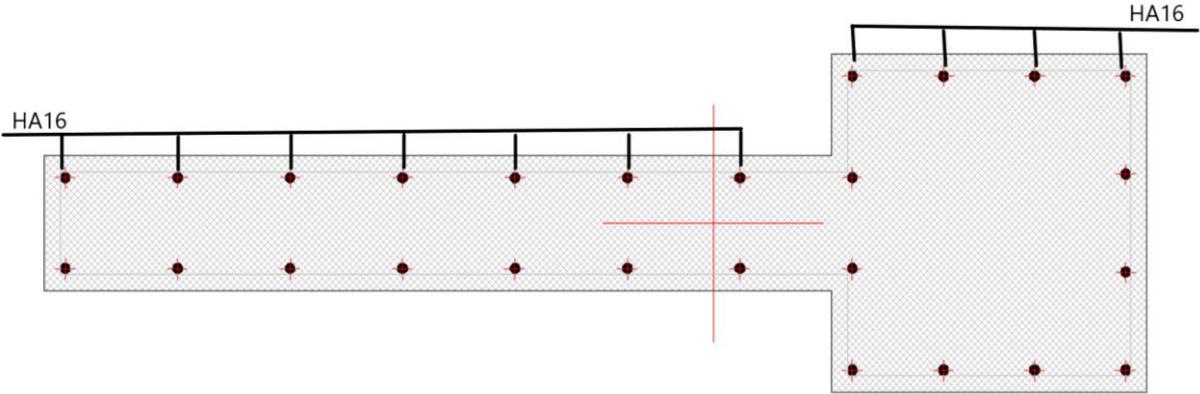


Figure V-21 : Distribution de la quantité d'acier sur les voiles (v5x,v6x) zone1.

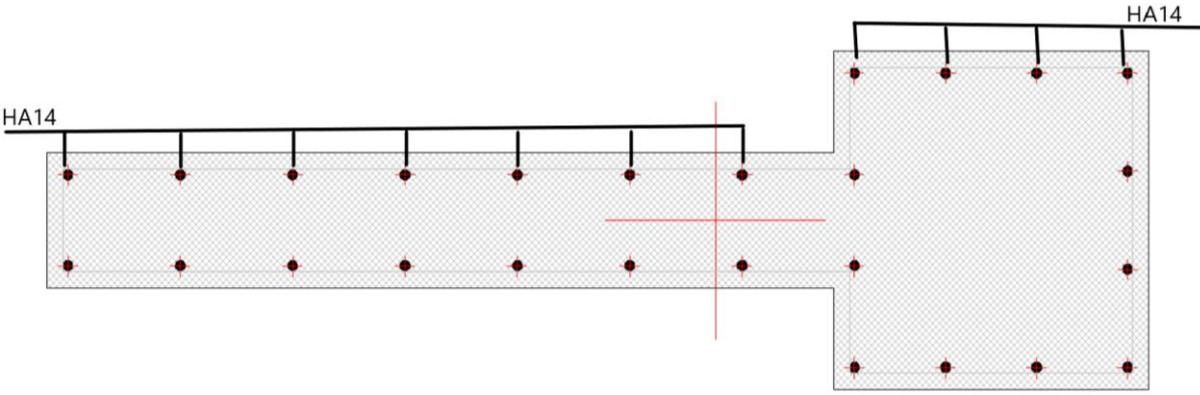


Figure V-22 : Distribution de la quantité d'acier sur les voiles (v5x,v6x) zone2.

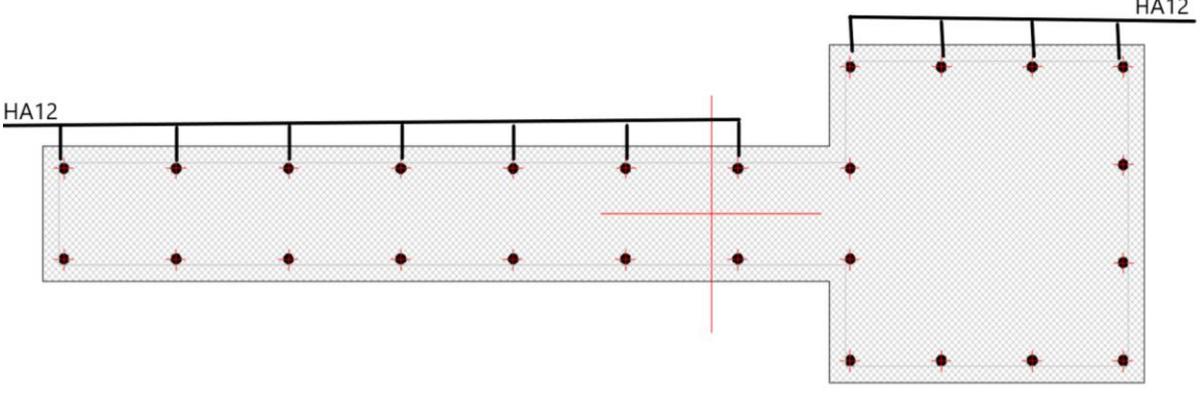


Figure V-23 : Distribution de la quantité d'acier sur les voiles (v5x,v6x) zone3.

Tableau V.30 : Sollicitations et ferrailage de voiles v7x

Zone		I(SOUS-SOL,RDC)	II(ETAGE1,2)	III(ETAGE3,4,5)
Effort Normal	$N$ (MN)	<b>1.044</b>	<b>0.867</b>	<b>0.518</b>
Moment de flexion	$M$ (MN,m)	<b>5.967</b>	<b>3.951</b>	<b>1.169</b>
Epaisseur du voile	$e$ (m)	0.2	0.2	0.2
Longueur du voile	$L$ (m)	3.025	3	2.975
Section du voile	$A$ (m <sup>2</sup> )	0.605	0.6	0.595
Inertie du voile	$I$ (m <sup>4</sup> )	0.46134401	0.45	0.43884349
Bras de levier	$V$ (m)	1.5125	1.5	1.4875
RÉSULTATS				
Contrainte Traction	$\sigma 1$ (MN/m <sup>2</sup> )	21.288218	14.615	4.83302027
Contrainte Compréssion	$\sigma 2$ (MN/m <sup>2</sup> )	-17.8369783	-11.725	-3.0918438
Longueur de la zone tendue	$L t$ (m)	1.645917861	1.664578588	1.814319486
Longueur de la zone comprimée	$L c$ (m)	1.379082139	1.335421412	1.160680514
Effort de traction	$N t$ (MN)	<b>3.50386583</b>	<b>2.43278161</b>	<b>0.87686428</b>
Section d'armature	$A s$ (cm <sup>2</sup> )	<b>87.5966456</b>	<b>60.8195401</b>	<b>21.9216071</b>
Section min R.P.A	$A_{min} = 0,2\%.Lt.e$	<b>6.58367144</b>	<b>6.65831435</b>	<b>3.02925399</b>
<b>max { A s , Amin }</b>		<b>87.5966456</b>	<b>60.8195401</b>	<b>38.6855763</b>
$A_{adoptee}$ (cm <sup>2</sup> )		100.48	60.32	49.28
Choix des barres		16HA20/nappe	16HA16/nappe	16HA14/nappe
Espacement (cm)		10	10	10
Section d'armature horizontale	$A_{horizontale}$ (cm <sup>2</sup> )	21.89916141	15.20488504	9.671394073
Section min R.P.A	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	9.075	9	4.125
$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )		21.89916141	15.20488504	9.671394073
Choix des barres		14HA14/nappe	14HA12/nappe	14HA10/nappe
$A_{adoptee}$ (cm <sup>2</sup> )		21.96	15.83	11
Espacement (cm)		20	20	20
Section d'armature transversale	$A_{transversale}$ (cm <sup>2</sup> )	4 épingles de HA8/ml		
Effort Tranchant	$V_u$ (Mn)	0.767	0.713	0.436
Effort Normal	$N_s$ (Mn)	1.444	1.2	0.715
VERIFICATION DES CONTRAINTES				
$\sigma_b$ (Mpa)		2.153889755	1.840942563	2.428462257
$\sigma_b$ (MPa) $\leq 15$ Mpa		C.V	C.V	C.V
$\tau_u$ (MPa)		1.972084481	1.848518519	2.466262626
$\tau_u$ (MPa) $\leq \tau = 5$ Mpa		C.V	C.V	C.V

Ferrailage donnée par ETABS :

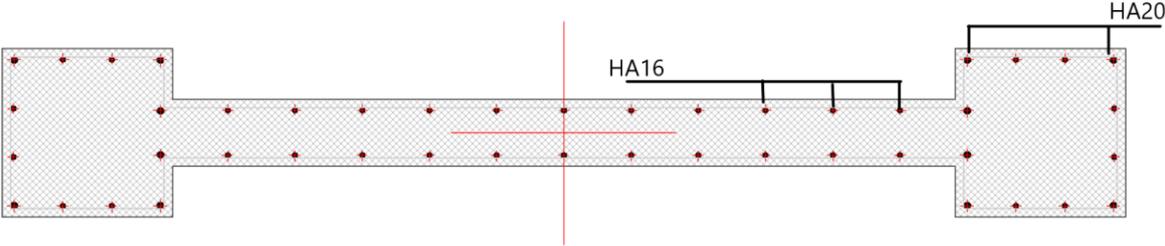


Figure V-24 : Distribution de la quantité d'acier sur les voiles (v7x) zone1.

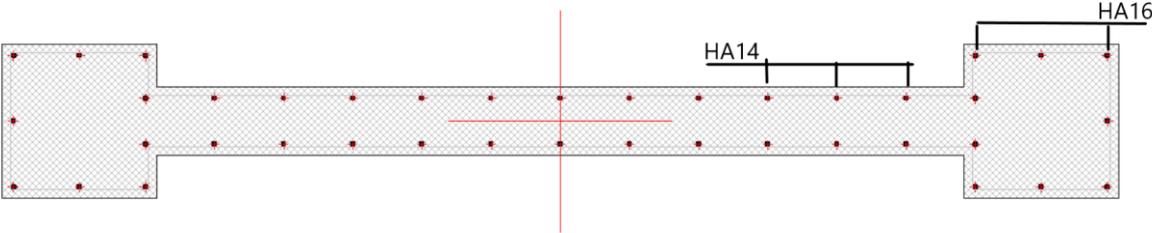


Figure V-25 : Distribution de la quantité d'acier sur les voiles (v7x) zone2.

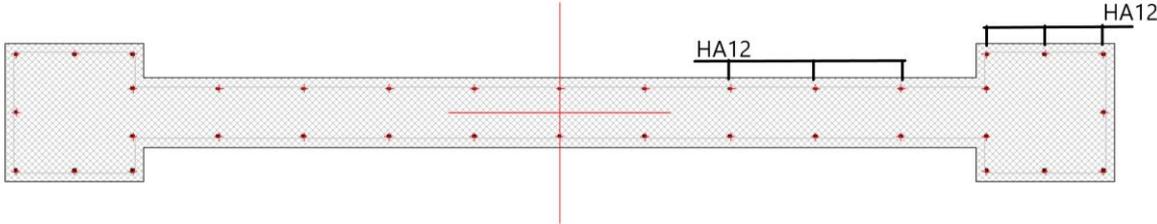
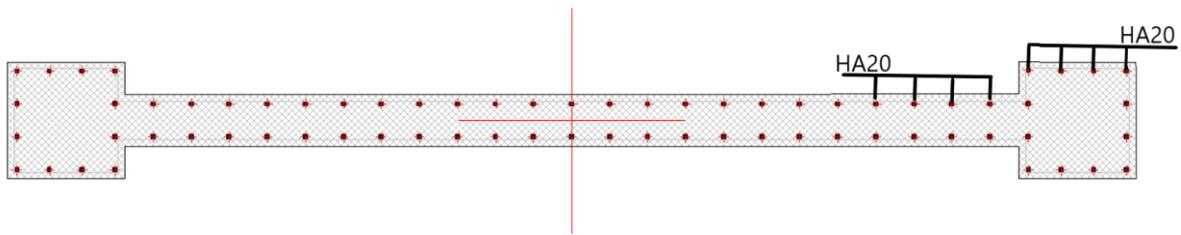


Figure V-26 : Distribution de la quantité d'acier sur les voiles (v7x) zone3.

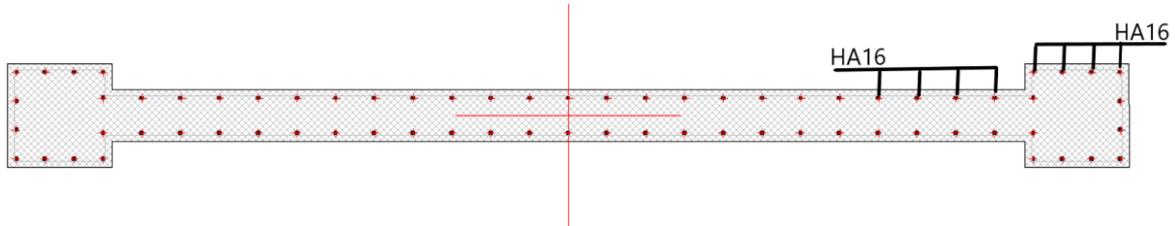
Tableau V.31 : Sollicitations et ferrailage de voile p1y, p2y

Zone		I	II	III
Effort Normal	$N$ (MN)	<b>0.716</b>	<b>0.576</b>	<b>0.335</b>
Moment de flexion	$M$ (MN,m)	<b>11.869</b>	<b>8.6679</b>	<b>3.162</b>
Epaisseur du voile	$e$ (m)	0.2	0.2	0.2
Longueur du voile	$L$ (m)	4.125	4.1	4.075
Section du voile	$A$ (m <sup>2</sup> )	0.825	0.82	0.815
Inertie du voile	$I$ (m <sup>4</sup> )	1.169824219	1.148683333	1.127798698
Bras de levier	$V$ (m)	2.0625	2.05	2.0375
RÉSULTATS				
Contrainte Traction	$\sigma 1$ (MN/m <sup>2</sup> )	21.7939394	16.171624	6.123565057
Contrainte Compréssion	$\sigma 2$ (MN/m <sup>2</sup> )	-20.0581818	-14.766746	-5.301479167
Longueur de la zone tendue	$L t$ (m)	2.148039272	2.143088291	2.184107748
Longueur de la zone comprimée	$L c$ (m)	1.976960728	1.956911709	1.890892252
Effort de traction	$N t$ (MN)	<b>4.68142377</b>	<b>3.46572181</b>	<b>1.337452588</b>
Section d'armature	$A s$ (cm <sup>2</sup> )	<b>117.035594</b>	<b>86.6430453</b>	<b>33.43631471</b>
Section min R.P.A	$A_{min} = 0,2\%.Lt.e$	<b>8.59215709</b>	<b>8.57235317</b>	<b>8.73643099</b>
<b>max { A s , Amin }</b>		<b>117.035594</b>	<b>75.6430453</b>	<b>33.43631471</b>
$A_{adoptee}$ (cm <sup>2</sup> )		119.32	76.38	42.94
Choix des barres		19HA20/nappe	19HA16/nappe	19HA14/nappe
Espacement (cm)		10	10	10
Section d'armature horizontale	$A_{horizontale}$ (cm <sup>2</sup> )	29.25889858	21.66076132	8.359078677
Section min R.P.A	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	12.375	12.3	12.225
$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )		29.25889858	21.66076132	12.225
Choix des barres		14HA16/nappe	14HA14/nappe	14HA12/nappe
$A_{adoptee}$ (cm <sup>2</sup> )		28.14	21.56	15.82
Espacement (cm)		20	20	20
Section d'armature transversale	$A_{transversale}$ (cm <sup>2</sup> )	4 épingles de HA8/ml		
Effort Tranchant	$V_u$ (Mn)	1.138	1.1522	0.744
Effort Normal	$N_s$ (Mn)	1.342	1.113	0.657
VERIFICATION DES CONTRAINTES				
$\sigma_b$ (Mpa)		1.507162391	1.276610387	0.787368547
$\sigma_b$ (MPa) $\leq 15$ Mpa		C.V	C.V	C.V
$\tau_u$ (MPa)		2.145723906	2.185745257	1.4200409
$\tau_u$ (MPa) $\leq \tau = 5$ Mpa		C.V	C.V	C.V

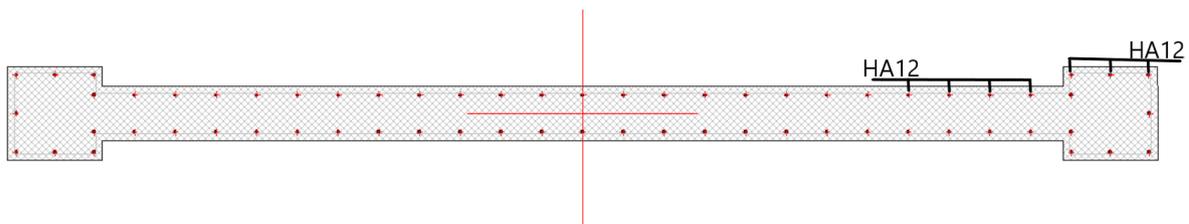
Ferrailage donnée par ETABS :



**Figure V-27 :** Distribution de la quantité d'acier sur les voiles (p1y.p2y) zone1.



**Figure V-28 :** Distribution de la quantité d'acier sur les voiles (p1y.p2y) zone2.



**Figure V-29 :** Distribution de la quantité d'acier sur les voiles (p1y.p2y) zone3.

## V.5 Ferrailage des linteaux :

### V.5.1 -Introduction :

Les linteaux sont des éléments considérés comme des poutres courtes de faible raideur, bi-encastés dans les trumeaux. Sous l'effet d'un chargement horizontal et vertical, le linteau sera sollicité par un moment(M) et un effort tranchant(V). Les linteaux pourront donc être calculés en flexion simple. La méthode de ferrailage décrite ci-dessus est proposée dans le *RPA99 version2003*.

### V.5.2 -Exemple de calcul :

Nous proposons le calcul détaillé en prenons le linteau du voile V1X RDC

**V.5.3 -Caractéristiques géométriques du linteau :****Tableau V-32 : caractéristiques géométriques du linteau**

Niveau	Caractéristiques géométriques			
	b0 (cm)	h (cm)	d (cm)	d' (cm)
+3.06	20	101	3	3

**V.5.4 Sollicitations dans le linteau :****Tableau V-33: Sollicitations dans le linteau**

Niveau	Linteau	Cas	Section	V( kN)	M( kN.m)
+3.06	VS1	ELA	À droite	536.84	254.75
			À gauche	435.63	247.901

**V.5.5 Contraintes limites de cisaillement dans le linteau :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :  $\tau_b \leq \bar{\tau} = 0.2fc28$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \text{ avec } \bar{V} = 1.4 \times 536.84 = 751.58 \rightarrow \tau_b = \frac{751.58 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.9 \times 1.01} = 4.13 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 4.13 \leq \bar{\tau} = 5 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée}$$

**V.5.6 -Ferrailage du linteau :**

Le ferrailage des linteaux se fera suivant la méthode exposée dans le **RPA99version2003**.

$$\text{On a : } \tau_b \geq 0.06fc28$$

Il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales AD à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures ce fait suivant la formule :  $A_D = \frac{V}{2fe \sin \alpha}$

$$\text{Avec } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h-d'}{l} \rightarrow \operatorname{tg} \alpha = \frac{101-2 \times 3}{125} = 0.76 \quad \text{d'où } \alpha = 37.23^\circ$$

$$A_D = \frac{536.84 \times 10^{-3}}{2 \times 400 \times \sin 37.23} = 11.1 \text{ Cm}^2$$

✓ **Calcul des armatures longitudinales ( Al , AL' )**

$$(Al, Al') / 0.0015bh = 0,0015 \times 20 \times 101 = 3.03 \text{ cm}^2$$

$$(Al, Al') = 3.03 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul des armatures transversales  $A_t$** 

$$\tau_b = 4.13 > 0.025fc28 = 0.625 \text{ Mpa} \rightarrow A_t = 0.0025 \times b \times s$$

$$St \leq \frac{h}{4} = \frac{101}{4} = 25.25\text{cm} \text{ Soit } St = 20\text{cm} \rightarrow A_t = 1\text{cm}^2$$

✓ **Calcul des armatures de peau  $A_c$**

$$A_c \geq 0.0020 \times b \times h = 0.0020 \times 20 \times 101 = 4.04\text{cm}^2$$

✓ **Calcul des armatures diagonales minimales  $A_D$**

$$\tau_b = 4.13 > 0.06f_c = 1.5\text{Mpa} \rightarrow A_{Dmin} = 0.0015 \times b \times h = 3.03\text{cm}^2$$

$$A_D = 11.1\text{cm}^2 > A_{Dmin}$$

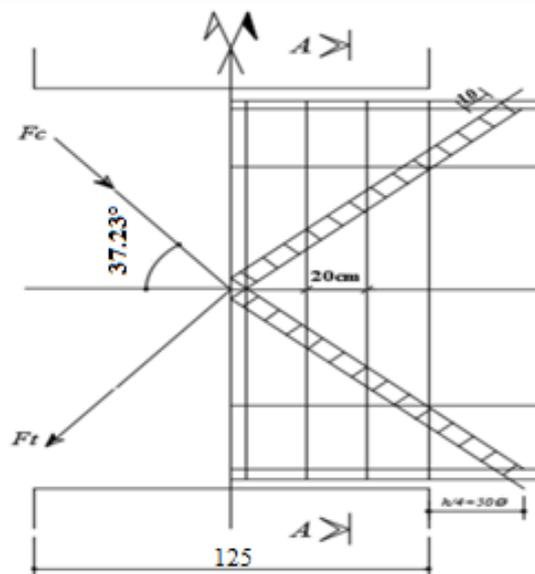
✓ **Longueur de recouvrement**

$$L_c = \frac{h}{4} + 50\phi \rightarrow L_c = 125.25\text{cm}$$

On peut conclure :

**Tableau V-34 : ferrailage du linteau**

armatures	Section calculée cm <sup>2</sup>	Section adoptee cm <sup>2</sup>	Choix
$A_l, A_l'$	3.03	6.03	3HA16
$A_t$	1	1.57	2HA10
$A_c$	4,04/par nappe	4.52	4HA12
$A_D$	11.1	12.56	4HA20



**Figure V-30 : schéma ferrailage de linteau**

# Chapitre VI

**VI.1 Introduction :**

Les fondations sont des ouvrages de transition destinés à transmettre au sol dans de bonnes conditions les charges permanentes et les charges variables d'une construction. Elles doivent être stables, c'est-à-dire qu'elles ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage. Des tassements uniformes sont admissibles dans certaines mesures mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage. Il est nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage car les fondations constituent une partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découlent sa bonne tenue.

**VI.2 Les différents types de fondations :**

Des fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier général) sont réalisées lorsque les couches de terrain susceptibles de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur. Lorsque ces couches sont à une grande profondeur, des fondations profondes et semi profondes (puits et pieux) devront être réalisées.

**VI.3 Choix du type des fondations :**

Le choix du type de fondation dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol ;
- ✓ La charge à transmettre au sol ;
- ✓ La dimension des trames ;
- ✓ La profondeur d'ancrage.

Pour le choix de type de fondation pour notre ouvrage on doit vérifier dans l'ordre suivant :

1. Les semelles isolées ;
2. Les semelles filantes ;
3. Le radier général ou nervuré.

Et enfin, on opte le choix qui convient à la structure et le sol.

**VI.4 Etude des fondations****VI.4.1 Combinaisons de calcul**

D'après le **RPA99/V2003 (Art 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées, sous les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} ELU = 1.35G + 1.5Q \\ ELS = G + Q \end{cases}$$

### VI.4.2 Vérification de la semelle filante

Pour cette vérification, on doit déterminer la semelle filante la plus sollicitée sous les différentes combinaisons en utilisant le logiciel **ETABS V9.7**, pour tirer les efforts normaux situés sous les fils des portiques.

D'après ETABS on aura les valeurs suivantes :

$N$  : effort normal total à ELS

$N_s = 26610.35$  KN

D'après le rapport du sol on a :

Contrainte admissible du sol :  $\sigma_{sol} = 2$  bars =  $200$  kN/m<sup>2</sup>.

$$S_{semelle} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow \quad B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} \geq 50\% \quad \Rightarrow \quad S_{semelle} \geq \frac{26610.35}{200} = 133.05 \text{ m}^2$$

- $\frac{135.88}{254.73} \geq 52.23\%$

#### Commentaire :

On déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci nous amène à opter pour un radier nervuré comme fondation. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ La facilité de l'exécution.

### VI.5 Etude du radier

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les voiles et poteaux prennent appuis.

#### VI.5.1 Pré dimensionnement du radier.

- **Condition forfaitaire**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max} = 440$  cm : c'est la plus grande distance entre deux points d'appuis.

D'où :  $55 \leq h_r \leq 88$

a) **Dalle flottante :**

$$L_{\max} = 440 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_{df} \leq \frac{L_{\max}}{40} \longrightarrow 8.8 \leq h \leq 11 \longrightarrow \text{On prend : } h_{df} = 10 \text{ cm}$$

b) **La dalle :** La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} \text{ Avec une hauteur minimale de 25cm.}$$

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{440}{20} = 22 \text{ cm}$$

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

c) **La nervure :** Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_{\text{nervure}} \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{440}{10} = 44 \text{ cm} \longrightarrow h_{\text{nervure}} = 70 \text{ cm}$$

$$0.4h \leq b_{\text{nervure}} \leq 0.7h \longrightarrow b_{\text{nervure}} = 45 \text{ cm}$$

- **Condition de la raideur :** Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression suivante :

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \\ L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)} \end{cases}$$

Avec :

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier.

$K$  : coefficient de raideur du sol (pour un sol moyen  $K = 4 \times 10^7 \text{ KN /m}^3$ ).

On a :

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 \text{ sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très bon sol} \end{cases}$$

$E$  : module d'élasticité du béton :  $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ .

$b$  : largeur de la semelle.

I : moment d'inertie de la semelle ;

Soit :

$$I = \frac{b \times h_r^3}{12}$$

Avec :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times (4.4)^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.216 \times 10^7}} \geq 0.61 \text{ m}$$

D'après ces conditions, l'épaisseur du radier doit être supérieure à  $h_{nervure} = 61\text{cm}$

On prend :  $h_{nervure} = 70 \text{ cm}$

**Tableau VI.1. Résumé du pré-dimensionnement.**

hauteur de la nervure $h_t$	70cm
hauteur de la table du radier $h_r$	40 cm
largeur de la nervure $b_{nerv}$	45cm
la hauteur de la dalle flottante $h_{df}$	10cm
enrobage $d'$	3 cm

### VI.5.2 Calcul de la surface du radier :

Pour déterminer cette surface, on a besoin de charges permanentes et de charges d'exploitation qui sont obtenues à partir du logiciel **ETABS**

Charge permanentes :  $G_{batiment} = 23731.67\text{KN}$

Charge d'exploitation :  $Q_{batiment} = 2878.68 \text{ KN}$

#### ✓ Combinaison d'action :

$$\text{ELU} : N_U = 1.35G_{BT} + 1.5Q_{BT} = 1.35 \times 23731.67 + 1.5 \times 2878.68 = 36355.77 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : N_S = G_{BT} + Q_{BT} = 23731.67 + 2878.68 = 26610.35 \text{ KN}$$

Donc :

$$\text{ELU} \rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_U}{1.33\sigma_{sol}} = \frac{36355.77}{1.33 \times 200} = 136.68 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS} \rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_S}{\sigma_{sol}} = \frac{26610.35}{200} = 133.05 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = \max(S_{rad}^{ELU} ; S_{rad}^{ELS}) = 136.68 \text{ m}^2 \rightarrow S_{bat} = 254.73\text{m}^2 > S_{rad} = 136.68 \text{ m}^2$$

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous impose le BAEL, et qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{70}{2}; 30\text{cm}\right) = \max(35\text{cm}; 30\text{cm}) = 35\text{ cm}$$

Soit un débord de largeur  $L_{\text{déb}} = 0.35\text{ m} \rightarrow S_{\text{déb}} = 27.234\text{ m}^2$

La surface totale du radier devient :  $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 254.73 + 27.234 = 281.964\text{m}^2$

#### VI.5.2.1 Calcul des sollicitations à la base du radier :

##### ✓ Poids total du radier :

$$P_{\text{radier}} = P_{\text{dalle}} + P_{\text{nervure}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{dalle flottante}}$$

##### ✓ Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{rad}} \times h_r \times \rho_b = 281.964 \times 0.4 \times 25 = 2819.64\text{ KN}$$

##### ✓ Poids de la nervure :

$$\begin{aligned} P_{\text{nervure}} &= b_{\text{ner}}(h_{\text{ner}} - h_d) \times L \times n \times \rho_b \\ &= 0.45(0.7 - 0.4) \times ((23 * 3 + 8.1 * 2 + 6.45 * 8 + 7.2 * 4)) \times 25 \end{aligned}$$

$$P_{\text{nervure}} = 558.9\text{ KN}$$

##### ✓ Poids de TVO :

TVO (Tout Venant de l'Oued) : est un mélange composé de galets et de sable, il est préférable pour les remblais

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_{\text{ner}} - h_r) \times \rho_{\text{TVO}}$$

$$\text{On a : } S_{\text{ner}} = b_{\text{ner}} \times L \times n = 0.45 \times (23 * 3 + 8.1 * 2 + 6.45 * 8 + 7.2 * 4) = 74.52\text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } P_{\text{TVO}} = (281.964 - 74.52) \times (0.7 - 0.4) \times 17 = 1057.96\text{KN}$$

$$\text{Avec : } \rho_{\text{TVO}} = 17\text{ KN/m}^3$$

##### ✓ Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_b = (281.964 - 74.52) \times 0.10 \times 25 = 518.61\text{KN}$$

Donc le poids total du radier est :

$$P_{\text{radier}} = P_{\text{dalle}} + P_{\text{nervure}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{dalle flottante}} = G_{\text{rad tot}} = 4955.11\text{ KN}$$

#### a. Surcharge de l'exploitation :

Surcharge du bâtiment :  $Q_{\text{batiment}} = 2878.68 \text{ KN}$

**b. Poids total de la structure :**

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{rad tot}} + G_{\text{batiment}} = 4955.11 + 23731.67 = 28686.78 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{batiment}} = 2878.68 \text{ KN}$$

**c. Combinaison d'action :**

$$\text{ELU} \rightarrow N_U = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 1.35 \times 28686.78 + 1.5 \times 2878.68 = 43075.17 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} \rightarrow N_S = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 28686.78 + 2878.68 = 31565.46 \text{ KN}$$

**VI.5.2.2 Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91 / Art A.5.1.211) :**

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right\} \text{ Mpa} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $d = 0.9h_d = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm}$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{q \times L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_U \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{43075.17 \times 1}{281.964} \times \frac{4.4}{2} = 336.09 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = \frac{336.09 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} = 0.934 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**VI.5.2.3 Vérification de la stabilité du radier :**

**a. Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} ; Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :  $S_i$ : Aire du panneau considéré ;  $X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré

$$X_G = 11.5 \text{ m} \text{ et } Y_G = 6.25 \text{ m}$$

**b. Moment d'inertie du radier :**

$$I_{XX} = \frac{bh^3}{12} = 4674.5 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} = \frac{bh^3}{12} = 8451.5 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à faire une vérification des contraintes du sol sous le radier, qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 h$$

**Avec :**

$M_0$  : Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_0$  : Effort tranchant à la base du bâtiment.

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_1, \sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} V$$

❖ **Calcul des moments :**

$$M_{xx} = 52274.524 + 3512.87 \times 1 = 55787.394 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = 52275.059 + 3512.87 \times 1 = 55787.93 \text{ KN.m}$$

**ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_{xx}}{I_{YY}} X_G = \frac{43075.17}{281.964} + \frac{55787.394}{8451.5} \times 11.5 = 228.68 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_{xx}}{I_{YY}} X_G = \frac{43075.17}{281.964} - \frac{55787.394}{8451.5} \times 11.5 = 76.56 \text{ KN/m}^2$$

**ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_S}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_{xx}}{I_{YY}} X_G = \frac{31565.46}{281.964} + \frac{55787.394}{8451.5} \times 11.5 = 187.86 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_S}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_{xx}}{I_{YY}} X_G = \frac{31565.46}{281.964} - \frac{55787.394}{8451.5} \times 11.5 = 36.04 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Sens transversal :**

**ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} Y_G = \frac{43075.17}{281.964} + \frac{55787.93}{4674.5} \times 6.25 = 227.36 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} Y_G = \frac{43075.17}{281.964} - \frac{55787.93}{4674.5} \times 6.25 = 78.18 \text{KN/m}^2$$

**ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_S}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} Y_G = \frac{31565.46}{281.964} + \frac{55787.93}{4674.5} \times 6.25 = 186.54 \text{KN/m}^2$$

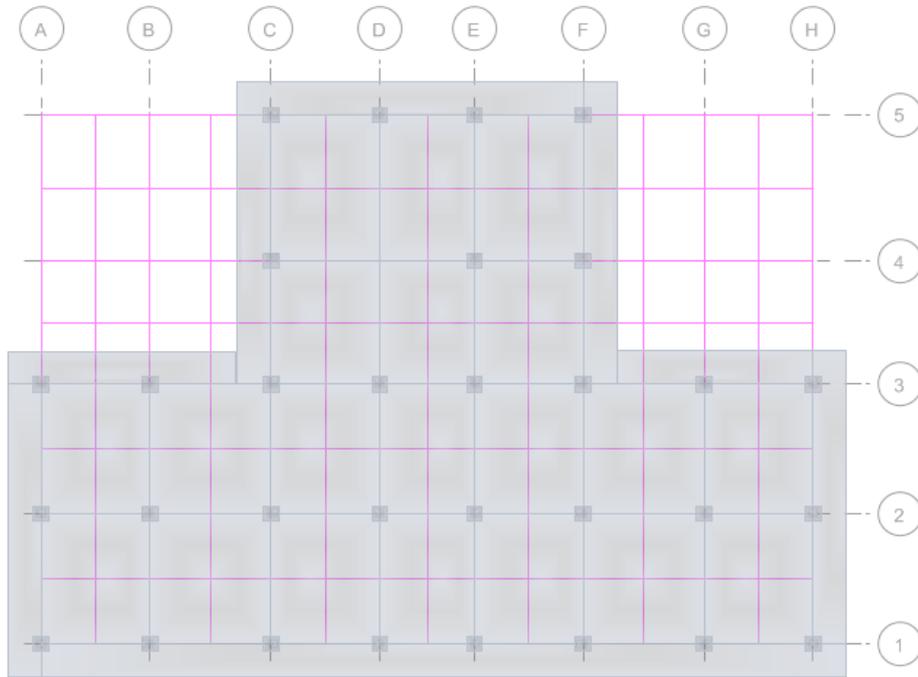
$$\sigma_2 = \frac{N_S}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} Y_G = \frac{31565.46}{281.964} - \frac{55787.93}{4674.5} \times 6.25 = 37.36 \text{KN/m}^2$$

**Tableau VI.2 : Vérification des contraintes**

Contrainte	ELU					ELS				
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_m$	$\sigma_{sol}$	OBS	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_m$	$\sigma_{sol}$	OBS
Sens Longitudinal	228.68	76.56	190.65	266	CV	187.86	36.04	149.91	200	CV
Sens Transversal	227.36	78.18	190.07	266	CV	186.54	37.36	149.25	200	CV

**VI.6 . Ferrailage du radier :**

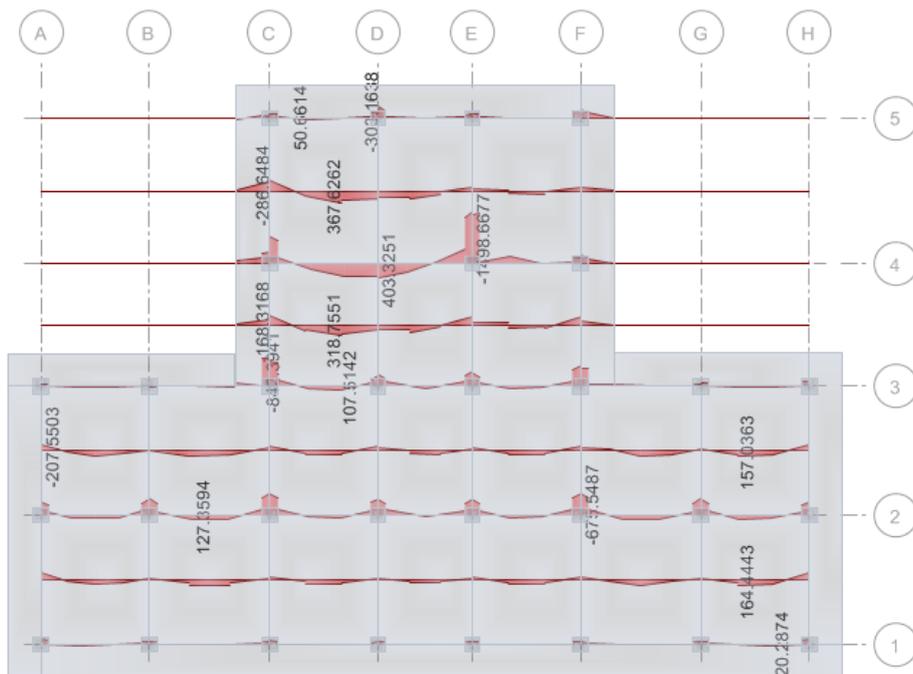
Pour ferrailer notre radier nervurés, on a choisi de le modéliser sur logiciel **SAFE 2016**.



**Figure VI-1 : vue en plan du modèle de radier**

➤ **Ferrailage de la dalle :**

Le logiciel **SAFE 2016** nous donne les résultats suivants à l'ELU :



**Figure VI-2 : Résultats des moments X-X à l'ELU**

$$M_{XX}^{max} = 1498.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{XX}^{min} = -403.33 \text{ KN.m}$$

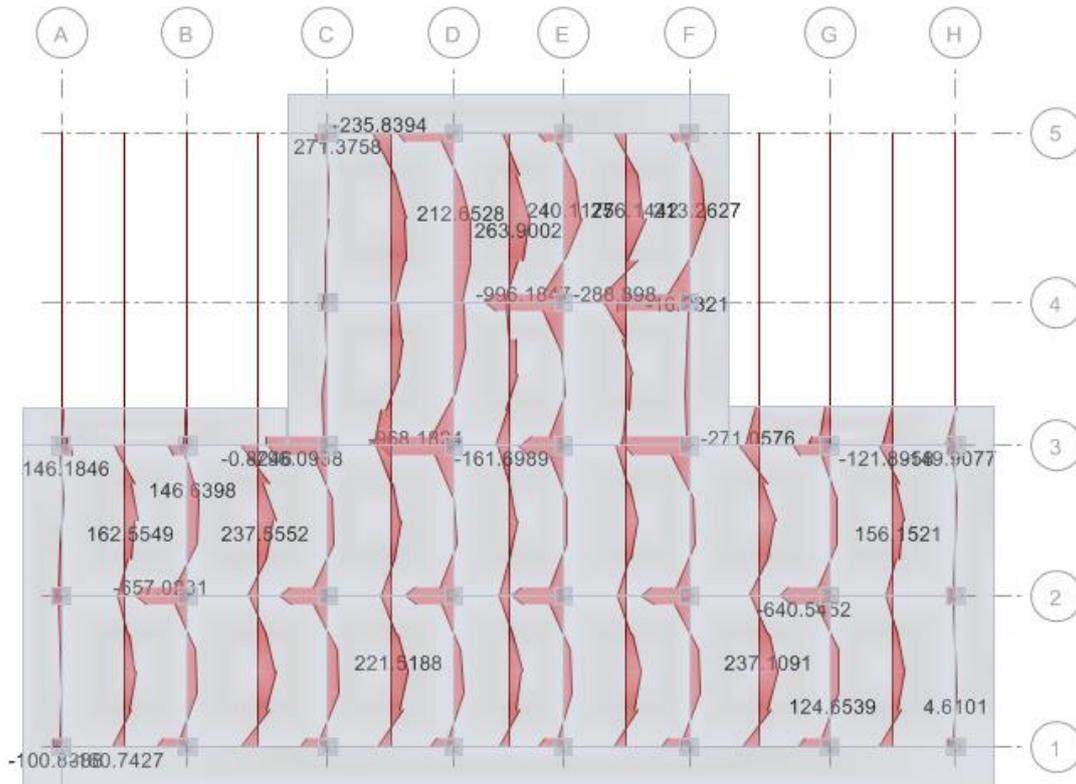


Figure VI-3 : Résultats des moments Y-Y à l'ELU

$$M_{YY}^{max} = 996.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{YY}^{min} = -263.9 \text{ KN.m}$$

**VI.6.1 Calcul des armatures :**

➤ Pourcentage minimal :

✓ Selon BAEL91 :

$$A_X^{min} \geq 8h = 3.2 \text{ cm}^2$$

$$A_X^{min} \geq 8h \left[ \frac{3-\alpha}{2} \right] = 3.68 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23.b.d.ft28/fe = 4.47 \text{ cm}^2$$

➤ Ferrailage :

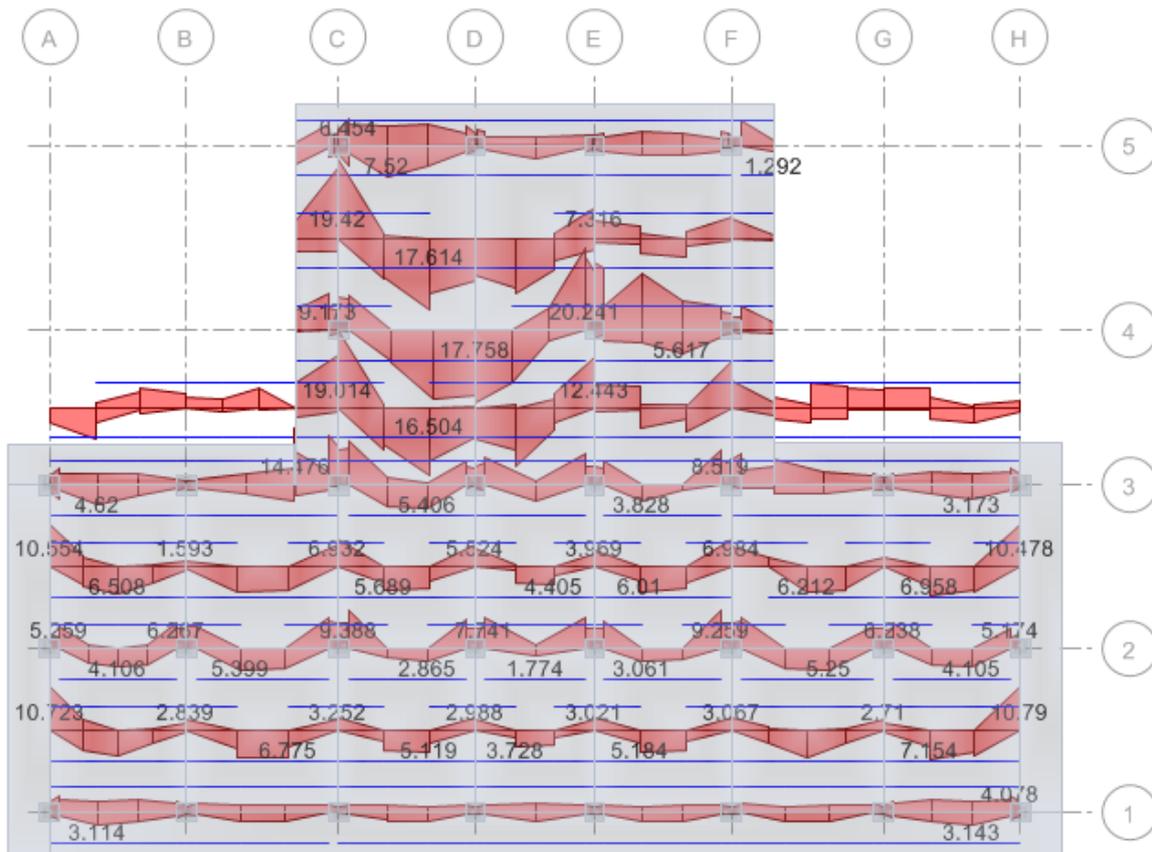


Figure VI-4 : résultats de ferrailage X-X

Nappe supérieure :  $A_s = 17.758 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ , on adopte 7HA20 /ml=21.99  $\text{cm}^2$  st = 15cm

Nappe inférieure :  $A_s = 20.241 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ , on adopte 7HA20 /ml=21.99  $\text{cm}^2$  st = 15cm

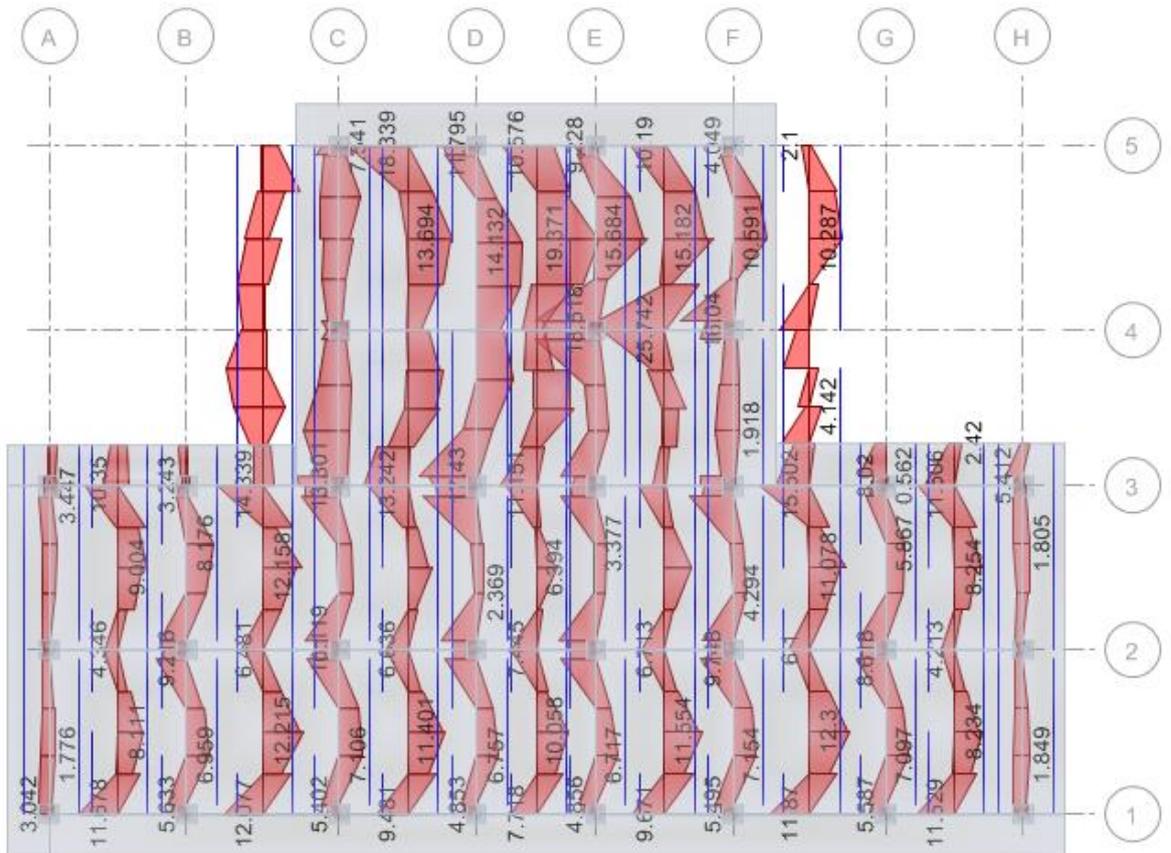


Figure VI-5 : résultats de ferrailage Y-Y

Nappe supérieure :  $A_s = 19.37 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , on adopte 7HA20 /ml=21.99  $\text{cm}^2$  st = 15cm

Nappe inférieure :  $A_s = 25.74 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , on adopte 10HA20 /ml=31.4  $\text{cm}^2$  st = 15cm

➤ **Remarque :**

La dalle de débord prend le même ferrailage que la dalle du radier pour les deux nappes.

**VI.7 Calcul des nervures :**

**VI.7.1 Dimensionnement des nervures :**

La section de la nervure est considérée comme une section en T Avec :

b1 : cette largeur à prendre en compte de chaque côté de la nervure ne doit pas dépasser :

- ✓ le 1/6 de la distance entre points de moment nul, pour la poutre continue ça équivaut à prendre, le 1/10 de la portée.
- ✓ la moitié de l'intervalle existant entre deux faces parallèles de deux nervures consécutives  $8h_0$
- ✓ Le ferrailage se fera avec les moments max aux appuis et en travées.

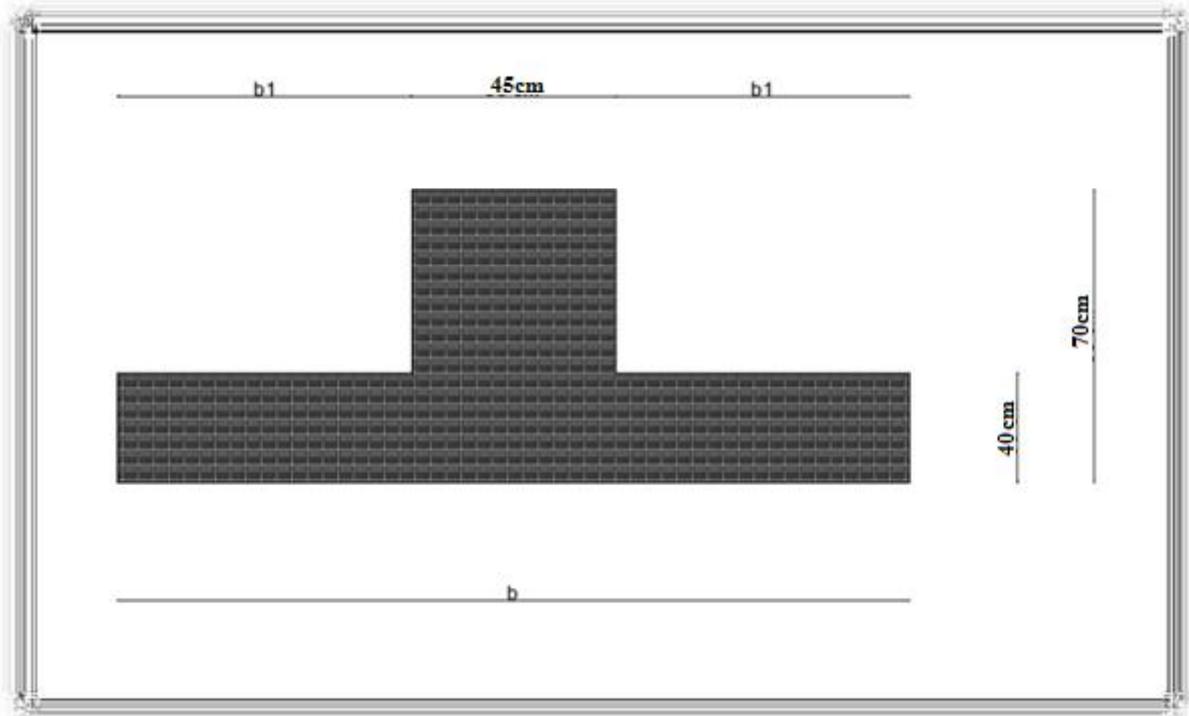


Figure VI-6 : schéma de la section de nervure

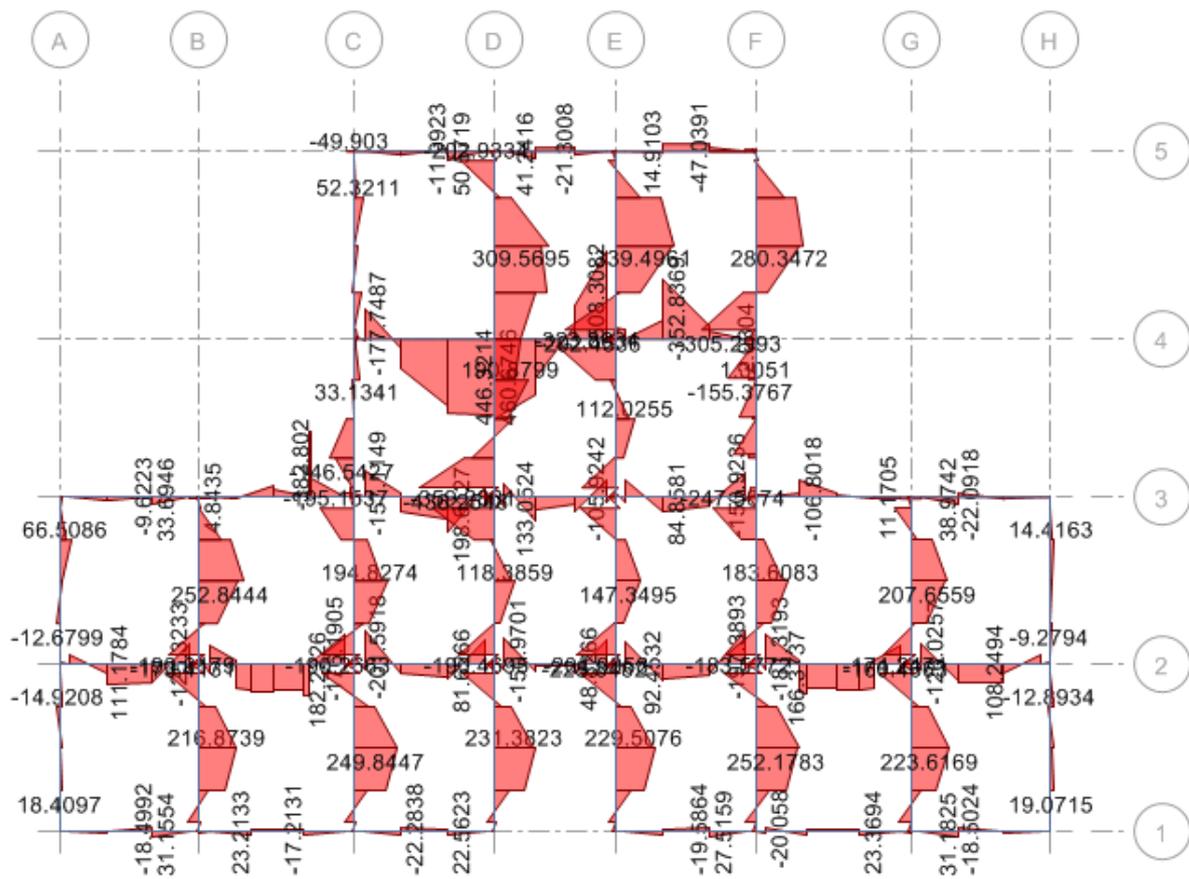


Figure VI-7 : résultats des moments à l'ELU

$$M_t^{max} = 446.32 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{min} = -352.84 \text{ KN.m}$$

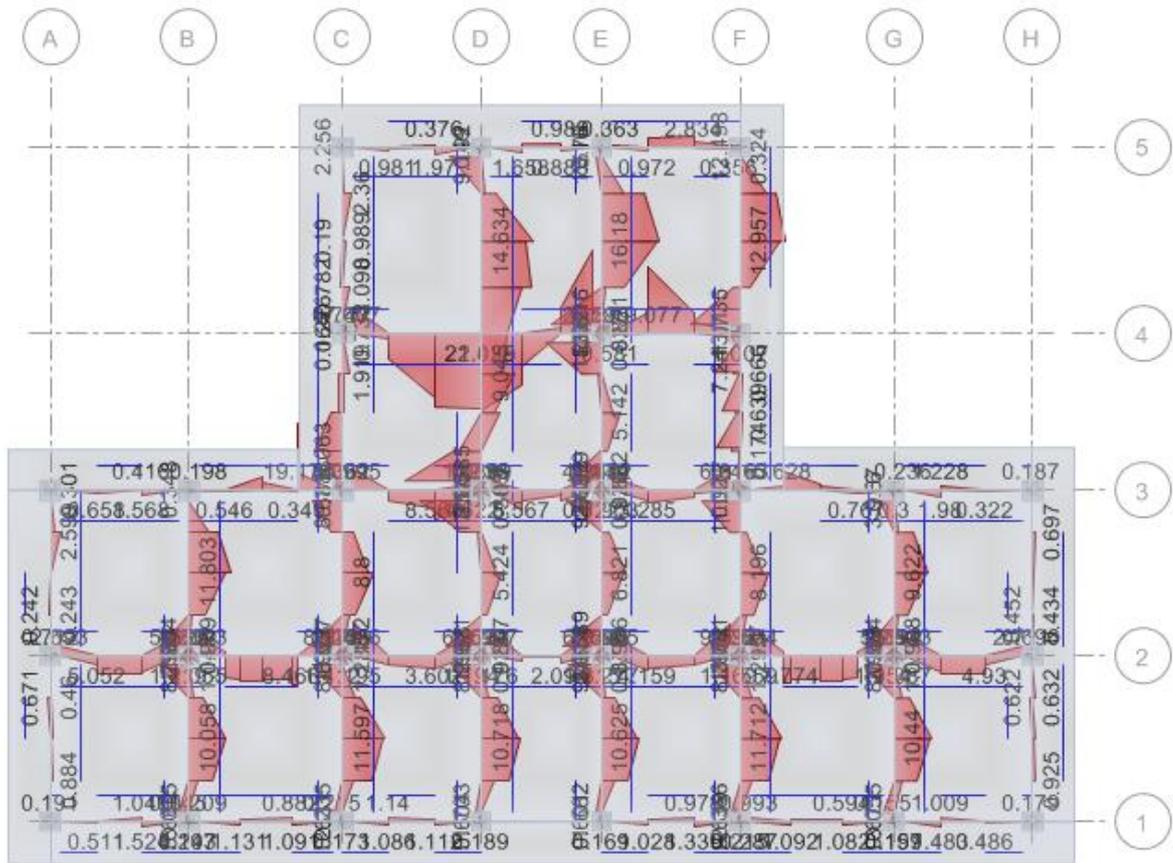


Figure VI-8 : résultats de ferrailage nervurés x-x, y-y

Nappe supérieure :  $AS=18.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , On adopte 7HA20 =  $21.99 \text{ cm}^2$  **st=15 cm**

Nappe inférieure :  $AS=21 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , On adopte 7HA20 =  $21.99 \text{ cm}^2$  **st=15 cm**

VI-5-2-Les Vérifications :

à L'ELU :

➤ Vérification de l'effort tranchant : Art A 5.1 BAEL91R99) Sens x-x :

$$V_u = 899.93 \text{ KN}, b = 145 \text{ cm}, d = 63 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28}; AMPa) = 2,5 \text{ Mpa (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{899.93 \times 10^{-3}}{1.45 \times 0.63} = 0.985 \text{ Mpa} \geq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

Sens y-y :

$V_u = 705.714 \text{ KN}$ ,  $b=155 \text{ cm}$ ,  $d=63 \text{ cm}$

$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$  (**Fissuration préjudiciable**)

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{705.714 \times 10^{-3}}{1.45 \times 0.63} = 0.773 \text{ MPa} \geq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

à L'ELS :

➤ **Contrainte de compressions dans le béton :**

La fissuration est préjudiciable, on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

$$Y = \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

**Tableau VI-4 : résultats de contrainte de compression dans le béton**

Localisation		$M_s$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	I	Y	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	362.64	23.72	$3.9 \times 10^5$	30.44	2.8	15	Vérifiée
	y-y	372.79	23.72	$3.9 \times 10^5$	30.44	2.91	15	Vérifiée
Appui	x-x	330.24	22	$3.8 \times 10^5$	29.67	2.58	15	Vérifiée
	y-y	251.18	22	$3.8 \times 10^5$	29.67	1.96	15	Vérifiée

**VI.7.2 Espacement : RPA99version2003 :**

Les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement  $St$  de :

✓ **Zone nodal :**

$$St \leq \min(h/4; 12\varnothing)$$

Avec :  $\varnothing$  = Le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

$$St \leq \min (70/4 ; 12x2)$$

$$St \leq 17.5 \text{ cm donc : } st=15 \text{ cm}$$

✓ **Zone courant:**

$$St \leq h/2 = 35 \text{ cm donc : } st=25 \text{ cm}$$

✓ **D'après le BAEL91 :**

L'espacement entre les armatures transversales ne doit pas dépasser la valeur suivante ;

$$St \leq \min (15s, 40\text{cm}, \alpha + 10) = 30 \text{ cm}$$

On adopte dans les deux sens un espacement :

En zone courante  $St = 25 \text{ cm}$

En zone nodale  $St = 15 \text{ cm}$

### **VI.7.3 Choix des cadres : RPA99 version 2003**

$$A_{tmin} \geq 0,003 \times St \times b = 2.025\text{cm}^2 \text{ On prend } At = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

# Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a offert une opportunité précieuse d'appliquer nos connaissances théoriques à l'analyse approfondie d'un projet de construction réel. Nous avons pleinement réalisé l'importance cruciale de l'analyse structurale préliminaire avant d'entamer les calculs détaillés. Cette étape critique nous a permis de concevoir efficacement une structure résiliente aux séismes tout en optimisant les coûts. Notre objectif principal a toujours été de garantir la sécurité et la protection des vies humaines face à d'éventuels tremblements de terre.

Nous avons aussi appris que la surabondance des éléments structurels comme les voiles ne garantit pas automatiquement une meilleure résistance sismique. Au contraire, une mauvaise distribution ou une conception inadaptée peut compromettre la stabilité globale de l'ouvrage. Cette prise de conscience nous a guidés dans nos choix de conception, en veillant à équilibrer la robustesse structurale avec une gestion efficace des ressources disponibles.

En conclusion, cette étude approfondie a non seulement consolidé nos acquis théoriques tout au long de notre cycle de formation en master, mais elle nous a également familiarisés avec les techniques de calcul avancées, les concepts innovants, et les réglementations spécifiques régissant le domaine du génie civil. Nous sommes convaincus que cette expérience enrichissante nous servira de fondement solide pour nos futures carrières professionnelles dans le domaine de la construction et de l'ingénierie, en mettant toujours l'accent sur la sécurité, la durabilité et l'innovation.

# Bibliographie

## **Règlements :**

- RPA99V2003 : Règles parasismiques algériennes.
- CBA93 : Règlement de conception et de calcul des structures en béton armé.
- BAEL : Béton armé à l'état limites.
- DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire des charges et surcharges.

## **Cours et mémoires :**

- Cours de béton armé.
- Cours de résistance des matériaux 3ème année.
- Cours de conception technique master 1.
- Mémoires des promotions précédentes.

## **Logiciels :**

- ETABS v9.7.0 : Modélisation.
- AutoCAD 2018 : Dessin.
- Excel 2016 : Calcul.
- SOCOTEC : Calcul des sections d'armatures et vérification à l'ELS.
- Word 2016 : Traitement de texte.
- SAFE 2016

