



**République Algérienne Démocratique et Populaire**

**Ministère de L'enseignement Supérieur et  
de la Recherche Scientifique**



**Université ABOU- BEKR- BELKAID-TLEMCEEN**

**Faculté de technologie**

**Département de génie civil**

Mémoire Pour L'obtention du Diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures.

**Présenté en Juin 2018 par :**

**Dar Kebira Mohammed El Arbi**

**Thème**

**Etude technique et analyse non linéaire d'un bâtiment R+8  
en béton armé**

**Devant le Jury composé de :**

Dr : CHEKROUN. A

Président

Mr : BENYACOUB .A

Examineur

Mme : BENHCHILIF. S

Examinatrice

Mme : MEDJAHED. A

Encadrant

Mme : GHEZALI. S

Encadrant

Année scolaire 2017/2018

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ





## REMERCIEMENT

Je tiens tout d'abord à remercier et en premier lieu ALLAH, le Tout Puissant et Miséricordieux qui m'a donné la force, la volonté et le courage pour mener à bonne fin ce travail.

Je voudrions remercier chaleureusement nos encadrants Melle MEDJAHED.A et Mme GHEZALI. S de nous avoir pris en charge, et pour leur disponibilité, leur aide et leur précieux conseils.

Nous remercions le président de jury Mr CHEKROUN A. Ainsi que les examinateurs Mr BENYACOUB A. et Mme BENAHCILIF S. d'avoir acceptée de lire et d'examiner ce modeste travail et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce projet.

Nous tenons à remercier Mr BENYACOUB A. de nous avoir aidé dans la collecte des informations durant toute la période de mon projet de fin d'étude. Nous tenons à adresser nos sincères remerciements à tous les enseignants de département génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur.

Enfin, à tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien de loin ou de près, trouvent ici, l'expression de nos vives et sincères reconnaissances.

*Dar Kebira Mohammed El Arbi*



## Dédicace

Grace à « *Dieu* » qui m'a tracé le chemin et m'a donné le pouvoir et le courage de continuer jusqu'à la fin, j'ai pu réaliser ce modeste travail que je dédie :

A l'âme de *ma mère Hadja* et mes deux tantes *Saliha* et *fatma* que dieu les accueille dans son vaste paradis ;

A la lumière de mes yeux et le bonheur de ma vie ; *mon père Ahmed* qui m'a apporté son appui durant toutes mes années d'étude.

A mes sœurs, *Aicha* et son mari « *Ahmed* », *Nihel*, *Sihem*, *Fatima*, Ikram et *Khira* ;

A mes frères *Zahreddine*, *Yassine*, *Faysal* et *Abd el ilah* ;

A ma grande famille *Dar kebira* et *Melih* ;

A mes **chères amies** : *Abd Nour*, *Lacene nacer Mohammed*, *Zakaria*, *Abdeslam Ismail*, *Belbachir Ismail*, *Youness*, *Benameur Fouad*, *Hadeef Mohammed* et *badaoui chrif* ;

A mes *collègues d'études* ;

*Mohammed El Arbi Dar kebira*

## **Résumée**

Ce projet présente une étude détaillée d'une analyse statique non linéaire d'une structure en béton armé à usage d'habitation, constituée de rez de chaussée plus 8 étages, implantée dans la wilaya de Sidi-Bel-Abbès. Cette région est classée en zone sismique I selon le règlement parasismique RPA99 version 2003. Cette étude se compose de cinq parties :

En première partie, une description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, ensuite un prédimensionnement de la structure et enfin une descente des charges.

La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (les poutrelles ; dalles pleines ; escalier ; l'acrotère et l'ascenseur).

Dans la troisième partie une étude dynamique de la structure où on déterminera les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitations et charge sismique), en s'appuyant sur le logiciel SAP 2000

Le quatrième chapitre comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres et voiles), tout en prenant en compte les règlements parasismique RPA99 version 2003 et les recommandations du BAEL91 modifié 99.

La dernière partie est consacrée à une analyse statique non linéaire en utilisant la méthode Push.

**Mots clés :** Bâtiment ; Modélisation ; Béton armée ; SAP 2000 ; Etude dynamique ; Analyse push over.

## **ABSTRACT**

This project presents a detailed study of a nonlinear static analysis of a reinforced structure for habitation use. The structure consists of a ground floor with 8 stories, implanted in the province of Sidi-Bel-Abbes. This region is classified as a seismic zone I based on the paraseismic regulation RPA99 version 2003. This study consists of 5 parts:

The first part consists of a general description along with a presentation of the project, then the pre-dimensioning of the structure and the load distribution.

The second part is entirely devoted to the secondary elements (girders; solid slabs; stairway; acroterion and the elevator).

Furthermore, a detailed dynamic study after the determination of the different solicitations due to loadings (permanent loads, exploitation loads and seismic loads; based on the SAP 2000 software.)

Then we calculate the different reinforcements used in the structure (posts, girder, veils). All the calculations follow the regulation (RPA99V2003, BAEL91 revised 99).

The last part consists of a non-linear static analysis using the Push-over method coupled with the SAP 2000 software.

**Keywords:** building, modelisation, reinforced concrete, SAP 2000, dynamic study, Push-over analysis.

## تلخيص

هذا المشروع عبارة عن دراسة مفصلة لتحليل ثابت غير خطي لهيكل من الخرسانة المسلحة للاستخدام السكني، يتألف من طابق أرضي بالإضافة إلى (8) طوابق، تقع في ولاية سيدي بلعباس. تصنف هذه المنطقة في المنطقة السيزمية I وفقاً للائحة الزلزالية RPA99 الإصدار 2003. تتكون هذه الدراسة من خمسة أجزاء:

في الجزء الأول، الوصف العام مع عرض للمشروع، ثم الأبعاد السابقة للهيكل، ثم نزول الأحمال. خصص الجزء الثاني للعناصر الثانوية (العوارض، الألواح الصلبة، الدرج، الأكريريوم والمصعد). بالإضافة إلى ذلك، الدراسة الديناميكية بعد تحديد الضغوط المختلفة بسبب التحميل (الأحمال الدائمة، الاستغلال والحمل الزلزالي، بالاعتماد على برنامج SAP 2000).

بعد ذلك يشمل تعزيز العناصر المقاومة المختلفة للهيكل (المشاركات، الحزم، الأشرطة). تستند جميع الحسابات على قواعد الحساب والتحقق للخرسانة المسلحة (RPA99V2003، BAEL91 المعدلة 99).

الجزء الأخير، ننهي من الدراسة باستخدام تحليل ثابت غير خطي باستخدام طريقة الدفع عبر الاعتماد على برنامج SAP 2000

**الكلمات المفتاحية:** بناء الخرسانة المسلحة؛ SAP 2000؛ دراسة ديناميكية.

## Sommaire

REMERCIEMENT	I
DÉDICACE	II
SOMMAIRE	III
LISTE DES FIGURES	IV
LISTE DES TABLEAUX	V
RÉSUMÉ	VI
INTRODUCUION GENERALE	VII

### Chapitre I : Présentation du projet

I.1 Introduction	1
I.2 Présentation de l'ouvrage	1
I.2.1 Description géométrique	2
I.2.2 Conception de l'ouvrage	2
I.2.2.1 Ossature	2
I.2.2.2 Plancher	2
I.2.2.3 Escaliers	3
I.2.2.4 Revêtement	3
I.2.2.5 La maçonnerie	3
I.2.2.6 Acrotères	4
I.3 Caractéristiques géotechniques du sol	4
I.4 Caractéristique des matériaux de construction	4
I.4.1 Le Béton	5
I.4.1.1 Avantages du béton armé	5
I.4.1.2 Utilisations du béton armé	5
I.4.2 Acier	8
I.4.2.1 Les atouts de l'acier	8
I.4.2.2 Diffèrent types d'acier utilisés	9
I.5 Contrainte de calcul	9
I.5.1 L'état limite ultime	9
I.5.2 Contrainte admissible	10
I.5.3 Contrainte limites de cisaillement	10
I.5.4 Les sollicitations de calcul vis-à-vis les états limites	10

I.6 Méthodes de calcul : .....	11
I.6.1 Méthode statique équivalente : .....	11
I.6.2 Méthode dynamique modale spectrale : .....	11
I.7 Les données de calculs : .....	11

## **Chapitre II : Prédimensionnement et descente des charges**

II.1 Introduction : .....	12
II.2 Prédimensionnement : .....	12
II.2.1 Plancher : .....	12
II.2.1.1 Plancher corps creux : .....	13
II.2.1.2 Nervure : .....	13
II.2.2 Les poutres : .....	14
II.2.2.1. Poutre principale .....	15
II.2.2.2. Poutre Secondaire : .....	16
II.2.2.3. Poutre palière : .....	16
II.2.3 Les poteaux : .....	16
II.2.4 Pré-dimensionnement des voiles de contreventement : .....	20
II.2.5. Pré-dimensionnement des escaliers : .....	21
II.3 Évaluation des charges et surcharges DTR (B.C2-2) : .....	23
II.3.1 Plancher terrasse inaccessible : .....	24
II.3.2 Plancher Etage courant : .....	25
II.3.3 Plancher RDC : .....	26
II.3.4 Escalier : .....	27
II.3.5 Murs extérieurs (double paroi) : .....	29
II.3.6 Murs intérieurs (simple parois) : .....	30
II.4 Conclusion : .....	30

## **Chapitre III : Etude des plancher**

III.1 Introduction.....	31
III.2 Etude du Plancher à corps creux.....	31
III.2.1 Etude des poutrelles.....	32
III.2.2 Type de poutrelles .....	32
III.2.3 Les charges des poutrelles .....	32
III.2.4 Détermination des efforts internes : .....	33



III.2.5 Récapitulation de $M_{max}$ et $T_{max}$ .....	38
III.2.6 Détermination du ferrailage : .....	39
III.3 Ferrailage de la dalle de compression .....	47
III.4 Récapitulatif du ferrailage des poutrelles .....	48
III.5 Schéma du ferrailage des poutrelles.....	48
III.6 Étude de la poutre palière .....	49
III.6.1 Diagrammes des moments et l'effort tranchant : .....	49
III.6.2 Calcul du ferrailage .....	50
III.6.3 Ancrage des armatures : .....	55
III.6.4 Récapitulatif des sollicitations : .....	56

## **Chapitre IV : Etude des éléments secondaires**

IV.1 Introduction .....	58
IV.1 Etude de l'acrotère .....	58
IV.1.1 Introduction : .....	58
IV.1.2 Principe de calcul : .....	58
IV.1.3 Calcul des sollicitations : .....	60
IV.1.4 Calcul de l'excentricité : .....	60
IV.1.5 Détermination du Ferrailages : .....	62
IV.2. Escaliers.....	66
IV.2.1 Determination du ferrailages : .....	66
IV.2.2 Vérification au cisaillement : .....	69
IV.2.3 Vérification de la fleche : .....	70
IV.3 Etude de Balcon : .....	70
IV.3.1 Détermination de l'épaisseur de la dalle : .....	71
IV.3.2 Calcul moment et effort tranchant : .....	71
IV.3.3 Calcul du ferrailage de la dalle plein balcon .....	73
IV.3.4 Calcul du ferrailage de la dalle plein balcon .....	73
IV.4. L'ascenseur .....	76
IV.4.1 Dalle de salle machine (locale) .....	78
IV.4.2 Dalle au-dessous de l'ascenseur.....	84
IV.5 Conclusion .....	87

## Chapitre V : Etude dynamique

V.1 Introduction.....	88
V.2 Objectif de l'étude dynamique .....	88
V.3 Modélisation de la structure étudiée.....	88
V.4 Méthodes de calcul.....	89
V.4.1 Méthode statique équivalente.....	89
V.4.2 Méthode d'analyse modale spectrale.....	90
V.5. Combinaisons d'action .....	90
V.6 Détermination de la force sismique totale V .....	90
V.6.1 Coefficient d'accélération de zone (A).....	91
V.6.2 Facteur de qualité (Q).....	91
V.6.3 Facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ).....	94
V.6.4 Facteur d'amplification dynamique moyen (D).....	95
V.7 Disposition des voiles de contreventement.....	97
V.8 Détermination de l'effort tranchant (V) et la force sismique (F) de chaque niveau .....	98
V.9 Vérification de l'effort normal réduit.....	99
V.10 Les vérifications après le changement des sections des poteaux .....	100
V.11 Détermination de l'effort tranchant (V) et la force sismique (F) après le changement des sections des poteaux de chaque niveau.....	101
V.12 Résultante des forces sismiques de calcul : .....	101
V.13 Caractéristiques géométriques et massiques de la structure .....	102
V.14 Justification vis à vis des renversements : [RPA99/V2003 Art - 4.4.1].....	105
V.15 Justification vis à vis des déformations .....	106
V.16 Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ : [RPA (5.9)] .....	107
V.17 Conclusion .....	108

## Chapitre VI : Etude des elements structuraux

VI.1 Introduction : .....	109
VI.2 Les poteaux :.....	109
VI.2.1 Combinaisons des charges :.....	109
VI.2.2 Vérification spécifique sous sollicitations normales (coffrage de poteau) :.....	110
VI.2.3 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes .....	111
VI.2.4 Calcul du ferrailage longitudinal : .....	112

VI.2.5 Calcul du ferrailage transversal : .....	116
VI.2.6 Recouvrement : .....	117
VI.3 Etude des poutres : .....	118
VI.3.1 Introduction : .....	118
VI.3.2 Recommandation du RPA99 V 2003 : .....	118
VI.3.3 Ferrailages des poutres principales : .....	119
VI.3.4 Poutre principale : .....	119
VI.3.4.1 Ferrailage longitudinale : .....	119
VI.3.4.2 Détermination des Armatures Transversales : .....	123
VI.3.5 Poutre secondaire : .....	124
VI.3.5.1 Ferrailage longitudinale : .....	124
VI.3.5.2 Détermination des Armatures Transversales : .....	128
VI.4 Les murs voiles : .....	130
VI.4.1 Calcul des murs voiles : .....	130
VI.4.1.1 Caractéristique des murs voiles .....	131
VI.4.1.2 Vérification des contraintes tangentielles .....	131
VI.4.1.3 Sollicitation des murs voile .....	132
VI.4.2 Ferrailages des murs voile .....	132
VI.5 Conclusion : .....	139

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

VII.1 Introduction .....	140
VII.2 Type de fondations .....	140
VII.2.1 Les fondations superficielles : .....	140
VII.2.2 Les fondations profondes (des pieux) : .....	141
VII.3 Choix de fondation .....	142
VII.4 Calcul de l'infrastructure : .....	142
VII.4.1 Dimension du radier : .....	143
VII.4.2 Vérification au poinçonnement : .....	145
VII.4.3 Vérification de la contrainte du sol : .....	146
VII.5 Calcul du ferrailage de la dalle : .....	148
VII.6 Récapitulation du ferrailage de la dalle : .....	155
VII.7 Schéma de ferrailage de la dalle : .....	155
VII.8 Calcul du ferrailage de la nervure : .....	156
VII.9 Récapitulation du ferrailage de la nervure : .....	161

VII .10 Schéma de ferrailage.....	161
VII .11 Conclusion.....	161

## **Chapitre VIII : Analyse statique non lineaire**

VIII.1 Introduction.....	162
VIII.2 Définition de l'analyse push over :.....	163
VIII.3 But de l'analyse Push over :.....	164
VIII.4 Origine de l'analyse push over :.....	164
VIII.5 Formulation de l'analyse statique non-linéaire par poussée progressive « push over » .....	164
VIII.6 Courbe de capacité: .....	165
VIII.7 Point de performance :.....	165
VIII.8 Rotules plastiques :.....	166
VIII.9 Spectre de demande.....	167
VIII.10 Idéalisations bilinéaires de la courbe de capacité:.....	167
VIII.11 Définition du comportement non linéaire de la structure :.....	169
VIII.11.1 Définition du comportement non linéaire des poteaux et des poutres:.....	169
VIII.11.2 Définition du comportement non linéaire des poutres.....	172
VIII.11.3 Définition du comportement non linéaire des voiles :.....	173
VIII.12 Définition du chargement de l'analyse push over :.....	175
VIII.12.1 Définition de l'analyse sous charges gravitaires .....	175
VIII.12.2 : Définition de l'analyse sous charges horizontales.....	176
VIII.13 Résultats de l'analyse push over .....	177
VIII.13 .1 L'analyse push over dans le sens XX pour visualiser la courbe de capacité :...177	
VIII.13.2 Développement des Rotules Plastiques / SAP2000.....	179
VIII.14 Le déplacement cible .....	183
VIII.15 Ductilité .....	185
VIII.16 Coefficient de comportement :.....	186
VIII.16.1 Facteur de ductilité $R_{\mu}$ :.....	187
VIII.16.2 Facteur de redondance : .....	187
VIII.17 Raideur de la structure au points de performance $K_p$ et indicateur de dégradation global de la structure $I_d$ :.....	188
VIII.18 Conclusion : .....	189

CONCLUSION GÉNÉRALE :..... VIII

RÉFÉRENCE :..... IX



# Liste des Figures

## Chapitre I : Présentation du projet

Figure I .1 : Vue sur site .....	1
Figure I .2 : Planché corps creux.....	2
Figure I .3 : Schéma d'un escalier .....	3
Figure I .4 : Schéma de l'acrotère .....	4
Figure I .5 : Diagramme contrainte de compression- déformation à l'ELU .....	7
Figure I .6 : Diagramme contrainte- déformation à ELS.....	7
Figure I .7 : Diagramme déformation- contrainte de l'acier .....	9

## Chapitre II : Prédimensionnement et descentes des charges

Figure II.1 : Plancher corps creux .....	13
Figure II.2 : Nervure en T .....	14
Figure II.3 : Poutre principale .....	15
Figure II.4 : Poutre secondaire .....	16
Figure II 5 : Poutre palière .....	16
Figure II.6 : Poteaux plus sollicités .....	18
Figure II.7 : Coupe de voile en élévation .....	21
Figure II.8 Vue en 3D de l'escalier .....	23
Figure II.9 : Dimensions des éléments de l'escalier .....	23
Figure II.10 : Descentes des charges des murs extérieurs .....	29

## Chapitre III : Etude des plancher

Figure III.1 : Coupe transversale du plancher.....	31
Figure III.2 : Types des poutrelles .....	32
Figure III.3: Poutrelle type 2 RDC .....	33
Figure III.4 : Diagrammes des moments et l'effort tranchant des poutrelles type 2 (RDC) ....	36
Figure III.5: Poutrelle type 2 RDC .....	36
Figure III.6 : Diagrammes des moments et l'effort tranchant des poutrelles type 2 (RDC) ....	38
Figure III.7 : Une coupe en appuis .....	48
Figure III.8 : Une coupe en travée.....	49
Figure III.9 : Diagrammes des moments et l'effort tranchant de poutre palière.....	50
Figure III.10 :Diagrammes des moments et l'effort tranchant de poutre palière.....	50
Figure III.11: Ferrailage d'une coupe en travée et en appui de la poutre palière .....	57

## Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Figure IV.1: Schéma de l'acrotère .....	58
Figure IV.2: Section à ferrailer. ....	62
Figure IV.3 :Ferrailage de l'acrotère.....	66
Figure IV.4 :Solicitation des charges d'escalier .....	67

Figure IV.5 :Ferrailages d'escalier .....	70
Figure IV.6: Schéma du balcon.....	71
Figure IV.7: D'escences des charges du balcon .....	71
Figure IV.8: La charge appliquée sur le balcon .....	72
Figure IV.9 :Section à ferrailer. ....	73
Figure IV 10 : Ferrailage du balcon .....	76
Figure IV.11: Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique.....	77
Figure IV.12 Cage d'ascenseur .....	77
Figure IV.13 :Schéma représentant la surface d'impact.....	78
Figure IV.14 :Schéma du ferrailage de la dalle au-dessus de l'ascenseur.....	84
Figure IV.15: Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur .....	86

### **Chapitre V : Etude dynamique**

Figure V.1: Modélisation de la structure .....	88
Figure V.2: Spectre de réponse de calcul utilisé par le RPA .....	96

### **Chapitre VI : Etude des éléments structuraux**

Figure VI.1: Ferrailages des poteaux .....	117
Figure VI.2: Ferrailages de la poutre principale .....	124
Figure VI.3 : Ferrailages de la poutre secondaire .....	129
Figure VI.4: Schéma explicatif du ferrailage des poutres principales .....	130
Figure VI.5 : Ferrailages des murs voile .....	139

### **Chapitre VII : Etude de L'infrastructure**

Figure VII.1 :Les fondation profondes .....	141
Figure VII.2 : Fondation superficielle de type radier .....	143
Figure VII.3 :Dimension du radier .....	144
Figure VII.4 :Déplacement suivant UZ.....	147
Figure VII.5 :Moment M11 à L'ELU .....	147
Figure VII.6 :Moment M22 à L'ELU .....	148
Figure VII.7 :Ferrailage de la dalle .....	155
Figure VII.8 :Dimension de la nervure.....	156
Figure VII.9 : Ferrailage de la nervure .....	161

### **Chapitre VIII : Analyse statique non linéaire**

Figure VIII.1 : Endommagement correspondant. [10] .....	162
Figure VIII.2 : Déférent éléments de la méthode capacité spectrale (ATC 40).....	166
Figure VIII.3: Transformation ADRS du spectre de réponse [12].....	167
Figure VIII.4 : Idéalisaton bi linéaire de la courbe de capacité. ....	168

Figure VIII.5: Représentation d'une famille de spectres réduits .....	168
Figure VIII.6 : Logiciel qui donne la courbe moment courviture .....	169
Figure VIII.7 : Courbe moment courviture .....	170
Figure VIII.8 : Introduction des rotules plastiques des poteaux .....	171
Figure VIII.9 : Courbe de moment courviture des poutres .....	172
Figure VIII.10 : Hinges pour les poutres .....	173
Figure VIII.11 : Introduction des rotules plastiques des poutres .....	173
Figure VIII.12 : Définition du chargement de l'analyse push over sous charges verticales ..	175
Figure VIII.13 : Détermination du nœud de contrôle .....	176
Figure VIII.14 : Définition du chargement da l'analyse push over sens xx .....	176
Figure VIII.15 : Spectre de $rpa = 1$ .....	177
Figure VIII.16 : Résultats de l'analyse push over .....	177
Figure VIII.17 : Détermination du point de performance .....	178
Figure VIII.18 : Courbe de capacité dans la forme ( $Sa\_Sd$ ) .....	178
Figure VIII.19 : Loi de comportement de la rotule plastique .....	179
Figure VIII.20: Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sens X-Z .....	181
Figure VIII.21: Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sens X-Y .....	182
Figure VIII.22: Idéalisation selon le FEMA – 356 .....	185
Figure VIII.23: Ductilité en déformation .....	186



## Liste des Tableaux

### Chapitre II : Prédimensionnement et descentes des charges

Tableau II.1: Récapitulation du pré-dimensionnement .....	20
Tableau II.2: Dimensions minimales des voiles .....	21
Tableau II.3: Charge du plancher terrasse inaccessible. ....	24
Tableau II.4: Charge du plancher étage courant. ....	25
Tableau II.5: Charge du plancher RDC.....	26
Tableau II.6: Charge du palier .....	27
Tableau II.7 :Descente des charges pour la paillasse .....	28
Tableau II.8 :Charge permanente des murs extérieurs.....	29
Tableau II.9 :Charge permanente des cloisons intérieures .....	30

### Chapitre III : Etude des plancher

Tableau III.1: Charges supportées par les poutrelles. ....	32
Tableau III.2 : Récapitulatif de $M_{max}$ et $T_{max}$ .....	38
Tableau III.3 : Récapitulatif du ferrailage pour tous les types de poutrelle .....	48
Tableau III.4: Tableau récapitulative des sollicitations à ELU et ELS de la poutre palière.....	56
Tableau III.5 : Tableau récapitulative du ferrailage de la poutre palière .....	56

### Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Tableau IV .1: Calcul des sollicitations .....	60
Tableau IV .2: Charges supportées par l'escalier .....	66
Tableau IV.3 :d' descentes des charges de balcon.....	72
Tableau IV.4 : Section d'armatures de la dalle de l'ascenseur. ....	81
Tableau IV.5 : Calcul et vérification de la contrainte dans le béton .....	83
Tableau IV.6 : Section d'armatures de la dalle au-dessous de l'ascenseur .....	85
Tableau IV.7: Calcul et vérification de la contrainte dans le béton .....	86

### Chapitre V : Etude dynamique

Tableau V.1 : Pénalité correspondante au critère de qualité .....	93
Tableau V.2: tableau de vérification des masses modales et la période.....	98
Tableau V.3: Les forces sismiques de chaque niveau (pour $R=5$ ).....	99
Tableau V.4 : Vérification de l'effort normal réduit. ....	99
Tableau V.5: Vérification de l'effort normal réduit après le changement des sections des poteaux ...	100
Tableau V.6: tableau de vérification des masses modales et la période après le changement des poteaux. ....	100
Tableau V.7: Les forces sismiques de chaque niveau (pour $R=5$ ).....	101
Tableau V.8: Les réactions à la base obtenue par SAP2000 ( $R=5$ ). ....	102
Tableau V.9: Les réactions à la base obtenue par SAP2000 ( $R=5$ ). ....	102
Tableau V.10: Comparaison entre l'effort statique et dynamique. ....	102
Tableau V.11: Centre de masse de chaque étage.....	103
Tableau V.12 : Vérification sous charges verticales sens x-x .....	103
Tableau V.13: Vérification sous charges verticales sens y-y .....	104
Tableau V.14:Vérification sous charges horizontales .....	104
Tableau V.15 :Vérification sous charges horizontales .....	105
Tableau V.16: Vérification des déplacements .....	106

Tableau V.17: Vérification de l'effet P- $\Delta$ .....	108
---	-----

## **Chapitre VI : Etude des éléments structuraux**

Tableau VI.1 : Vérification de l'effort normal réduit.....	110
Tableau VI.2 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes .....	112
Tableau VI.3: Sollicitations des poteaux.....	112
Tableau VI.4: Sollicitations du poteau RDC.....	113
Tableau VI.5 : Calcul de l'excentricité et le moment fictif. ....	114
Tableau VI.6 : Calcul des ferraillements longitudinaux des poteaux.....	115
Tableau VI.7: Ferraillement longitudinal des poteaux .....	115
Tableau VI.8: Ferraillement transversal des poteaux.....	117
Tableau VI.9 : Longueurs de recouvrement .....	117
Tableau VI.10: Sollicitations des poutres principales. ....	119
Tableau VI.11 : Longueurs de recouvrement .....	123
Tableau VI.12 : Longueurs de recouvrement .....	128
Tableau VI.13: récapitulatif des ferraillements des poutres .....	129
Tableau VI.14 : Caractéristiques des murs voiles.....	131
Tableau VI.15 : Vérification des contraintes tangentielles dans les deux sens .....	131
Tableau VI.16 : Sollicitations des murs voiles sens X-X.....	132
Tableau VI.17 : Sollicitations des murs voiles sens Y-Y.....	132
Tableau VI.18 : Récapitulation du ferraillement des murs voiles.....	138
Tableau VI.19 :Recouvrement des murs voiles .....	139

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

Tableau VII.1 : Les sollicitations du radier .....	148
Tableau VII.2 : Récapitulation du ferraillement de la dalle .....	155
Tableau VII.3: Les sollicitations de la nervure.....	156
Tableau VII.4: récapitulation du ferraillement de la nervure .....	161

## **Chapitre VIII : Analyse statique non linéaire**

Tableau VIII.1 : Développement des Rotules Plastiques .....	183
Tableau VIII.2 : Valeurs du coefficient $C_0$ .....	183
Tableau VIII.3 : Valeurs du coefficient $C_2$ .....	184
Tableau VIII.4 : Valeurs du facteur de redondance .....	187
Tableau VIII.5 : Paramètres utilisés pour le calcul du coefficient de comportement .....	187
Tableau VIII.6 : Valeurs du coefficient de comportement .....	188

## Liste des Notation

- G : Action permanente
- Q : Action d'exploitation
- E : Action accidentelle
- $\overline{\sigma}_{bc}$  : Contrainte admissible du béton
- $\sigma_{bc}$  : Contrainte du béton
- $\overline{\sigma}_{st}$  : Contrainte admissible d'acier
- $\sigma_{st}$  : Contrainte d'acier
- $\overline{\tau}_u$  : Contrainte admissible de cisaillement
- $\tau_u$  : Contrainte ultime de cisaillement
- $\varepsilon_{bc}$  : Déformation du béton en compression.
- $f_{bc}$  : Contrainte de calcul
- $f_{cj}$  : Résistance à la compression
- $f_{tj}$  : Résistance à la traction
- $f_{c28}$  : Résistance caractéristique a 28 jours
- $E_{ij}$  : Déformations instantanées.
- $E_{vi}$  : Déformations différées.
- $\nu$  : Coefficient de poisson.
- $A_{st}$  : Section d'armature
- $A_r$  : Armature de répartition
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité de béton
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité d'acier
- $\theta$  : Coefficient d'application
- $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement
- $I_x, I_y$  : Moment d'inertie
- $i_x, i_y$  : Rayon de giration
- $\mu_u$  : Moment ultime réduite
- $\alpha$  : Position relative de la fibre neutre
- $z$  : Bras de levier
- $d$  : Distance séparent entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures
- $d'$  : Distance entre les armatures et la fibre neutre
- $C_p$  : Facteur de force horizontal
- $E_s$  : Module d'élasticité longitudinal.

$\lambda$  : L'élancement mécanique des poteaux.  
 $B_r$  : Section réduite  
 $M_u$  : Moment fléchissant à l'état limite ultime  
 $M_s$  : Moment fléchissant à l'état limite service  
 $M_t$  : Moment en travée  
 $M_a$  : Moment en appuis  
 $V$  : Effort tranchant  
 $N$  : Effort normal  
 $A$  : Coefficient d'accélération de zone  
 $D$  : Facteur d'amplification dynamique  
 $R$  : Coefficient de comportement global de la structure  
 $Q$  : Facteur de qualité  
 $W$  : Poids total de la structure  
 $W_i$  : Poids sismique au niveau « i »  
 $C_t$  : Coefficient de période  
 $\beta$  : Coefficient de pondération  
 $f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.  
 $L_f$  : Longueur de flambement.  
 $\bar{f}$  : Flèche admissible.  
 $f$  : Flèche.  
 $\phi_l$  : Diamètre d'une barre d'acier longitudinal  
 $\phi_t$  : Diamètre d'une barre d'acier transversale  
 $S_t$  : Espacement.  
ELU :Etat limite ultime.  
ELS : Etat limite service.  
 $K$  : Coefficient de raideur du sol.  
 $L_{sa}$  : Longueur de scellement.  
 $\delta_e$  : Déplacement élastique  
 $\delta_u$  : Déplacement ultime  
 $\beta_0$  : Coefficient d'amplification spectrale

## **Introduction générale**

Le nord de l'Algérie, situé dans une zone critique qui est l'intersection de deux plaques, est susceptible d'être soumis à d'importantes secousses sismiques compris de la Wilaya de Sidi Bel Abbès.

Ces tremblements de terres ont des effets néfastes sur l'homme ainsi que sur le matériel (les bâtiments par exemple.).

Parmi les défis actuels d'un ingénieur en génie civil est de concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux et fonctionnels.

Ce bâtiment sera étudié en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir le RPA99.V2003, le BAEL et le CBA93, plus le document technique réglementaire D.T.R. BC 2.2.

En premier lieu, on va introduire la localisation de notre bâtiment son dimensionnement, citer les différents produits et matériels utilisés lors de sa réalisation.

Ensuite, on fait un pré-dimensionnement des éléments structuraux et non-structuraux et la descente des charges.

Puis, on va aborder une étude de plancher en calculant les différentes réactions et moments afin de choisir le ferrailage le plus convenable.

En plus, une étude judicieuse est menée sur les éléments secondaires tels : l'ascenseur, les escaliers et l'acrotère...ext.

Après, en se basant sur les pré-dimensionnements et les descentes de charges abordées précédemment, on va réaliser une étude dynamique de la structure par le logiciel SAP 2000. Cette étude dynamique est indispensable afin qu'on puisse réaliser le ferrailage des éléments principaux : poteaux, poutres et voiles.

Une autre partie sera consacrée à l'étude de l'infrastructure du bâtiment.

En dernière lieu, on utilisera la méthode de push over dont le but de déterminer le point de performance de la structure, l'emplacement de ce point sur la courbe de capacité permettra de prédire le comportement réel du bâtiment dans le cas d'un séisme en utilisant le logiciel SAP2000.

Enfin, on terminera notre étude par une conclusion générale.

## **I.1 Introduction :**

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur les quelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécurisée et économique.

A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier ; Ce chapitre présente d'une manière générale le contexte de travail et les objectifs de notre projet de fin d'études.

## **I.2 Présentation de l'ouvrage :**

Notre travail consiste à étudier un bâtiment relativement élancé RDC+8 étages constitué de :

- Un rez-de-chaussée (RDC)
- Du 1<sup>ere</sup> au 8<sup>eme</sup> étage à usage d'habitation.

Le bâtiment est implanté à « MAQAM ECHAHID » dans la wilaya de « SIDI BEL ABESSE » classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/version2003) comme une zone de faible sismicité (Zone I).

### **I.2.1 Description géométrique :**

Dimensions en élévation :

- Hauteur du bloc 26,01 m.
- Hauteur du rez-de-chaussée et étage courant 2,89 m.

Dimensions en plan :

- Longueur totale 24,60 m.
- Largeur totale 13,75 m.

### **I.2.2 Conception de l'ouvrage :**

#### **I.2.2.1 Ossature :**

C'est une structure auto-stable réalisée en système de portiques « poteaux poutres ».

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

**I.2.2.2 Plancher :**

- Les planchers des différents niveaux sont prévus en corps creux d'épaisseur (16 +5) cm
- Le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique (multicouches) et une pente moyenne pour l'écoulement des eaux pluviales

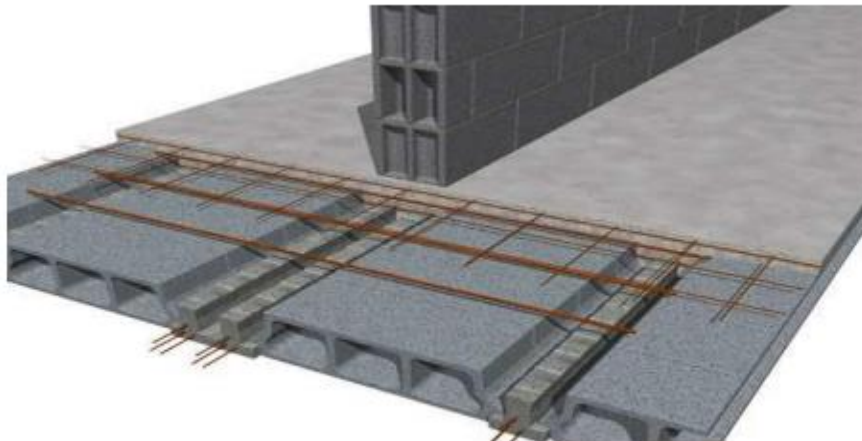


Figure I.2 : planché corps creux

**I.2.2.3 Escaliers :**

L'escalier est un élément d'ouvrage permettant de passer à pied d'un étage de bâtiment à un autre. L'escalier est composé d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des paliers. Le bâtiment est munit d'une cage d'escalier composée d'un palier et de paillasse réalisés en béton armé coulé sur place.

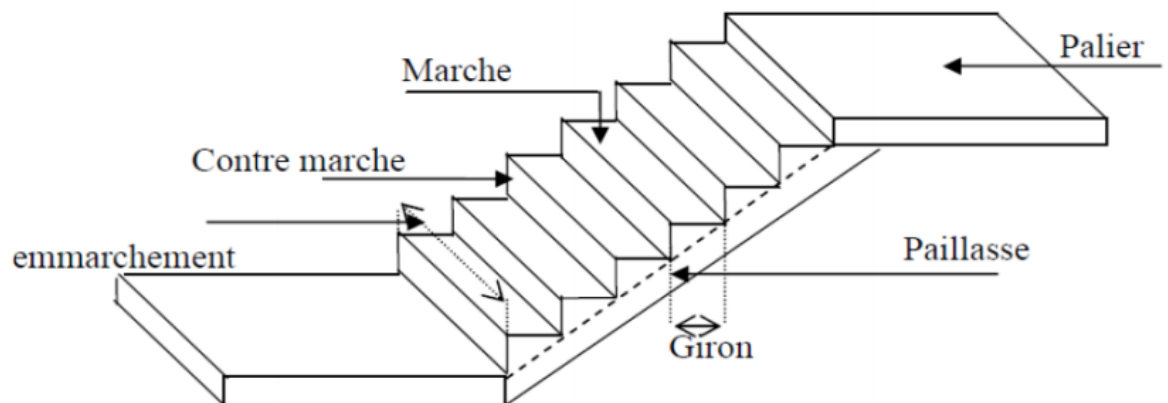


Figure I.3 : schéma d'un escalier

#### I.2.2.4 Revêtement :

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

Le plancher Terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

#### I.2.2.5 La maçonnerie :

##### a. Murs extérieurs :

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm, d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (10+5+15).

##### b. Murs intérieurs :

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

#### I.2.2.6 Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60 cm et de 10 cm d'épaisseur.

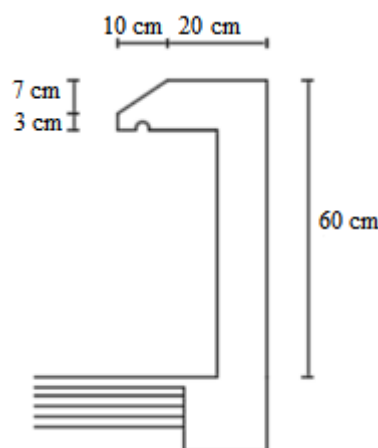


Figure I.4 : Schéma de l'acrotère

### I.3 Caractéristiques géotechniques du sol :



Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de faible sismicité (zone I).

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 1B.

Le site est considéré comme site meuble (S3).

D'après le rapport géotechnique de sol, La contrainte admissible du sol est  $\sigma = \bar{2}$  bars.

## **I.4 Caractéristique des matériaux de construction :**

Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93) qui est en vigueur en Algérie.

### **I.4.1 Le Béton :**

Le béton armé est un matériau de construction qui associe béton et barres d'acier. Il conjugue ainsi les qualités de compression du béton et la résistance à la traction de l'acier.

#### **I.4.1.1 Avantages du béton armé**

Utilisé seul, le béton peut endurer des efforts de compression mais sa résistance aux efforts de traction est faible. Le fait de placer des barres d'acier, qui jouent le rôle d'armature, permet de pallier cette carence.

#### **I.4.1.2 Utilisations du béton armé**

Positionnement de l'acier, enrobage et adhérence sont des phases clés pour limiter les déformations éventuelles des ouvrages. Le béton armé est utilisé dans les poutres, les dalles, les voiles, les fondations, les coques et les murs de soutènement.

Le mode de sollicitation de l'ouvrage, la maîtrise de la mécanique des milieux continus et de la résistance des matériaux, la compréhension des phénomènes physiques créant des efforts sur l'ouvrage, relèvent du métier d'ingénieur en béton armé

(voir le tableau I.1 pour les caractéristique des matériaux)

<b>La masse volumique</b>		$M_V=2.5 \text{ t/m}^3$
<b>La Résistances caractéristique à la compression à (j) jours</b>		$f_{cj}=25 \text{ Mpa}$
<b>Résistance à la compression <math>f_{cj}</math></b>		<p>pour des résistances <math>f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}</math> :</p> $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} * f_{c28} \text{ Si } j < 28 \text{ jours}$ $f_{cj} = 1.1 * f_{c28} \text{ Si } j > 28 \text{ jours}$ <p>pour des résistances <math>f_{c28} &gt; 40 \text{ Mpa}</math> :</p> $f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} * f_{c28} \text{ Si } j < 28 \text{ jours}$ $f_{cj} = f_{c28}$ <p>(CBA Art: A.2.1.1.1)</p>
<b>Résistance à la traction <math>f_{tj}</math></b>		<p>D'après le BAEL 91 :</p> $f_{tj} = 0.6 + 0.06 * f_{cj} \text{ Si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa}$ $f_{tj} = 0.275 * f_{cj} * (2/3) \text{ Si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa}$ <p>On va prendre :</p> $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$
<b>Déformation longitudinale</b>	Le module de déformation instantané (durée d'application des charges < 24 heures)	$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ $E_{ij} = 32164.195 \text{ Mpa}$ <p>(CBA. Art: A.2.1.1.2)</p>
	Le module de déformation Différé (longue durée d'application)	$E_{Vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ $E_{Vj} = 10818.865 \text{ Mpa}$
<b>Déformation transversales</b>	<p>Traduit par le coefficient de poisson <math>\nu</math></p> <p><math>\nu</math> : déformation transversale/déformation longitudinale</p>	$\nu = 0.2 \quad \text{ELS}$ $\nu = 0 \quad \text{ELU}$ <p>(CBA 93)</p>

Tableau I.1. : Les caractéristiques du béton

**Les états limites :**

Une structure doit être conçue et calculée de telle manière qu'elle doit résister à toutes les sollicitations durant sa vie, elle doit aussi présenter des sécurités vis-à-vis de sa ruine ou d'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité ou son aspect.

**a- Etat limite ultime de résistance (E.L.U) :**

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. Le comportement réel du béton est modélisé d'après BAEL91 modifié 99 :

Si :  $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2 \text{ ‰}$  Alors La courbe est sous forme d'une parabole :

Avec :

$$\sigma_{bc} = 0,25 * f_{bc} * 10^3 * \varepsilon_{bc} * (4 - 10^3 * \varepsilon_{bc})$$

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

$$f_{bc} = 0,85 * f_{c28} / \Theta * \gamma_b$$

$$\gamma_b = 1,5 \text{ Cas générale}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ dans le cas de combinaisons accidentelles}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Theta = 1 \text{ (durée > 24h)} \\ \Theta = 0,9 \text{ (entre 1- 24h)} \\ \Theta = 0,85 \text{ (durée < 1h)} \end{array} \right.$$

Si :  $2 \text{ ‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5 \text{ ‰}$  Alors la courbe est sous forme d'une droite constante.

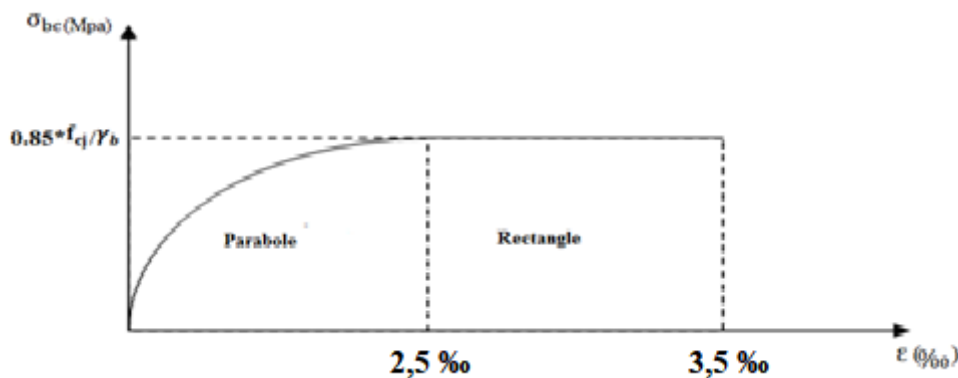


Figure I.5 : Diagramme contrainte de compression- déformation à l'ELU.

### b- Etat limite de service (E.L.S)

Consiste à équilibrer les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites.

Plus que les déformations sont faibles, alors on suppose que le béton reste dans le domaine élastique et on adopte la loi de Hooke,

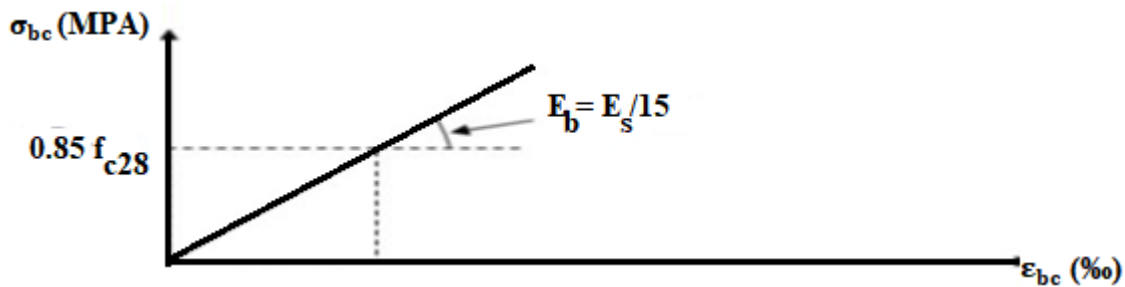


Figure I.6 : Diagramme contrainte- déformation à ELS.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \quad (\text{CBA 93 art. A.4.5.2})$$

### I.4.2 Acier :

L'acier est un alliage métallique ferreux, qui est d'ailleurs principalement composé de fer, l'élément additionnel étant le carbone, qui n'est présent qu'à l'état de traces infimes. Selon les aciers, la teneur en carbone est comprise entre environ 0,005 % et 1,5 % en masse. Elle monte très rarement jusqu'à 2 %.

#### I.4.2.1 Les atouts de l'acier

On reconnaît à l'acier des propriétés mécaniques intéressantes :

- résistance à la déformation élastique ;
- résistance à la rupture et aux chocs ;
- dureté.

Il a également l'avantage d'être bon marché, car le minerai de fer à partir duquel il est produit est très abondant sur terre. Atouts supplémentaires : il est recyclable et recyclé.

L'acier supporte mal la corrosion. Afin de l'éviter, il faut avoir recours à des traitements de surface spécifiques (peinture, galvanisation,...etc.) ou à des nuances d'acier type acier inoxydable.

### I.4.2.2 Différent types d'acier utilisés :

- Acier HA FeE400 ( $f_e = 400$  Mpa) pour les armatures longitudinales.
- Acier RL FeE235 ( $f_e = 235$  Mpa) pour les armatures transversales.
- Acier TSL ( $f_e = 500$  Mpa) pour les treillis soudés.

L'acier est caractérisé par un module d'élasticité longitudinal pris égale à  $E_s = 200000$  Mpa

## I.5 Contrainte de calcul :

### I.5.1 L'état limite ultime :

Le diagramme ci-dessous représente les variations contrainte-déformation de l'acier.

d'où :  $\varepsilon_s = \sigma_s / E_s$  avec  $\sigma_s = f_e / \gamma_s$ .

$\gamma_s$  : est le coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_s = 1$  dans le cas accidentel.

$\gamma_s = 1,15$  dans cas durable ou transitoire

Avec :  $E_s = 200000$  Mpa (Module d'élasticité).

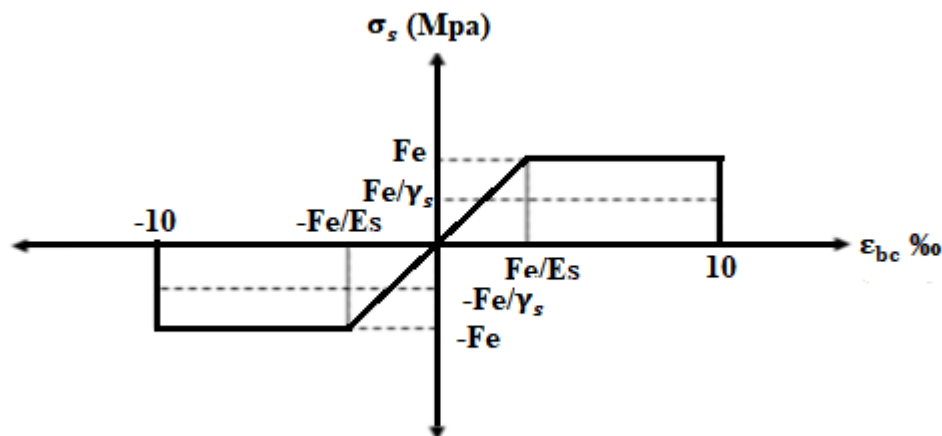


Figure I.7 : Diagramme déformation- contrainte de l'acier.

### I.5.2 Contrainte admissible :

Fissuration peut préjudiciable :  $\overline{\sigma}_{st} = f_e / \gamma_s$

Art (A.4.5.3.2) BAEL91

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

Art (A.4.5.3.3) BAEL91

Fissuration est très préjudiciable :  $\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta * f_{t28}} \right\}$  Art (A.4.5.3.4) BAEL91

$\eta = 1$  pour les rond lisse et trilles sodées.

$\eta = 1.6$  pour les hautes adhérences  $\phi \geq 6$  mm.

### I.5.3 Contrainte limites de cisaillement :

Cas d'armatures droites ( $\alpha = 90^\circ$ ) :

$\overline{\tau}_u = \min \{ 0.2 * f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa} \} \Rightarrow$  Fissuration peu préjudiciable.

$\overline{\tau}_u = \min \{ 0.15 * f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa} \} \Rightarrow$  Fissuration préjudiciable

$\overline{\tau}_u = \min \{ 0.27 * f_{c28} / \gamma_b ; 7 \text{ Mpa} \} \Rightarrow$  Fissuration très préjudiciable.

### 1.5.4 Les sollicitations de calcul vis-à-vis les états limites :

#### a. Etats limites ultimes:

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

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

S'il y a une intervention des efforts horizontaux dus aux séismes, alors il faudra appliquer les règles parasismiques Algériennes qui ont prévu les combinaisons d'actions suivantes:

$$G + Q \pm E$$

$$0,8 * G \pm E \Rightarrow \text{(Pour les poutres).}$$

$$G + Q \pm 1,2 * E \Rightarrow \text{(Pour les poteaux).}$$

avec:

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: effort de séisme

#### b. Etat limite de service :

La combinaison d'action suivante : G+Q

## I.6 Méthodes de calcul :

Il y a deux méthodes de calcul retenues par le RPA :

### I.6.1 Méthode statique équivalente :

L'avantage principale de la méthode statique équivalente c'est qu'elle est la seule méthode « élastique linéaire » qui à gagner « l'approbation expérimentale ». L'expérience a montrée que la période empirique de la méthode statique équivalente représente une limite inférieure (et par conséquence l'effort tranchant à la base calculé avec cette méthode représente une limite supérieure) de toutes les valeurs des périodes mesurées dans le domaine élastique.

L'expérience a aussi prouvé que les structure « régulière » dimensionnées avec l'approche statique équivalente ont bien comporté sous chargement sismique.

### **I.6.2 Méthode dynamique modale spectrale :**

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 permise. 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.

### **I.7 Les données de calculs :**

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 25$  Mpa.
- La résistance à la traction du béton :  $f_{t28} = 2,1$  Mpa.
- Module d'élasticité longitudinal différé :  $E_{vj} = 10818,865$  MPa.
- Module d'élasticité longitudinal instantané :  $E_{ij} = 32164,195$  MPa.
- Limite d'élasticité des armatures longitudinales :  $f_e = 400$  Mpa [HA].
- Limite d'élasticité des armatures transversales :  $f_e = 235$  Mpa [RL].

## II.1 Introduction :

Le dimensionnement des structures est un processus complexe, il dépend d'un très grand nombre de paramètres. Pour que ce manuel soit simple et accessible, nous avons dû faire un certain nombre de simplifications. Ces simplifications nous ont conduits à simplifier certaines approches définies par les normes. Nous n'avons considéré que des « cas courants ». Nous sommes limités à un type d'acier, Le pré dimensionnement des sections des différents éléments résistants sera fait selon les règles du BAEL91 et le RPA99 version 2003, pour déterminer des dimensions économiques et d'éviter un surdimensionnement d'acier et du béton. Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux et ce jusqu'à la fondation

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales : Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.
- Sollicitations horizontales : Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

## II.2 Prédimensionnement :

### II.2.1 Plancher :

Un plancher est un élément essentiel de la construction, car il est amené à supporter les charges de chaque étage de bâtiment. Le prédimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003.

Dans ce projet les planchers sont des corps creux. On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation ;
- Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique ;



- Jouer sur les critères économiques

### II.2.1.1 Plancher corps creux :

On utilise la condition de la flèche pour déterminer l'épaisseur des planchers  $h_p$

$$h_p \geq L/22.5$$

L : plus grande portée dans le sens considéré.

$$L = 450 \text{ cm} \quad h_p \geq \frac{L}{22.5} = \frac{450}{22.5} = 20 \text{ cm}$$

$h_p \geq 20 \text{ cm}$  donc on prend un plancher (16+5)

$$h_t = (16 + 5) \text{ cm}$$

16 cm pour le corps creux.

5 cm pour la dalle de compression



Figure II.1 : Plancher corps creux

### II.2.1.2 Nervure :

Généralement on prévoit des sections rectangulaires pour faciliter le coffrage, mais on opte pour des sections en T lorsqu'on a des portées importantes et on veut éviter des grandes retombées c'est à dire dans le cas où on veut gagner sur la hauteur.

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) de caractéristique géométrique suivant :

$$\text{La largeur de la table de compression est égale à : } b = b_0 + 2 * b_1$$

avec  $8 \leq b_0 \leq 14$  et on prend  $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$b_1 = \min \left\{ \frac{b-b_0}{2} ; \frac{L}{10} \right\}$$

avec L : la plus petite portée des poutrelles

$$b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; L_{\min} = 280 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min \{ 26.5 ; 28 \}$$

$$b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

Le min  $b_1$  doit satisfaire aux conditions de RPA99 Version 2003.

$$b_1 \leq b - \frac{b_0}{2} = 65 - \frac{12}{2} = 59 \quad 26.5 < 59 \quad \text{C.V}$$

$$b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{450}{10} = 45 \quad 26.5 < 45 \quad \text{C.V}$$

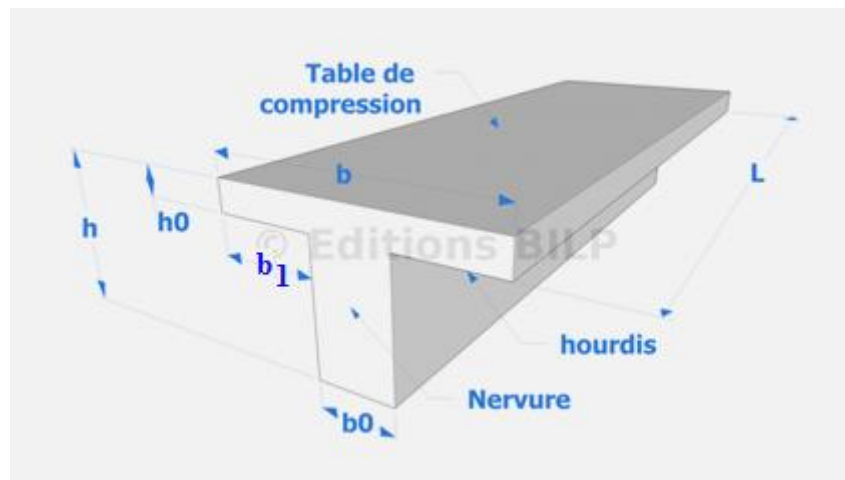


Figure II.2 : Nervure en T

## II.2.2 Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux chargés de reprendre les charges et les surcharges se trouvant sur les planchers pour les retransmettre aux poteaux.

Les poutres en construction doivent avoir des sections réguliers (rectangulaires ; carrées).

Le chargement ou encore les charges agissant sur les poutres de plancher sont essentiellement des charges verticales (poids propre, et surcharges d'exploitation, ou de neige).

A noter que ces surcharges sont supposées uniformément réparties mais parfois ces mêmes charges peuvent être ponctuelles.

Ainsi, les planchers recevant les charges (permanentes, et d'exploitation) en s'appuyant sur les poutres transmettent à ces dernières par réaction d'appuis, ces mêmes charges qui seront transmises aux éléments porteurs verticaux toujours par le même principe d'action réaction. [1]

Le prédimensionnement est basé sur les règles B.A.E.L 91 et vérifier par les conditions imposées par les sismologues (R.P. A 99 V2003).

**B.A.E. L 91**

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

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

**Vérification : d'après R.P.A 99 vers 2003**

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

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

$$h/b \leq 4$$

**II.2.2.1. Poutre principale**

$$L_{\text{max}} = 485 \text{ m (entre axe)}$$

$$\frac{485}{15} \leq h \leq \frac{485}{10} \quad 32.33 \leq h \leq 48.5$$

$$0.3 \cdot 45 \leq b \leq 0.7 \cdot 45 \quad 13.5 \leq b \leq 31.5$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad 35 \geq 20 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$h \geq 30\text{cm} \quad 45 \geq 30\text{cm} \quad \text{C.V}$$

$$h/b \leq 4 \quad 1.29 \leq 4 \text{cm} \quad \text{C.V}$$

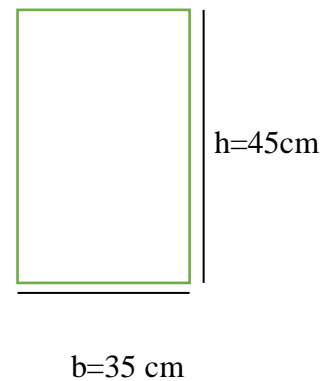


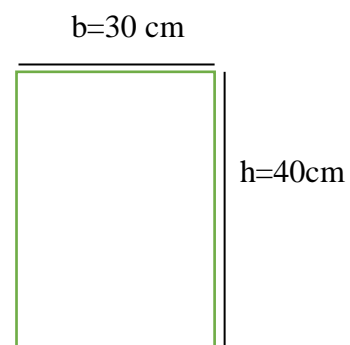
Figure II.3 : poutre principale

**II.2.2.2 Poutre Secondaire :**

$$L_{\text{max}} = 4.50 \text{ m}$$

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \quad 30 \leq h \leq 45$$

$$0.3 \cdot 40 \leq b \leq 0.7 \cdot 40 \quad 12 \leq b \leq 28$$



$b \geq 20 \text{ cm}$	$30 \geq 20\text{cm}$	<b>C.V</b>	Figure II.4 : poutre secondaire
$h \geq 30 \text{ cm}$	$40 \geq 30\text{cm}$	<b>C.V</b>	
$h/b \leq 4$	$1.33 \leq 4\text{cm}$	<b>C.V</b>	

### II.2.2.3 Poutre palière :

$$L_{\max} = 3,9 \text{ m}$$

$$\frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10} \quad 26 \leq h \leq 39$$

$$0.3 \cdot 35 \leq b \leq 0.7 \cdot 35 \quad 10.5 \leq b \leq 24.5$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad 30 \geq 20 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad 35 \geq 30\text{cm} \quad \text{C.V}$$

$$h/b \leq 4$$

$$1.17 \leq 4 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

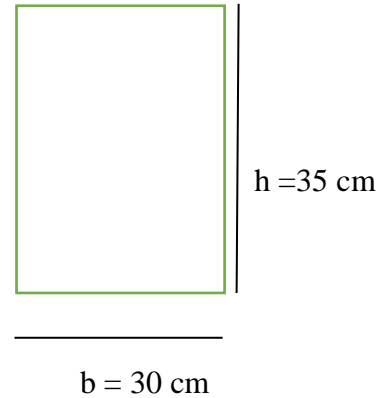


Figure II.5 : poutre palière

### II.2.3 Les poteaux :

Ce sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des Fondations.

En considérant les éléments agissant sur les poteaux seront réduits à une force de compression centrée  $N$  ; perpendiculaire à la surface  $S$  et passant par le centre de gravité  $(G)$ .

Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage est celui qui supporte des charges réparties

Sur une surface  $S$  comme le montre la figure II.6.

On suppose une charge moyenne de  $1 \text{ (t/m}^2\text{)}$  par étage [1]

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions Suivantes :

$$\text{Min } \{a, b\} \geq 25 \text{ cm en zones I et II}$$

$$\text{Min } \{a, b\} \geq \frac{h_e}{20}$$

$$1/4 \leq \frac{a}{b} \leq 4$$

$h_e$  : hauteur d'étage

$$N_u = p_u * S * n$$

Avec :

$N_u$  : étant la charge verticale à l'ELU.

$p_u$ : Charge du plancher

$$p_u = 1 \text{ t/m}^2$$

S: surface supporté par le poteau le plus sollicité

n: nombre d'étage. (n = 9)

$$S = 4.4 * 4.58 = 20.15 \text{ m}^2$$

$$N_u = 1 * 20.15 * 9 = 181.35 \text{ t.}$$

$$N_u = 1.81 \text{ Mn}$$

### Section réduite

$$B_r \geq \frac{\beta * N_u}{\frac{f_{bc} + 0.85 * f_e}{0.9 + 100 * \gamma_b}}$$

$\beta$  : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique  $\lambda$  des poteaux qui prend les valeurs :

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

$$\beta = (0.85 * \lambda^2) / 1500 \quad \text{si} \quad 50 < \lambda < 70.$$

On se fixe sur un élancement mécanique  $\lambda = 35$  pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où :  $\beta = 1,2$

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_b = 1.5 \text{ (cas générales)}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$$

avec  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$  et  $\theta = 1$  (charge > 24 heures)

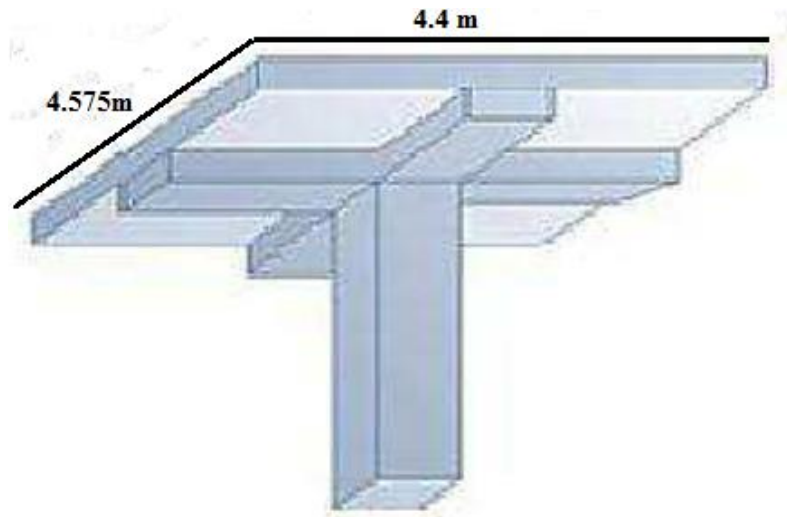


Figure II.6 : poteaux plus sollicités

$$f_{bc} = \frac{0.85 * 25}{1 * 1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$B_r \geq \frac{1.2 * 1.81}{\frac{14.17}{0.9} + \frac{0.85 * 400}{100 * 1.5}} = 0.12 \text{ m}^2$$

$$a \geq \sqrt{B_r}$$

$$a \geq 35 \text{ cm}$$

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

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

$$\text{Min} \{45, 45\} \geq 25 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$\text{Min} \{45, 45\} \geq \frac{289}{20} = 15 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{45}{45} \leq 4 \quad \text{C.V}$$

➤ **Vérification du poteau au flambement :**

**Calcul de moment d'inertie**

$$a = b$$

$$I_x = I_y = \frac{a^4}{12} = \frac{45^4}{12} = 341718.75 \text{ cm}^4$$

Rayon de giration  $i_x ; i_y$

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{341718.75}{2025}} = 12$$

B : section totale du poteau

**Calcul de l'élancement :**

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec :}$$

$$l_f = 0.7 * L_0 \text{ (cas générale)}$$

$$L_0 = 2.89 \text{ m}$$

$$l_f = 0.7 * 2.89 = 2.02 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{202}{12.99} = 15.55 < 50$$

Donc, le flambement est vérifié

Niveau	N°	$h_e$ [cm]	a=b [cm]	Nu [Mn]	$\lambda_x = \lambda_y$ [cm]	$\lambda < 50$
RDC	9	289	45	1.823	15.55	C.v
1 <sup>er</sup>	8	289	45	1.62	15.55	C.v
2 <sup>eme</sup>	7	289	40	1.12	17.49	C.v
3 <sup>eme</sup>	6	289	40	0.96	17.49	C.v
4 <sup>eme</sup>	5	289	35	0.613	20	C.v
5 <sup>eme</sup>	4	289	35	0.49	20	C.v
6 <sup>eme</sup>	3	289	30	0.27	23.298	C.v

7 <sup>eme</sup>	2	289	30	0.18	23.298	C.v
8 <sup>eme</sup>	1	289	30	0.09	23.298	C.v

Tableau II.1: récapitulation du prédimensionnement

### II.2.4 Pré-dimensionnement des voiles de contreventement :

Selon RPA 99 V 2003, notre bâtiment appartient à la zone I (SIDI BEL Abes).

Nous avons les Nombre d'étage  $\geq 5$  étages et on a 9 Niveaux

La hauteur  $\geq 17$  m  $\longrightarrow$   $H_t = 26.01$  m

#### ❖ Vérification des conditions

$$L \geq 4 * a$$

L : Longueur du voile.

a : épaisseur du voile.

$$a \geq h_e / 20$$

$$a \geq 15 \text{ cm}$$

$h_e$  : hauteur d'étage.

$$a \geq 264 / 20 = 13.2 \text{ cm}$$

Donc, on prend  $a = 15$  cm

$$L > 4 * 15 = 60 \text{ cm}$$

Niveau	$h_e$ [cm]	a [cm]	$L_{min}$
RDC	289	15	60
1,.... ;,8	289	15	60

Tableau II.2 : Dimensions minimales des voiles



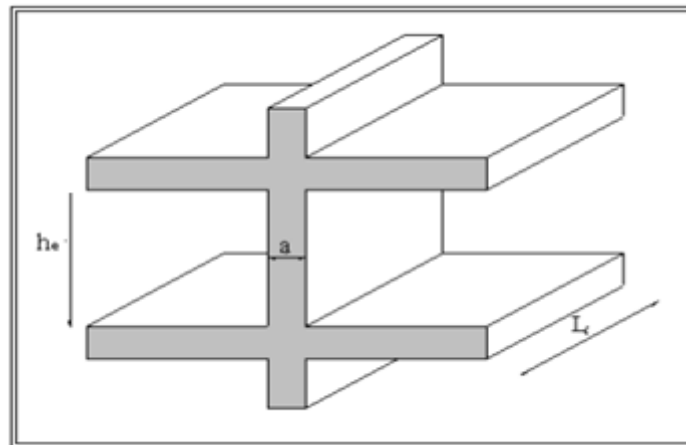


Figure II.7 : Coupe de voile en élévation

### II.2.5 Prédimensionnement des escaliers :

Un escalier est déterminé par :

- La montée (hauteur à gravir) H ;
- L'emmarchement (largeur utile) E ;
- Son giron g ;
- Sa hauteur de marche h;

Hauteur de marche (valeur moyenne) :  $16 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$

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

$$H = 2.89 \text{ m}$$

#### Relation de Blondel :

Un escalier se montera sans fatigue s'il respecte la relation de Blondel :

$$0.59 \leq 2 \cdot h + g \leq 0.66 \text{ m}$$

$$0.23 \leq g \leq 0.30$$

Donc on prend  $g = 30 \text{ cm}$

Hauteur d'étage :  $h_e = 289 \text{ cm}$

Choix de la hauteur marches :  $h = 17 \text{ cm}$

le giron  $g = 30 \text{ cm}$

Détermination du nombre de marches :

$$n = \frac{h_e}{h} = \frac{289}{17} = 17 \text{ contre marches}$$

$$n' = n - 1 = 17 - 1 = 16 \text{ marche}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{2.55}{3.6} \quad \alpha = 35.31^\circ$$

épaisseur du volé ( $e_v$ ):

$$\frac{L}{30} \leq e_v \leq \frac{L}{20} \quad \text{avec } L = 390 \text{ cm}$$

$$13 < e_v < 19.5 \quad \implies e_v = 15 \text{ cm}$$

Epaisseur palier ( $e_p$ ):

$$\frac{L}{20} \leq e_p \leq \frac{L}{15} \quad \text{avec } L = 125 \text{ cm}$$

$$\frac{125}{20} \leq e_p \leq \frac{125}{15}$$

$$6.25 \leq e_p \leq 8.33 \quad \implies e_p = 15 \text{ cm}$$

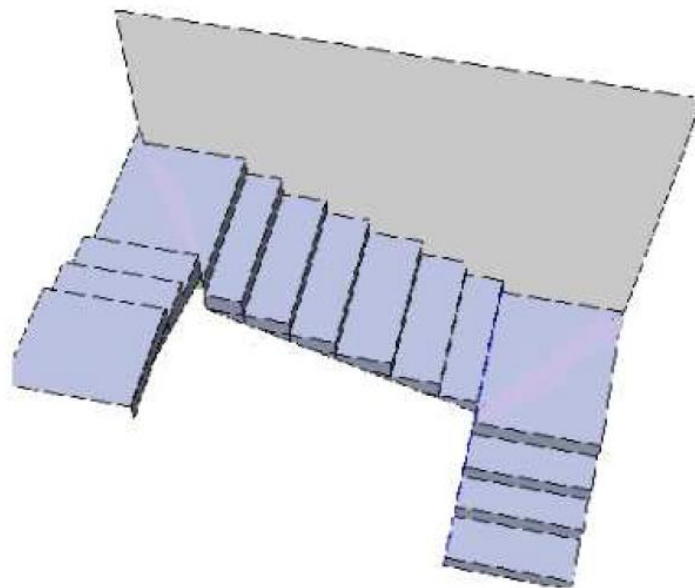


Figure II.8 Vue en 3D de l'escalier

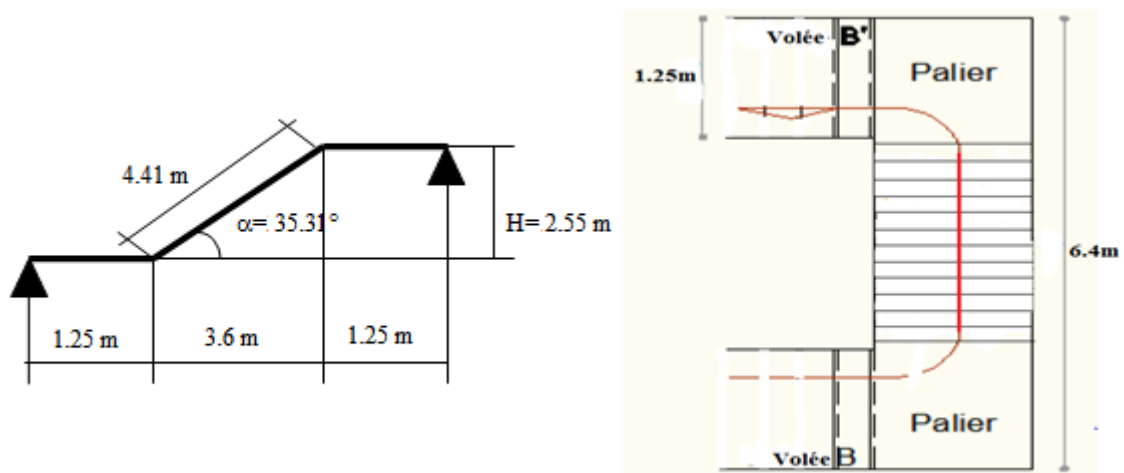


Figure II.9 : Dimensions des éléments de l'escalier

### II.3 Évaluation des charges et surcharges DTR (B.C2-2) :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

Pour dimensionner les éléments (planchers, acrotère, poteaux, ...), on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement.

#### II.3.1 Plancher terrasse inaccessible :

N°	Désignation	Epaisseur[m]	$\rho$ (kn/m <sup>3</sup> )	G (kn/m <sup>2</sup> )
1	Protection gravillon	0.05	17	0.85
2	Étanchéité multicouche	0.02	/	0.12
3	Forme de pente	0.1	22	2.2
4	Isolation thermique	0.04	0.5	0.02
5	Dalle de compression	0.05	22	1.25
6	Corps creux	0.16	/	1.95

7	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			<b>G</b>	<b>6.59</b>
			<b>Q</b>	<b>1</b>

Tableau II.3: Charge du plancher terrasse inaccessible.

**II.3.2 Plancher Etage courant :**

N°	Désignation	Epaisseur[m]	$\rho$ (kn/m <sup>3</sup> )	G (kn/m <sup>2</sup> )
1	Cloison d'intérieur	0.1	/	0.9
2	Carrelage	0.02	20	0.4
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Couche de sable	0.02	18	0.36
5	Dalle de compression	0.05	25	1.25
6	Corps creux	0.15	/	1.95
7	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			<b>G</b>	<b>5.46</b>
			<b>Q</b>	<b>1.5</b>

Tableau II.4: Charge du plancher étage courant.

**II.3.3 Plancher RDC :**

N°	Désignation	Epaisseur[m]	$\rho$ (kn/m <sup>3</sup> )	G (kn/m <sup>2</sup> )
1	Cloison d'intérieur	0.1	/	0.9
2	Carrelage	0.02	20	0.4
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Couche de sable	0.02	18	0.36
5	Dalle de compression	0.05	25	1.25
6	Corps creux	0.15	/	1.95
7	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			<b>G</b>	<b>5.46</b>
			<b>Q</b>	<b>1.5</b>

Tableau II.5: Charge du plancher RDC.

**II.3.4 Escalier :****❖ Palier pour 1 ml**

N°	Désignation	Epaisseur[m]	$\rho$ (kn/m <sup>3</sup> )	G (kn/m <sup>2</sup> )
1	Carrel age	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Poids proper du palier	0.15	25	3.75
4	Enduit en ciment	0.02	20	0.4
			<b>G</b>	<b>4.95</b>
			<b>Q</b>	<b>2.5</b>

Tableau II.6: Charge du palier

## ❖ volée pour 1 ml

N°	Désignation	Epaisseur[m]	$\rho$ (kn/m <sup>3</sup> )	G (kn/m <sup>2</sup> )
1	Carrel age horizontal	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose horizontal	0.02	20*17/30	0.4
3	Carrel age vertical	0.02	20*17/30	0.23
4	Mortier de pose vertical	0.02	25	0.23
5	Contre Marche	0.17/2	25/cos (35.31)	2.13
6	Poids proper de pailleasse	0.15	18/cos (35.31)	4.59
7	Enduit en platre	0.02		0.44
			<b>G</b>	<b>8.42</b>
			<b>Q</b>	<b>2.5</b>

Tableau II.7 : Descente des charges pour la pailleasse

## II.3.5 Murs extérieurs (double paroi) :

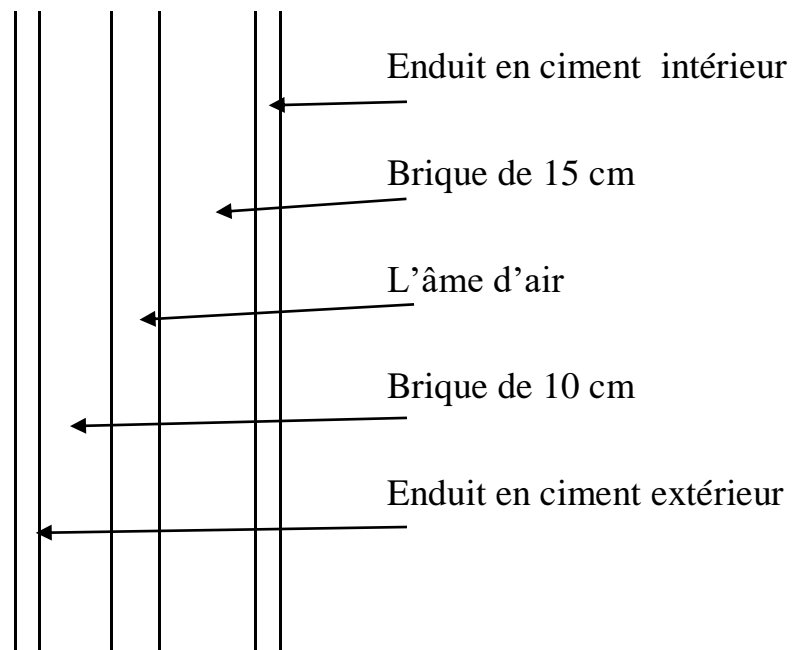


Figure II.10 : descentes des charges des murs extérieurs

N°	Désignation	Epaisseur[m]	$\rho$ (kn/m <sup>3</sup> )
1	Enduit extérieur en ciment	0.02	0.4
2	Brique creuse	0.15	1.35
3	Brique creuse	0.10	0.9
4	Enduit intérieur en ciment	0.02	0.4

Tableau II.8 : Charge permanente des murs extérieurs

Charge permanente (poids propre) ==>  $G = 3.05 \text{ Kn/m}^2$



**II.3.6 Murs intérieurs (simple parois) :**

G	1.38 kn/m <sup>2</sup>
---	------------------------

Tableau II.9: Charge permanente des cloisons intérieures

**II.4 Conclusion :**

Ultérieurement avoir fait le pré-dimensionnement des éléments structuraux, et la vérification de toutes les conditions nécessaires, nous avons choisir, pour les éléments, les sections suivantes :

- Poutres principales ..... (35\*45) cm<sup>2</sup>.
- Poutre secondaires ..... (30\*40) cm<sup>2</sup>
- Voiles de la structure..... (e = 15 cm).
- RDC,1<sup>er</sup> étage ..... Poteaux (45\*45) cm<sup>2</sup>.
- 2<sup>eme</sup>; 3<sup>eme</sup> étage ..... Poteaux (40\*40) cm<sup>2</sup>.
- 4<sup>eme</sup>; 5<sup>eme</sup> étage ..... Poteaux (35\*35) cm<sup>2</sup>.
- 6<sup>eme</sup>; 7<sup>eme</sup> ;8<sup>eme</sup> étage..... Poteaux (30\*30) cm<sup>2</sup>.

### III.1 Introduction

Un plancher est un élément porteur horizontal qui délimite sur la verticale l'espace occupé par une construction (séparation d'étages). Parmi les principales fonctions que remplit un plancher, on peut citer :

- Support des charges verticales (permanentes et d'exploitation) ;
- Transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventement ;
- Liaison des éléments structuraux verticaux ce qui contribue à une amélioration de leur stabilité et rigidité globales ;
- Ecran isolant entre les étages : acoustique et thermique

### III.2 Etude du Plancher à corps creux

Les planchers sont des aires planes limitant les différents étages en assurant la double fonction : plancher = poutrelles + corps creux + dalle de compression.

Celle de la résistance : Les planchers supportant leur poids propre et les charges d'exploitations, servent à transmettre les charges verticales aux éléments porteurs verticaux et assurant la compatibilité des déplacements horizontaux. Ils sont infiniment rigides dans leurs plans.

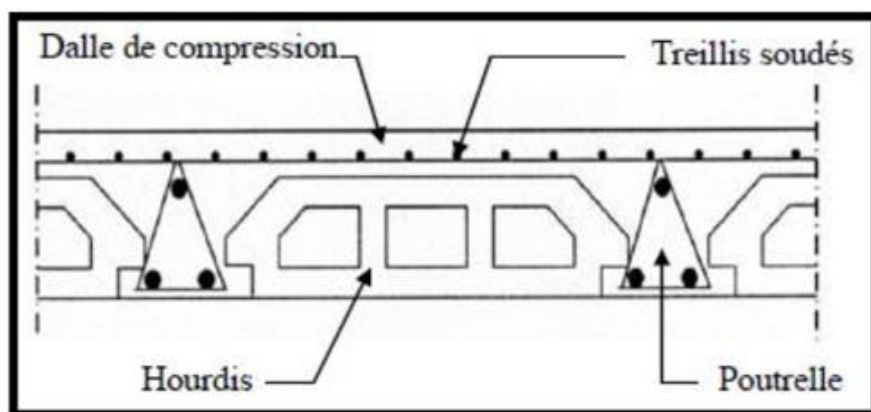


Figure III.1 : coupe transversale du plancher

### III.2.1 Etude des poutrelles

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

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

On a opté pour la méthode des trois moments ainsi que le logiciel SAP2000, pour évaluer les moments et les efforts tranchants.

### III.2.2 Type de poutrelles

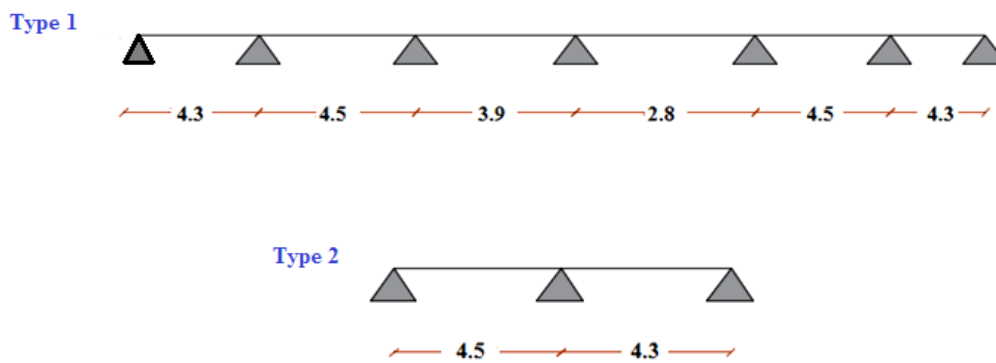


Figure III.2 : type des poutrelles

### III.2.3 Les charges des poutrelles

Niveau	G [kn/m <sup>2</sup> ]	Q [kn/m <sup>2</sup> ]	b [m]	Combinaisons	
				ELU $Q_u = b * (1.35G + 1.5Q)$	ELS $Q_s = b * (G + Q)$
<b>RDC</b>	546	1.5	0.65	6.25	4.52
<b>Etage courant</b>	5.46	1.5	0.65	6.25	4.52
<b>Terrasse inaccessible</b>	6.59	1	0.65	6.76	4.55

Tableau III.1: Charges supportées par les poutrelles.

### III.2.4 Détermination des efforts internes :

On va déterminer les efforts internes pour le type 2 de RDC par la méthode des trois moments et les autres sont calculées directement par logiciel **SAP2000**

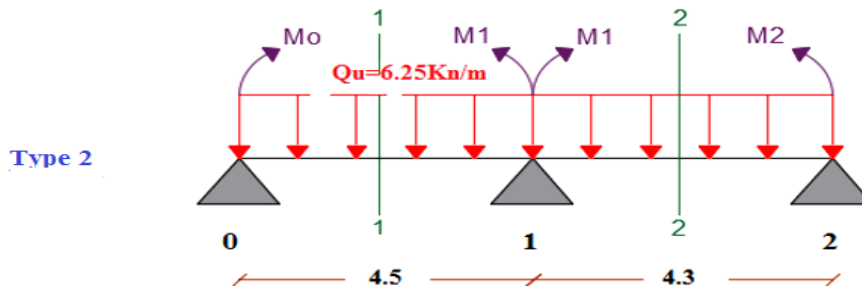


Figure III.3: poutrelle type 2 RDC

➤ **ELU**

✓ **Travée 0-1-2 :**

$$M_0 * L_1 + 2 * M_1 * (L_1 + L_2) + M_2 * L_2 = - 6 EI * (R_{g1} - R_{d1})$$

$$R_{g1} = \frac{-q * L^3}{24EI}$$

$$R_{d1} = \frac{q * L^3}{24EI}$$

Avec :

$$M_0 = M_2 = 0 \text{ (condition aux limites)}$$

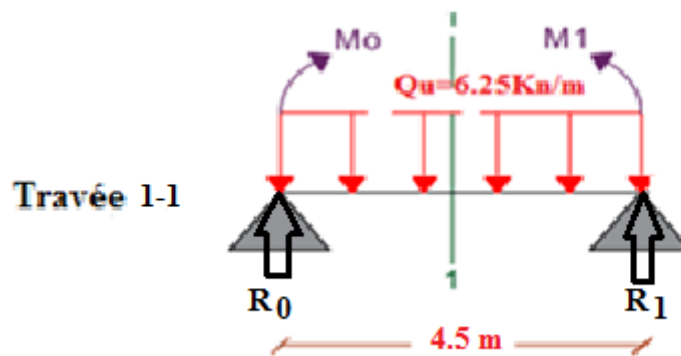
$$L_1 = 4.5 \text{ m} ; L_2 = 4.3 \text{ m}$$

$$q = 6.25 \text{ kn/m}$$

$$M_1 = \frac{-(q * (L_1)^3 + q * L_2^3)}{8 * (L_1 + L_2)}$$

$$M_1 = \frac{-(6.25 * (4.5)^3 + 6.25 * (4.3)^3)}{8 * (4.5 + 4.3)}$$

$$M_1 = - 15.15 \text{ kn.m}$$



- Calcul  $M_f$  et  $E_t$

✓ Travée 1-1

$$R_0 + R_1 - q_u \cdot L_1 = 0$$

$$R_0 + R_1 = 28.13 \text{ kn}$$

$$\sum M/1 = 0 \implies R_0 \cdot L_0 - q_u \cdot \left(\frac{L_0}{2}\right) - M_1 = 0$$

$$R_0 = q_u \cdot L_0/2 - (M_1 / L_0) \implies R_0 = \frac{6.25 \cdot 4.5}{2} - \frac{15.15}{4.5}$$

$$R_0 = 10.70 \text{ kn}$$

$$R_1 = 17.43 \text{ kn}$$

- **Moment Fléchissant :**

$$0 \leq x \leq 4.5 \text{ m}$$

$$M(x) = R_0 \cdot x - q_u \cdot (x^2/2)$$

$$M(0) = 0$$

$$M(4.5) = -15.15 \text{ kn.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$0 \leq x \leq 4.5 \text{ m}$$

$$T(x) = R_0 - q_u \cdot x$$

$$T(x) = 10.70 - 6.25 x$$

$$T(0) = 10.70 \text{ kn}$$

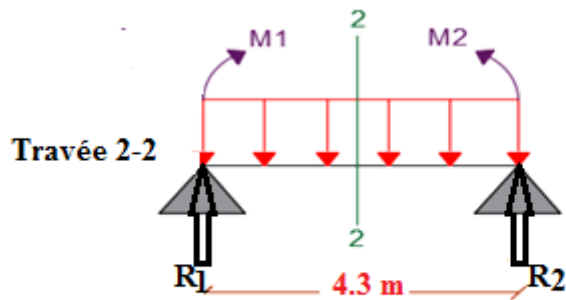
$$T(4.5) = -17.43 \text{ kn}$$

$$T(x) = 0 \implies -R_0 - q_u \cdot x = 0$$

$$x = R_0/q_u = 10.70/6.25 = 1.71 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1.71) = 10.70 \cdot 1.71 - 6.25 \cdot (1.71^2/2)$$

$$M_{\max} = 9.16 \text{ kn.m}$$



✓ **Travée 2-2**

$$R_1 + R_2 - q_u * L_1 = 0 \quad ; q_u = 6.25 \text{ kn/m}$$

$$\sum M/2 = 0 \quad \implies -R_1 * L_1 + (q_u * L_1/2) - M_1 = 0$$

$$R_1 = (q_u * (L_1/2) - M_1) / L$$

$$R_1 = 16.97 \text{ kn}$$

$$R_2 = 9.91 \text{ kn}$$

• **Moment Fléchissant :**

$$0 \leq x \leq 4.3 \text{ m}$$

$$M(x) = R_1 x - x^2/2 + M_1$$

$$M(0) = -15.15 \text{ kn.m}$$

$$M(4.3) = 0 \text{ kn.m}$$

• **Effort tranchant :**

$$0 \leq x \leq 4.3 \text{ m}$$

$$T(x) = R_1 - q_u x$$

$$T(x) = 16.97 - 6.25x$$

$$T(0) = 16.97 \text{ kn}$$

$$T(4.3) = 9.91 \text{ kn}$$

$$T(x) = 0 \implies x = 2.71 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(2.71) = 7.89 \text{ kn.m}$$

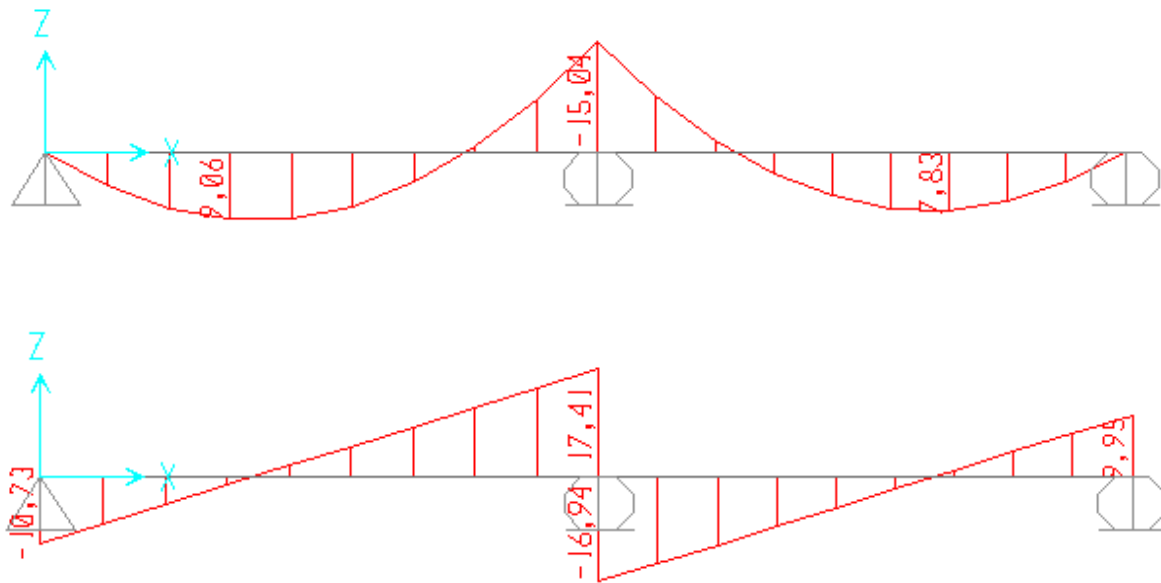


Figure III.4 : Diagrammes des moments et l'effort tranchant des poutrelles type 2 (RDC)

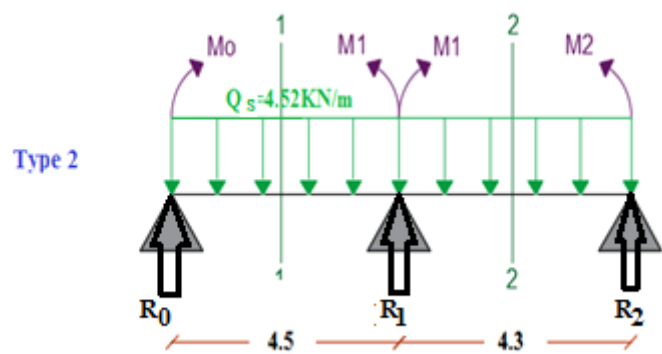


Figure III.5: poutrelle type 2 RDC

**ELS :**

$$M_1 = \frac{-(q \cdot (L_1)^3 + q \cdot L_2^3)}{8 \cdot (L_1 + L_2)} \quad \text{avec : } L_1 = 4.5 \text{ m ; } L_2 = 4.3 \text{ m}$$

$$q_s = 4.52 \text{ kn /ml}$$

$$M_1 = - 10.96 \text{ kn.m}$$

✓ **Travée 1-1**

$$q_s = 4.52 \text{ kn /ml}$$

$$R_1 = 12.61 \text{ kn}$$

$$R_0 = 7.73 \text{ kn}$$

- **Moment Fléchissant :**

$$0 \leq x \leq 4.5 \text{ m}$$

$$M(x) = R_0 x - q_s x^2/2$$

$$M(0) = 0$$

$$M(4.3) = -10.98 \text{ kn.m}$$

- **Effort Tranchant :**

$$0 \leq x \leq 4.5 \text{ m}$$

$$T(x) = R_0 - q_s x$$

$$T(0) = 7.73 \text{ kn}$$

$$T(x) = 0 \implies x = 1.71 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1.71) = 7.73 * 1.71 - 4.52 * (1.71)^2 / 2$$

$$M(1.71) = 6.61 \text{ kn.m}$$

- ✓ **Travée 2-2**

$$q_s = 4.52 \text{ kn/ml}$$

$$R_1 = 12.27 \text{ kn}$$

$$R_2 = 7.17 \text{ kn}$$

- **Moment Fléchissant :**

$$0 \leq x \leq 4.3 \text{ m}$$

$$M(x) = R_1 x - q_s x^2$$

$$M(0) = -10.96 \text{ kn.m}$$

$$M(4.3) = 0$$

- **Effort Tranchant :**

$$0 \leq x \leq 4.3 \text{ m}$$

$$T(x) = R_1 - q_s x$$

$$T(0) = 12.27 \text{ kn}$$

$$T(4.3) = -7.17 \text{ kn}$$

$$T(x) = 0 \implies x = 2.71 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(2.71) = 12.27 * 2.71 - 4.52 * (2.71)^2 / 2 - 10.96$$

$$M_{\max} = 5.69 \text{ kn.m}$$



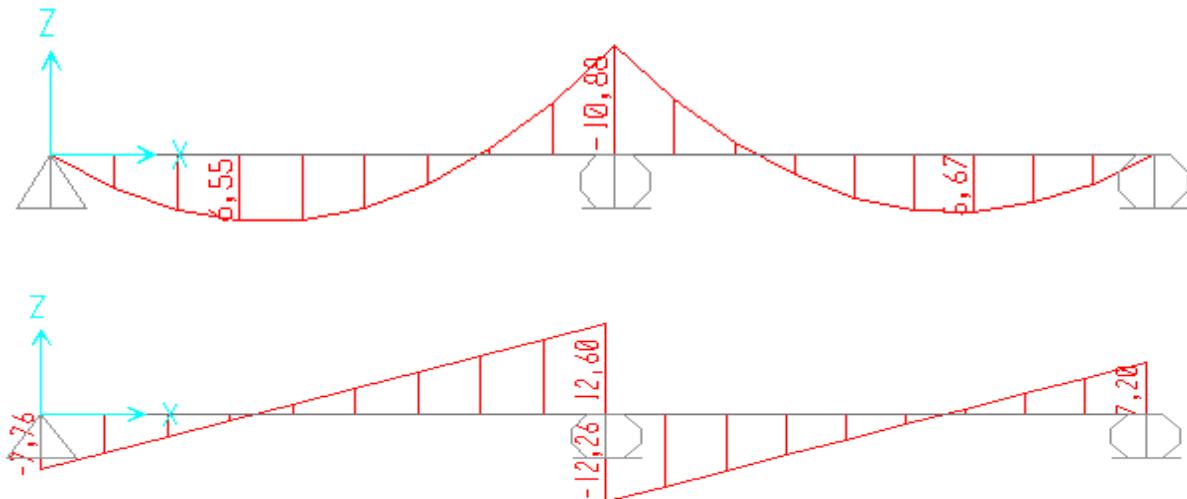


Figure III.6 : Diagrammes des moments et l'effort tranchant des poutrelles type 2 (RDC)

### III.2.5 Récapitulation de $M_{\max}$ et $T_{\max}$

Les résultats obtenus par logiciel **SAP2000** sont donnés par le tableau ci-dessous

Niveau des plancher	Type des poutrelles	ELU			ELS		
		$M_{\max}$ (kn.m)		$T_{\max}$ (kn)	$M_{\max}$ (kn.m)		$T_{\max}$ (kn)
		Travée	Appuis		Travée	Appuis	
RDC	Type1	8.63	13.28	16.53	6.24	9.61	11.96
	Type2	9.06	15.03	17.41	6.55	10.87	12.60
Etagé courant	Type3	8.63	13.28	16.53	6.24	9.61	11.96
	Type4	9.06	15.03	17.41	6.55	10.87	12.60
Terrasse inaccessible	Type5	9.33	14.35	17.87	6.81	10.48	13.04
	Type6	9.79	16.24	18.81	7.15	11.86	13.74

Tableau III.2 : récapitulatif de  $M_{\max}$  et  $T_{\max}$

### III.2.6 Détermination du ferrailage :

Le calcul de la section d'armature se fait pour un cas et on représentera tous les résultats dans un tableau :

- **Etage courant : Poutrelle type 2 :**

$$b = 65 \text{ cm}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$h_t = 21 \text{ cm}$$

$$h_0 = 5 \text{ cm}$$

$$d = 0.9 \cdot h_t$$

$$d = 18.9 \text{ cm}$$

➤ **ELU**

Les contraintes :  $f_{bc} = 14.17 \text{ Mpa}$  ;  $\sigma_{st} = 347.83 \text{ Mpa}$

**a. En travée :**

$$M_{ut} = 9.06 \text{ kn.m}$$

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} (d - (h_0/2)) M_t = 0.65 \cdot 0.05 \cdot 14.17 (0.189 - 0.05/2)$$

$$M_t = 0.0755 \text{ Mn .m}$$

On a :

$$M_t = 0.0755 \text{ Mn .m} > M_{ut} = 9.06 \cdot 10^{-3} \text{ Mn.m}$$

$M_t > M_{ut}$  : l'axe neutre est dans la table, le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire ( $b \cdot h$ ).

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9.06 \cdot 10^{-3}}{0.65 \cdot 0.189^2 \cdot 14.17}$$

$$\mu_u = 0.028 < \mu_R = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - (2 \cdot \mu_u)}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - (2 \cdot 0.028)})$$

$$\alpha = 0.0355$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.189 (1 - 0.4 * 0.0355)$$

$$Z = 0.186$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z * \sigma_{st}} = \frac{9.06 * 10^{-3}}{0.186 * 347.83}$$

$$A_{st} = 1.40 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

En prend la section minimale :

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e f_{t28} = 0.06 + 0.6 * f_{c28} = 0.06 + 0.6 * 25 = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 * 0.65 * 0.189 * 2.1 / 400$$

$$1.40 < 1.48 \text{ cm}^2$$

**c.n.v**

Donc le ferrailage choisit est :  $A_{st \text{ travée}} = 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2$

**b. En appui :**

$$M_{ua} = 15.03 \text{ kn.m}$$

$$M_t = b * h_0 * f_{bc} (d - (h_0/2)) M_t = 0.65 * 0.05 * 14.17 (0.189 - (0.05/2))$$

$$M_t = 0.0755 \text{ Mn .m}$$

On a :

$$M_t = 0.0755 \text{ Mn.m} > M_{ua} = 15.03 * 10^{-3} \text{ Mn.m}$$

$M_t > M_{ua}$  : l'axe neutre est dans la table, le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire ( $b * h$ ).

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{15.03 * 10^{-3}}{0.65 * 0.189^2 * 14.17}$$

$$\mu_u = 0.0456 < \mu_R = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - (2 * \mu_u)}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * (0.0456)})$$

$$\alpha = 0.058$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.189 (1 - 0.4 * 0.058)$$

$$Z = 0.185 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{z * \sigma_{st}} = \frac{15.03 * 10^{-3}}{0.185 * 347.83}$$

$$A_{st} = 2.34 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

En prend la section minimale :

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e \implies f_{t28} = 0.6 + 0.06 * f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 * 0.65 * 0.189 * 2.1 / 400$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 1.48 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage choisit est :

$$A_{st \text{ appuis}} = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Vérification à l'ELS :**

- a. **En travée :**

Le moment maximum en travée  $M_{t \text{ max}} = 6.55 \text{ Kn.m}$

- Il faut vérifier que  $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{9.06}{6.55} = 1.38$$

$$\frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha = 0.0355 < 0.44 \quad \text{c.v}$$

- **Position de l'axe neutre**

On suppose que l'axe neutre dans la table :

$$A_{st \text{ travée}} = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b * x^2}{2} - 15 * A_{st} * (d - x) = 0$$

$$\frac{65 * x^2}{2} - 15 * 2.36 * (0.9 * 21 - x) = 0$$

$$32.5 * x^2 - 669.06 + 35.4 * x = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 297.036 \text{ cm}$$

$$x = 4.025 \text{ cm} < h_0 = 5 \text{ cm} \quad \text{Hypothèse vrai}$$

- **Inertie :**

$$I = \frac{b * x^3}{3} + 15 * A_{st} * (d - x)^2$$

$$I = \frac{0.65 * (0.04025)^3}{3} + 15 * 2.36 * 10^{-4} * (0.9 * 0.21 - 0.04025)^2$$

$$I = 9.24 * 10^{-5} \text{ m}^4$$

- **Calcul des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} x \implies \sigma_{bc} = \frac{6.55 * 10^{-3}}{9.25 * 10^{-5}} * 0.04025$$

$$\sigma_{bc} = 2.85 \text{ Mpa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n * M_s}{I} (d - x) \implies \sigma_{st} = \frac{15 * 6.55 * 10^{-3}}{9.25 * 10^{-5}} * (0.9 * 0.21 - 0.04025)$$

$$\sigma_{st} = 157.997 \text{ Mpa}$$

- **Calcul des contraintes admissibles :**

$$\text{Béton : } \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{Acier : } \overline{\sigma}_{st} = \min \{ 2 * f_e / 3 ; 110 * \sqrt{\varphi * f_{t28}} \} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\varphi = 1.6 \text{ à haut adhérence}$$

$$f_{t28} = 0.06 * f_{c28} + 0.6 = 2.1 \text{ Mpa}$$

- **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = 2.85 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{c.v}$$

$$\sigma_{st} = 157.997 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \quad \text{c.v}$$

**b. En appui :**

Le moment maximum en appuis  $M_{a \max} = 10.87 \text{ kn.m}$

Il faut vérifier que  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{15.03}{10.87} = 1.38$$

$$\frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha = 0.058 < 0.44$$

**C.V**

- **Position de l'axe neutre**

$$A_{st} \text{ appui} = 3.39 \text{ cm}^2$$

On suppose que l'axe neutre dans la table :

$$\frac{b * x^2}{2} - 15 * A_{st} * (d - x) = 0$$

$$\frac{65 * x^2}{2} - 15 * 3.39 * (0.9 * 21 - x) = 0$$

$$32.5 * x^2 - 961.065 + 50.85 * x = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 357 \text{ cm}$$

$$x = 4.71 \text{ cm} < h_0 = 5 \text{ cm} \quad \text{Hypothèse vrai}$$

- **Inertie :**

$$I = \frac{b*x^3}{3} + 15 * A_{st} * (d - x)^2$$

$$I = \frac{0.65*(0.0471)^3}{3} + 15 * 3.39 * 10^{-4} * (0.9 * 0.21 - 0.0471)^2$$

$$I = 1.25 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **Calcul des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} x \implies \sigma_{bc} = \frac{10.87*10^{-3}}{1.25*10^{-4}} 0.0471$$

$$\sigma_{bc} = 4.0958 \text{ Mpa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s}{I} (d - x) \implies \sigma_{st} = \frac{15 \cdot 10.87 \cdot 10^{-3}}{1.25 \cdot 10^{-4}} \cdot (0.9 \cdot 0.21 - 0.0471)$$

$$\sigma_{st} = 185.094 \text{ Mpa}$$

- **Calcul des contraintes admissibles :**

$$\text{Béton : } \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{Acier : } \overline{\sigma}_{st} = \min \{ 2 \cdot f_e / 3 ; 110 \sqrt{\varphi \cdot f_{t28}} \} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\varphi = 1.6 \text{ à haut adhérence}$$

$$f_{t28} = 0.06 \cdot f_{c28} + 0.6 = 2.1 \text{ Mpa}$$

- **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = 4.0958 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 185.094 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \quad \text{C.V}$$

- **Vérification au cisaillement**

$$T_{\max} = 17.41 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \implies \tau_u = \frac{17.41 \cdot 10^{-3}}{0.65 \cdot 0.189}$$

$$\tau_u = 0.142 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left( \frac{0.20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right) \implies \text{Fissuration peu nuisible } (\gamma_b = 1.5 \text{ cas générale}).$$

$$\overline{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

Donc on a :

$$\tau_u = 0.142 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

- **Calcul des armatures transversales**

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h_t}{35}, \Phi_{1\min}, \frac{b_0}{10} \right) \implies \Phi_t \leq \min \left( \frac{21}{35}, 1.2, \frac{12}{10} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min (0.6, 1.2, 1.2)$$

$$\text{On prend } \Phi_t = \Phi_6 = 6 \text{ mm}$$

- Calcul d'espacement des cadres

D'après le R.P.A 99V2003 on a :

### 1. Zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{4}, 12 \Phi_{1 \min}, 30 \text{ cm} \right\} \implies S_t \leq \min \left\{ \frac{21}{4}, 12 * 1.2, 30 \text{ cm} \right\}$$

On prend :  $S_t = 5 \text{ cm}$

La distance pour les armatures de la zone nodale est :  $L = 2 * h$ .

### 2. Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} \implies S_t \leq \frac{21}{2}$$

On prend :  $S_t = 10 \text{ cm}$

### ❖ Vérification au glissement (En appui) :

$$T_{u \max} - \frac{M_{ua}}{0.9 * d} \leq 0$$

$$T_{u \max} = 17.41 \text{ kn}$$

$$M_{ua} = 15.03 \text{ kn.m}$$

$$17.41 - \frac{15.03}{0.9 * 0.9 * 0.21} \leq 0$$

$$-70.9498 \leq 0 \quad \text{C.V}$$

- Vérification de la flèche :

D'après le B.A.E.L. 91 :  $f \leq f_{adm}$

$$f_{adm} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{450}{500} = 0.9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 * A_{st} \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$I_0 = \frac{0.65 * (0.21)^3}{12} + 15 * 2.36 * 10^{-4} * \left( \frac{0.21}{2} - 0.1 * 0.21 \right)^2$$

$$I_0 = 5.26 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{\varphi * \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)}$$



avec :

$$\varphi = \frac{A_{st}}{b_0 * d} = \frac{2.36 * 10^{-4}}{0.12 * 0.9 * 0.21} = 0.0104$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 * 2.1}{0.0104 * (2 + 3 \frac{0.12}{0.65})} = 3.95$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \varphi * \sigma_{st} + f_{t28}}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0104 * 347.83 + 2.1} = 0.78$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu} = \frac{1.1 * 5.26 * 10^{-4}}{1 + 3.95 * 0.78}$$

$$I_{fi} = 1.42 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.195 \text{ Mpa}$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_s}{E_i * I_{fi}} = \frac{6.24 * 10^{-3}}{32164.195 * 1.42 * 10^{-4}}$$

$$\frac{1}{\gamma} = 1.37 * 10^{-3}$$

$$f = \frac{1}{\gamma} * \frac{L^2}{10} = 1.37 * 10^{-3} * \frac{4.5^2}{10}$$

$$f = 2.77 * 10^{-3} \text{ m} < f_{adm} = 9 * 10^{-3} \text{ m} \quad \text{C.V}$$

- **Ancrage des armatures :**

- a- **Contrainte limite d'adhérence :**

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{tj}$$

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement égale à 1.5 pour les armatures à haute adhérence

$\tau_{su}$  : Contrainte d'adhérence

$$\tau_{su} = 0.6 * (1.5) * (2.1) = 2.835 \text{ Mpa}$$

- b- **Longueur de scellement droit  $l_s$  :**

$$l_s = \Phi * f_e / 4 * \tau_{su} \implies l_s = (1.2 * 400) / (4 * 2.835)$$

$l_s$  : Longueur de scellement

$$l_s = 42.32 \text{ cm} \implies \text{On prend } l_s = 43 \text{ cm}$$

**c- Ancrage par courbure de barres tendues :**

- **Rayon de courbure**

On adopte une croche à  $120^\circ \implies \alpha = 2.31$  ;  $\beta = 3.28$

$$r \geq 5.5 * \phi \implies r \geq 5.5 * 1.2 \implies r \geq 6.6 \text{ cm}$$

$r = 6.6 \text{ cm}$  rayon de courbure

$$L_1 = 6 * \phi = 6 * 1.2 = 7 \text{ cm} \implies L_1 = 7 \text{ cm}$$

$$L_2 = l_s - \alpha * L_1 - \beta r \implies 43 - 2.31 - 3.28 * 6.6 \implies L_2 = 12 \text{ cm}$$

$$L = L_2 + r + (\phi/2) = 12 + 6.6 + (1.2/2)$$

$$L = 19.2 \text{ cm}$$

### III.3 Ferrailage de la dalle de compression

D'après le règlement CBA, la dalle de compression à une épaisseur de 5cm armée par treillis soudés de diamètre  $\Phi_5 = 5\text{mm}$ , dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Pour les armatures perpendiculaires aux nervures :

$$A_1 \geq \frac{4*L}{f_e} \quad ; \text{ avec : } \begin{cases} f_e = 500 \text{ Mpa} \\ L = 65 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A_1 \geq 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc, on adopte un treillis soudé de  $\Phi_5$  et un espacement (20\*20) cm<sup>2</sup>

### III.4 Récapitulatif du ferrailage des poutrelles

Niveaux	Type	Ferrailage calculée		Ferrailage choisi		Cadre (mm)	Espacement (cm)	
		Travée	Appui	Travée	Appui		Zone nodale	Zone courante
RDC	Type 1	1.33	2.06	3T10=2.36	3T12=3.39	$\Phi_6$	5	10
	Type 2	1.40	2.34	3T10=2.36	3T12=3.39			
Etage courant	Type 3	1.33	2.06	3T10=2.36	3T12=3.39	$\Phi_6$	5	10
	Type 4	1.40	2.34	3T10=2.36	3T12=3.39			
Terrasse	Type 5	1.44	2.23	3T10=2.36	3T12=3.39	$\Phi_6$	5	10
	Type 6	1.51	2.537	3T10=2.36	3T12=3.39			

Tableau III.3 : récapitulatif du ferrailage pour tous les types de poutrelle

### III.5 Schéma du ferrailage des poutrelles

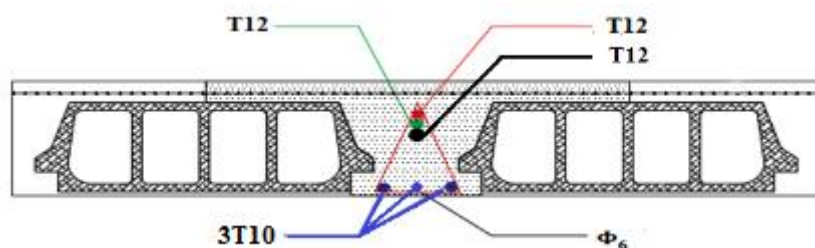


Figure III.7 : Une coupe en appuis

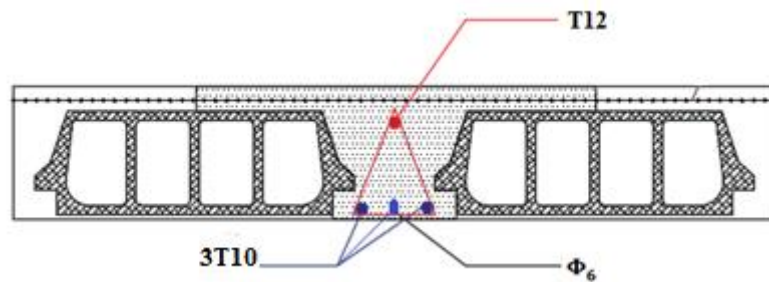


Figure III.8 : Une coupe en travée

### III.6 Étude de la poutre palière

$$b = 0.3 \text{ m} ; h = 0.35 \text{ m} ; \gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ kn/m}^3$$

Charge supporté par la poutre

$$\text{Poids propre} = b * h * \gamma_{\text{béton}}$$

$$\text{Poids propre} = 0.35 * 0.3 * 25 = 2.63 \text{ kn/m}$$

$$\text{Poids propre mur} = [(1.3 * 2) + (0.02 * 2 * 20)] * [(2.89 / 2) - 0.35]$$

$$\text{Poids propre mur} = 3.723 \text{ kn/ml}$$

$$\text{Réaction du palier sur la poutre palière } R_b = T_{u \text{ max}} / (L/2) = 11.92 \text{ kn/ml}$$

Donc, on applique  $R_b$  directement sur la poutre palière.

$$G = 2.63 + 3.723 = 6.353 \text{ kn/ml}$$

$$Q = 0 \text{ kn/ml}$$

#### III.6.1 Diagrammes des moments et l'effort tranchant :

D'après les résultats retirer du SAP2000

➤ ELU



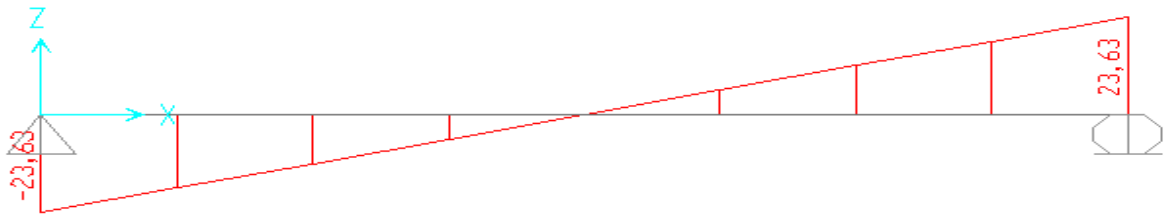


Figure III.9 : Diagrammes des moments et l'effort tranchant de poutre palière

## ➤ ELS :

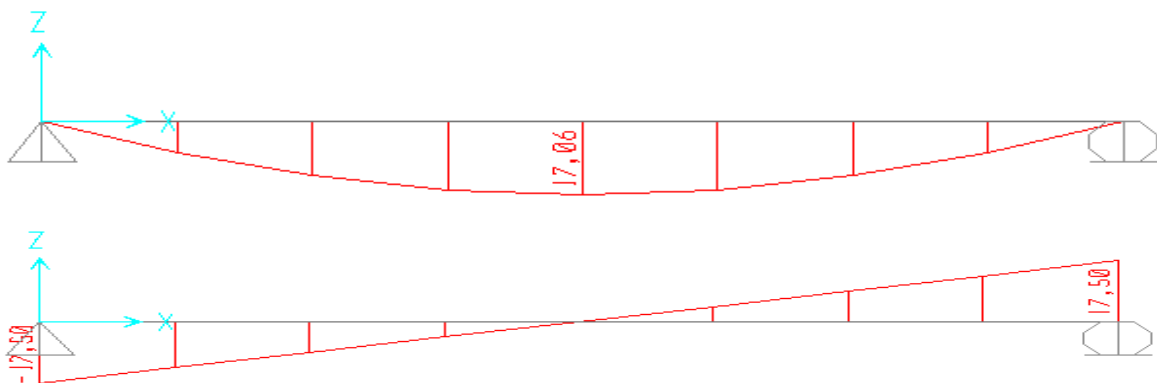


Figure III.10 : Diagrammes des moments et l'effort tranchant de poutre palière

**III.6.2 Calcul du ferrailage**

## ❖ En travée

$$b = 0.30 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ Mpa}$$

$$M_{\max} = 23.04 * 10^{-3} \text{ Mn.m}$$

$$M_{ut} = 0.85 * 23.04 * 10^{-3} \text{ Mn.m}$$

Calcul se fait en flexion simple

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{0.01958}{0.3 * (0.9 * 0.35)^2 * 14.17}$$

$$\mu_u = 0.046 < \mu_R = 0.392 \text{ les armatures comprimées ne sont pas nécessaire S.S.A}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - (2\mu)}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - (2 * 0.046)})$$

$$\alpha = 0.059$$

$$Z = d(1-0.4\alpha) = (0.9*0.35)*(1-0.4*0.059)$$

$$Z = 0.308$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z*\sigma_{st}} = \frac{0.01958}{0.308*347.83}$$

$$A_{st} = 1.827 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures comprimées :

$$\text{On prend } 3T14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = \frac{A_{st}}{4} \Rightarrow A_{sc} = 4.62/4 = 1.155 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

#### ❖ En Appuis :

$$M_{ua} = 0.2*M_{max} \quad M_{ua} = 0.2*23.04*10^{-3} \text{ Mn.m} \Rightarrow M_{ua} = 0.004608 \text{ Mn.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b*d^2*fb_c} = \frac{0.004608}{0.3*(0.9*0.35)^2*14.17}$$

$\mu_u = 0.011 < \mu_R = 0.392$  les armatures comprimées ne sont pas nécessaires S.S.A

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - (2\mu)}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - (2 * 0.0268)})$$

$$\alpha = 0.0138$$

$$Z = d * (1 - 0.4\alpha) = (0.9*0.35)*(1 - 0.4*0.0339)$$

$$Z = 0.313$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{z \sigma_{st}} = \frac{0.00468}{0.313*347.83}$$

$$A_{st} = 0.4298 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures comprimées :  $A_{sc} = A_{st}/4$

$$A_{sc} = 3.39/4 = 0.565 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

En prend la section minimale :

$$A_{st \min} \geq 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e f_{t28} = 0.6 + 0.06 * f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st \min} \geq 0.23 * 0.3 * 0.9 * 0.35 * 2.1 / 400 f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_{st \min} \geq 1.14 \text{ cm}^2$$

- ❖ **En travée**

$$4.62 > 1.14 \quad \text{C.V}$$

- ❖ **En appuis**

$$3.39 > 1.14 \quad \text{C.V}$$

- **Ferraillage min RPA**

$$A_{\min} = 0.5\% b * h = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ travée}} + A_{st \text{ appuis}} = 4.62 + 3.39 = 8.01$$

$$8.01 > 5.25 \text{ cm}^2 \quad \text{c.v}$$

- **Vérification des contraintes du béton :**

- ❖ **En travée**

Position de l'axe neutre

$$A_{st} = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b * x^2}{2} - 15 * A_{st} * (d - x) = 0$$

$$\frac{30 * x^2}{2} - 15 * 4.62 * (0.9 * 35 - x) = 0$$

$$15 * x^2 - 2135.7 + 67.8 * x = 0$$

$$x = 9.88 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b * x^3}{12} + 15 * A_{st} * (d - x)^2$$

$$I = \frac{30 \cdot (9.88)^3}{12} + 15 \cdot 4.52 \cdot (0.9 \cdot 35 - 9.88)^2$$

$$I = 34102.45 \text{ cm}^4$$

$$M_{ts} = 0.85 \cdot 17.06 \cdot 10^{-3} \text{ Mn.m}$$

$$M_{ts} = 14.501 \cdot 10^{-3} \text{ Mn.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot x$$

$$\sigma_{bc} = \frac{14.501 \cdot 10^{-3} \cdot 10^2}{34102.45} \cdot 9.88 = 4.201 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.201 < 15 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

#### ❖ En Appuis :

Position de l'axe neutre

$$A_{st} = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - 15 \cdot A_{st} \cdot (d - x) = 0$$

$$\frac{30 \cdot x^2}{2} - 15 \cdot 2.26 \cdot (0.9 \cdot 35 - x) = 0$$

$$15 \cdot x^2 - 1067.85 + 33.9 \cdot x = 0$$

$$x = 7.38 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot x^3}{12} + 15 \cdot A_{st} \cdot (d - x)^2$$

$$I = \frac{30 \cdot (7.38)^3}{12} + 15 \cdot 2.26 \cdot (0.9 \cdot 35 - 7.38)^2$$

$$I = 20727.02 \text{ cm}^4$$

$$M_{as} = 0.2 \cdot 17.06 \cdot 10^{-3} \text{ Mn.m}$$

$$M_{as} = 3.412 \cdot 10^{-3} \text{ Mn.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{as}}{I} \cdot x$$



$$\sigma_{bc} = \frac{3.412 \cdot 10^{-3} \cdot 10^2}{20727.02} * 7.38 = 1.215 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.215 < 15 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

- **Vérification au cisaillement**

$$T_{\max} = 23.63 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{23.63 \cdot 10^{-3}}{0.3 \cdot 0.9 \cdot 0.35}$$

$$\tau_u = 0.25 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left( \frac{0.20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right) \implies \text{Fissuration peu nuisible } (\gamma_b = 1.5 \text{ cas générale}).$$

$$\overline{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

Donc on a :

$$\tau_u = 0.25 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

Il n'y a pas risque de cisaillement

- **Calcul des armatures transversales**

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h_t}{35}, \Phi_{1 \min}, \frac{b}{10} \right) ; \Phi_t \leq \min \left( \frac{35}{35}, 1.2, \frac{30}{10} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min (1, 1.2, 3)$$

$$\Phi_t = \Phi_8 = 8 \text{ mm}$$

- **Calcul d'espacement des cadres**

D'après le R.P.A 99V2003 on a :

**a. Zone nodale**

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12 \cdot \Phi_{1 \min}, 30 \text{ cm} \right) \implies S_t \leq \min \left( \frac{35}{4}, 12 \cdot 1.2, 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t = 8 \text{ cm}$$

La distance pour les armatures de la zone nodale est :  $L = 2 \cdot h$ .

**b. Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \implies S_t \leq \frac{35}{2} \implies S_t \leq 17.5 \text{ cm}$$

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

- **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{390} = 0.0897 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{c.v}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{390} = 0.0897 > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{0.0193}{10 \cdot 22.66 \cdot 10^{-3}} = 0.0852 \quad \text{c.v}$$

- ❖ **En travée :**

$$\frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{4.62}{30 \cdot 0.9 \cdot 35} \leq \frac{4.2}{400}$$

$$4.78 \cdot 10^{-3} < 10.5 \cdot 10^{-3} \quad \text{c.v}$$

Puisque les conditions sont vérifiées donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche

### III.6.3 Ancrage des armatures :

#### a. Contrainte limite d'adhérence :

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{tj}$$

$\Psi_s = 1.5$  pour les armatures à haute adhérence

$$\tau_{su} = 0.6 (1.5)^2 (2.1) = 2.835 \text{ Mpa}$$

#### b. longueur de scellement droit $l_s$ :

$$l_s = \phi f_e / (4 \cdot \tau_{su}) = (1.2 \cdot 400) / (4 \cdot 2.835)$$

$$l_s = 42.32 \text{ cm} \implies \text{On prend } l_s = 43 \text{ cm}$$

#### c. Ancrage par courbure de barres tendues

- **Rayon de courbure**

On adopte une croche à  $120^\circ$  :  $\alpha = 2.31$  ;  $\beta = 3.28$

$$r \geq 5.5 \cdot \phi \implies r \geq 5.5 \cdot 1.2 \implies r \geq 6.6 \text{ cm}$$

$r = 6.6$  cm rayon de courbure

$$L_1 = 6 * \phi = 6 * 1.2 = 7 \text{ cm} \implies L_1 = 7 \text{ cm}$$

$$L_2 = l_s - \alpha L_1 - \beta_r L_2 = 43 - 2.31 - 3.28 * 6.6 \implies L_2 = 12 \text{ cm}$$

$$L = L_2 + r (\phi/2) = 12 + 6.6 + (1.2/2) = 19.2 \text{ cm}$$

$$L = 19.2 \text{ cm}$$

### III.6.4 Récapitulatif des sollicitations :

	ELU		ELS	
	$M_{\max}=23.04 \text{ kn.m}$		$M_{\max}=17.06 \text{ kn.m}$	
	$M_t=0.85*M_{\max}$	$M_a=0.2*M_{\max}$	$M_t=0.85*M_{\max}$	$M_a=0.2*M_{\max}$
<b>M [kn.m]</b>	19.584	4.608	14.501	3.412
<b>T [kn]</b>	23.63		17.50	

Tableau III.4: Tableau récapitulative des sollicitations à ELU et ELS de la poutre palière

	$A_{st}$ calculée (cm <sup>2</sup> )	Min RPA (cm <sup>2</sup> )	$A_{st}$ choisi (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)		Cadres $\Phi$ (mm)
				Zone nodale	Zone courant	
<b>Travée</b>	1.827	5.25	3T14=4.62	8	15	$\Phi_8$
<b>Appui</b>	0.429		3T12=3.39			

Tableau III.5 : Tableau récapitulative du ferrailage de la poutre palière

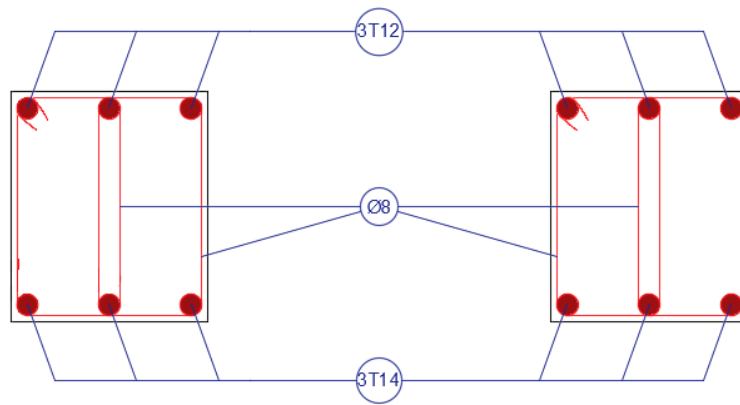


Figure III.11: Ferrailage d'une coupe en travée et en appui de la poutre palière

#### IV. Introduction :

Dans toute structure, on distingue deux types d'élément :

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

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

#### IV.1 Etude de l'acrotère :

##### IV.1.1 Introduction :

L'acrotère est ce petit mur qui prolonge verticalement une façade au-dessus du niveau du toit. Bien que l'acrotère puisse être considéré comme un garde-corps de sécurité, ce n'est pas son rôle premier puisque l'acrotère se confectionne aussi bien sur un toit accessible (au public) que non praticable. En réalité, le rôle de l'acrotère est de permettre de faire remonter verticalement sur sa face interne les isolants et revêtements d'étanchéité des toits terrasses.

##### IV.1.2 Principe de calcul :

L'acrotère est sollicité à la flexion composée sous l'action verticale de son poids propre  $G$  et l'action horizontale due à la charge d'exploitation  $Q$ , il est calculé comme étant une console encastrée au niveau du plancher terrasse,

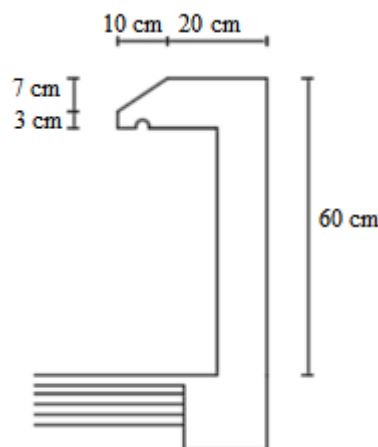


Figure IV.1: Schéma de l'acrotère

➤ **Evaluation des charges**

• **Charges permanentes (poids propre):**

$$w_p = \rho * S \quad \text{avec :}$$

$w_p$  : Poids propre

$S$  : surface écrire de l'acrotère

$\rho$  : poids volumique de béton

$$G = W_p$$

$$S = (0.6 * 0.1) + (0.1 * 0.1) + (0.1 + 0.03 * 0.1) / 2$$

$$S = 0.0765 \text{ m}^2$$

$$G = 25 * 0.0765$$

$$G = 1.9125 \text{ kn/ml}$$

• **Charge d'exploitation :**

Le RPA exige et impose l'application de la force horizontale  $F_p$  sur le calcul des éléments de la structure secondaires:

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p \quad \text{avec :}$$

$A = 0.1$  (Coefficient d'accélération de la zone)

$W_p = 1.9125 \text{ kn/ml}$  (Poids de l'acrotère)

$C_p = 0.8 \text{ kn}$  (Facteur de la force horizontale)

$$F_p = 4 * 0.1 * 0.8 * 1.9125$$

$$F_p = 0.612 \text{ kn/ml}$$

### IV.1.3 Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait par rapport l'encastrement. Moments et efforts normaux :

$$\text{ELU : } \begin{cases} N_u = 1.35 * G \\ M_u = 1.5 * Q * l^2 / 2 \end{cases} \quad \text{ELS : } \begin{cases} N_s = G \\ M_s = Q * l^2 / 2 \end{cases}$$

	N[kn]	M [kn.m]
<b>ELU</b>	2.58	0.165
<b>ELS</b>	1.9125	0.110

Tableau IV.1: Calcul des sollicitations

### IV.1.4 Calcul de l'excentricité :

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, ce qui veut dire que la section est partiellement comprimée, de plus N est un effort de compression donc le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple soumise à un moment  $M_{ua} = N_u * e$ .

D'après le BAEL (Art 4.4), la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à remplacer l'excentricité réelle ( $e_0 = M_u / N_u$ ) par une excentricité totale de calcul (e) tel que :  $e = e_0 + e_1 + e_2$ . avec :

$e_0$ : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

$e_1$ : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$ : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$e_1 = \max(2\text{cm}, h/250) = 2 \text{ cm}$  avec : h : hauteur de l'élément = 60 cm.

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2 \cdot (2 + \Phi \cdot \alpha)}{h_0 \cdot 10^4} \quad \text{CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

$\Phi$  : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{(RPA Article A.4.3.5)}$$

$$M_Q = Q \cdot h = 1 \cdot 0.6 = 0.6 \text{ kn.m}$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0$$

$h_0$  : Hauteur de la section = 10 cm.

$l_f$ : Longueur de flambement.

$$l_f: 2 h = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m.}$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot 1.2^2 \cdot 2}{0.1 \cdot 10^4} = 0.00864 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} + e_1 \implies e_1 = \frac{0.165}{2.58} + 0.02$$

$$e_0 = 0.0839 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } e = e_0 + e_2 = 0.09254 \text{ m}$$

$$e_a = e + (d - h/2)$$

$$e_a = 0.09254 + (0.09 - 0.05)$$

$$e_a = 0.13254 \text{ m}$$

#### IV.1.5 Détermination du Ferrailages :

**ELU:**

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa} ; \quad f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa} ; \quad \sigma_{st} = 347,83 \text{ Mpa}$$



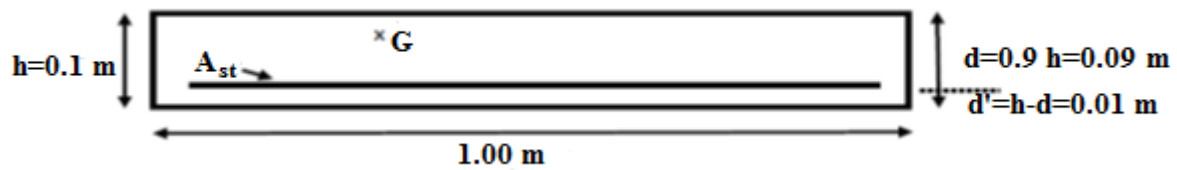


Figure IV.2: Section à ferrailer.

➤ **Moment de flexion fictif :**

$$M_{ua} = N_u * e_a$$

$$M_{ua} = 2.58 * 0.13254$$

$$M_{ua} = 0.3419 \text{ kn/ml}$$

➤ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{0.3419 * 10^{-3}}{1(0.9 * 0.1)^2 * 14.17}$$

$$\mu_u = 0.00298 < \mu_R = 0.392 \text{ (S.S.A)} \quad A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left( \frac{M_{ua}}{z} - N_u \right)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.0037$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.0899 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{347.83} \left( \frac{0.3419 * 10^{-3}}{0.0899} - 2.58 * 10^{-3} \right)$$

$A_{st} = 0.035 \text{ cm}^2$  la section est faible donc le  $A_{st}$  est pris selon la forme de non fragilité

**Condition non fragilité :**

$$A_{st \min} \geq 0.23.b. d. \frac{f_{28}}{f_e}$$

$$A_{st \min} \geq 1.09 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Donc on adopte } \mathbf{4T8} \text{ de section } 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = f_p + Q = 0.612 + 1 = 1.612 \text{ kn}$$

$$\tau_u = V_u / (b \cdot d) = 1.612 \times 10^{-3} / (1 \times 0.09) = 0.0179 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (2.5; 4) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.0179 < 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ ml}$$

On a choisi **4T6** de section 1.13 cm<sup>2</sup>/ ml

➤ **Espacement :**

$$s_t = \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (30; 33 \text{ cm}) \implies s_t = 30 \text{ cm}$$

**Vérification à ELS :**

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.11}{1.9125} \longrightarrow e = 5.75 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{6} = 1.66 \text{ cm} < e = 5.75 \text{ cm}$$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

$e_1$  : sera défini par l'équation du 3<sup>ème</sup> degré suivante :

$$e_1^3 + p e_1 + q = 0$$

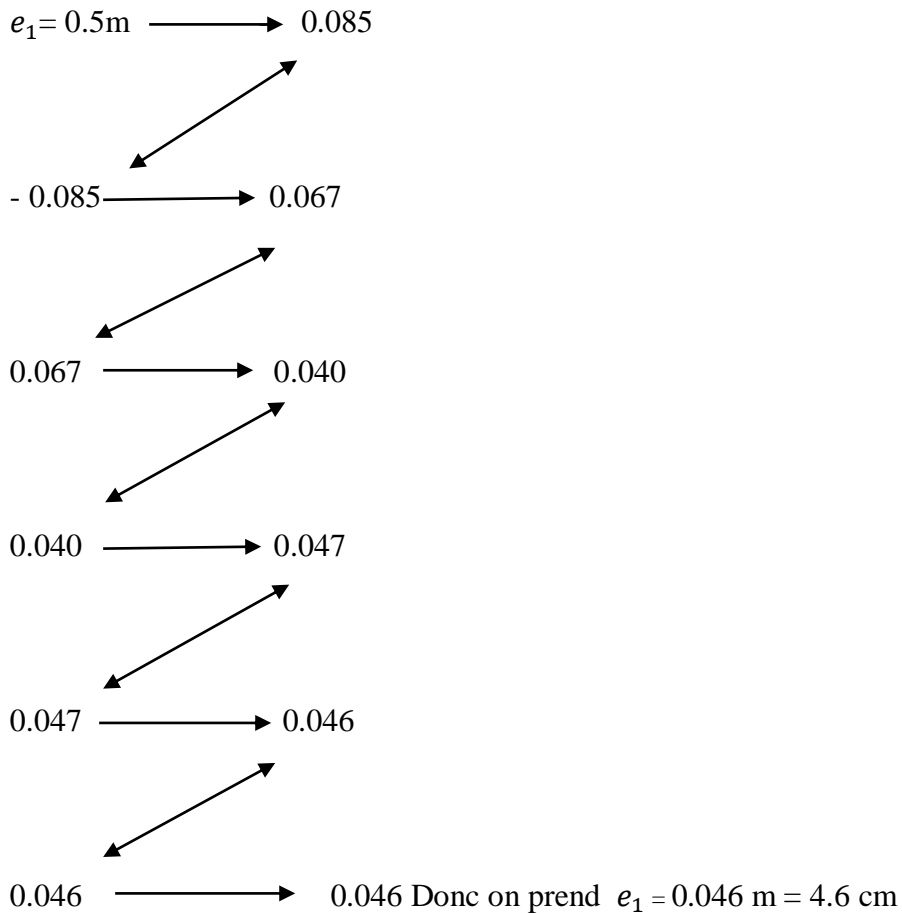
$$p = -3 \left( e - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6 \cdot n \cdot A_{st}}{b} \cdot \left( e - \frac{h}{2} + d \right) \implies p = 0.00159 \text{ m}^2$$

$$q = 2 \left( e - \frac{h}{2} \right)^3 - \frac{6 \cdot n \cdot A_{st}}{b} \left( e - \frac{h}{2} + d \right)^2 \implies q = -0.00017 \text{ m}^3$$

➤ **Méthode des interactions successives :**

On a  $e_1 = \sqrt[3]{(-p e_1 - q)}$

On prend la valeur de:  $e_1 = 0.5$  m ; valeurs initial forfaitaire



$$x = \frac{10}{2} + 4.6 - 5.75 \implies x = 3.85 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

**a. Béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{N s \cdot x}{S}$$

Avec :

$$S = \frac{b \cdot x^2}{2} - n \cdot A_{st} \cdot (d - x)$$

$$S = 5.85 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.9125 \cdot 10^{-3} \cdot 0.0385}{5.85 \cdot 10^{-4}} = 0.13 \text{ Mpa}$$

**b. Acier:**

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot N_s \cdot (d-x)}{S}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \cdot 1.9125 \cdot 10^{-3} \cdot (0.9 \cdot 0.1 - 0.0385)}{5.85 \cdot 10^{-4}} = 2.525 \text{ Mpa}$$

➤ **Calcul des contraintes admissibles :**

**a. Béton**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ Mpa}$$

**b. Acier**

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} * 400 ; 110 \sqrt{1.6 * 2.1} \right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

**Vérification :**

**Béton :**  $\sigma_{bc} = 0.13 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$  C.V

**Acier :**  $\sigma_{st} = 2.525, \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$  C.V

➤ **Espacement :**

$$s_t = \min (3h ; 33\text{cm}) = \min (30 ; 33 \text{ cm}) \quad \text{Alors } s_t = 30 \text{ cm}$$

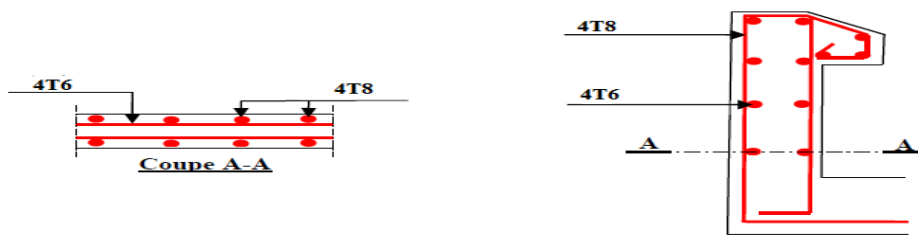


Figure IV.3 : Ferrailage de l'acrotère

## IV.2 Escaliers

Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, ou degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient.

### IV.2.1 Détermination du Ferrailage

	Combinaison d'action	Palier	Volée
ELU	$1.35 G + 1.5Q$	$G = 4.95$	$G = 8.42$
ELS	$G + Q$	$Q = 2.5$	$Q = 2.5$

Tableau IV.2 : Charges supportées par l'escalier

E.L.U :

Pour la volée en devise par  $\cos(\alpha)$

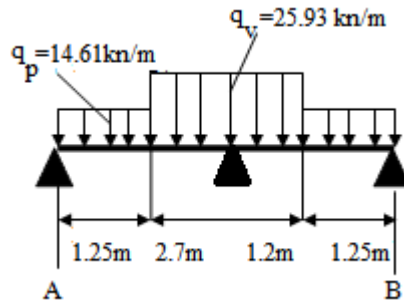


Figure IV.4 : Sollicitation des charges d'escalier

▪ Sur travée

$$M_u = 0.85 * M_{max}$$

$$M_u = 0.85 * 40.12 * 10^{-3} \text{ Mn.m} \quad \Rightarrow \quad M_u = 0.034 \text{ Mn.m}$$

Moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9 * h = 0.135 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{0.034}{1 * (0.135)^2 * 14.17} = 0.1317$$

$0.1317 < \mu_R = 0.392$  les armatures de compression ne sont pas nécessaires  $\Rightarrow A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.177$$

$$Z = d * (1 - 0.4 \alpha) = 0.125$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_{st}} \Rightarrow A_{st} = \frac{0.034}{0.125 * 347.83} = 7.82 \text{ cm}^2$$

On prend **6T14** = 9.24 cm<sup>2</sup>

**Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$A_{st} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$A_{st} \geq 0.23 \cdot 13.5 \cdot 100 \cdot 2.1 / 400$$

$$A_{st} \geq 1.63 \text{ cm}^2$$

$$7.82 \text{ cm}^2 \geq 1.63 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

**Armature de répartition :**

$$A_r = A_{st} / 4 = 2.01 \text{ cm}^2$$

On prend **3T10** = 2.36 cm<sup>2</sup>

- **Sur appuis :**

$$M_u = 0.5 \cdot M_{u \text{ max}}$$

$$M_u = 0.5 \cdot 41.79 \cdot 10^{-3} \text{ Mn.m}$$

**Moment ultime réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{20.895 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0.9 \cdot 0.15)^2 \cdot 14.17} = 0.053$$

$$\mu_u < \mu_R = 0.392 \Rightarrow A_{sc} = 0$$

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

$$\alpha = 0.068$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$Z = 0.131$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_{st}} \Rightarrow A_{st} = \frac{20.895 \cdot 10^{-3}}{0.131 \cdot 347.83} = 4.586 \text{ cm}^2$$

$$6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 1.698 \text{ cm}^2$$

$$4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0.23 b d (f_{t28}/f_e) = 0.23*1*0.9*0.15*(2.1/400)$$

$$9.76 \geq 1.63 \quad \text{c.v}$$

**Vérification à l'E.L.S :**

▪ **Sur travée**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{40.12}{29.12} = 1.38$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$0.177 < 0.44 \quad \text{c.v}$$

La vérification de béton n'est pas nécessaire

▪ **Sur Appuis**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.38 \Rightarrow \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha = 0.2219 < 0.44 \quad \text{c.v}$$

**IV.2.2 Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{73.55 \cdot 10^{-3}}{b \cdot d} = \frac{73.55 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.9 \cdot 0.15} = 0.54$$

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



$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5\text{MPa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$0.54 < 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{c.v}$$

### IV.2.3 Vérification de la flèche :

$$h/L \geq \left(\frac{1}{20}\right) * \left(\frac{M_s}{M_u}\right)$$

$$h/L \geq \frac{1}{18}$$

h : hauteur de la cage d'escalier

L : distance entre appuis :

$$\frac{2.89}{3.9} \geq \left(\frac{1}{20}\right) * \left(\frac{29.12}{40.12}\right)$$

$$0.74 \geq 0.036 \quad \text{c.v}$$

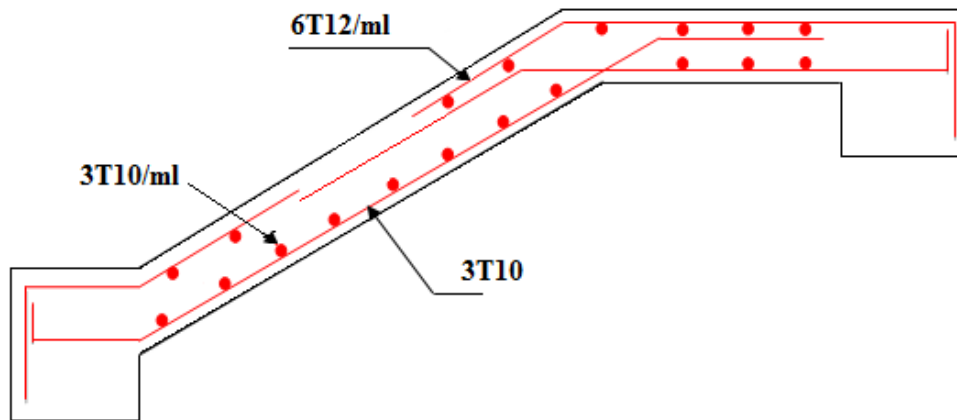


Figure IV.5 : ferrailage d'escalier

### IV.3 Etude de Balcon :

Un balcon est un élément d'architecture consistant en une plate-forme se dégageant du mur d'un édifice. Il est dans la plupart des cas à l'extérieur de l'édifice. Il peut cependant être à l'intérieur de l'édifice dans une grande pièce ou encore se situer dans une cour fermée et peut ne pas communiquer directement avec une pièce.

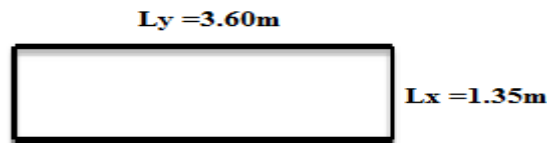


Figure IV .6 : Schéma du balcon

#### IV.3.1 Détermination de l'épaisseur de la dalle :

Le calcul de l'épaisseur de la dalle :

$$h \geq \frac{L_x}{30} \implies h \geq \frac{1.35}{30} \implies h \geq 4.5cm$$

Donc on prend  $h_{\min} = 15 \text{ cm}$

#### IV.3.2 Combinaisons d'action :

Le calcul se fait comme une console pour une bonde de 1ml.

$$G = 5,26 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

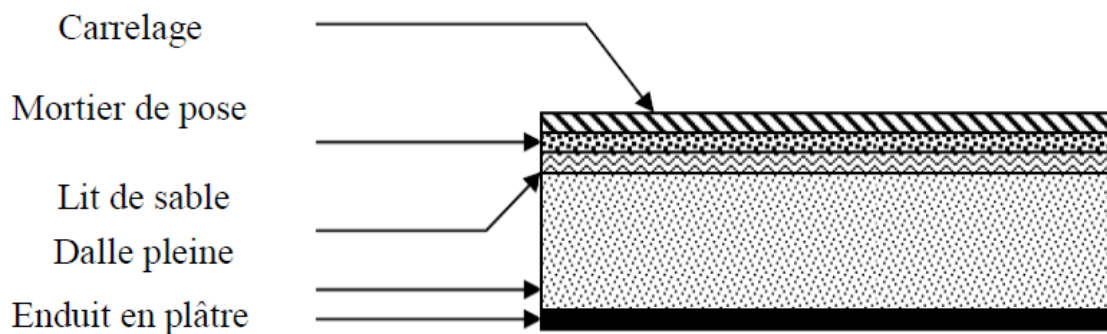


Figure IV.7: d'escences des charges du balcon

N°	Désignation	Epaisseur	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Cloison intérieur	0.1	/	0.9
2	Carrelage	0.02	20	0.4
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Couche de sable	0.02	18	0.36
5	Dalle plein	0.12	/	3
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2/5.26

Tableau IV.3 : d'escentes des charges de balcon

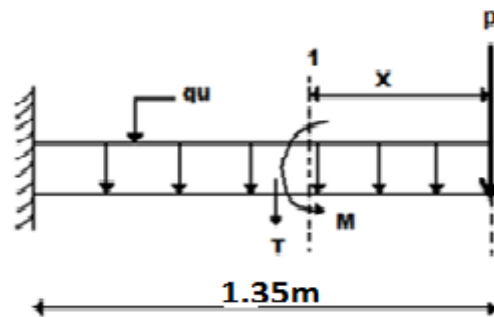


Figure IV.8: la charge appliquée sur le balcon

P : Charge de la maçonnerie (ponctuelle)

$$P = 1.3 (2.89 - 0.4) = 3,237 \text{ kn/m}^2$$

$$d = 0.9 \cdot h = 13.5 \text{ cm}$$

Sur une bande, d'une section rectangulaire, de largeur de 1 m, on aura :

$$\begin{cases} q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,351 \\ p_u = 1,35P = 4,369 \\ q_s = G + Q = 8,76 \\ P_s = P = 3,237 \end{cases}$$

### IV.3.3 Calcul moment et effort tranchant :

#### a) ELU :

Section 1-1 :  $0 < X < 1,35$  m

$$M(x) = -q_u x \left(\frac{x}{2}\right) - P_u x \implies \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,35) = -17,153 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$T(x) = -q_u x - P_u \implies \begin{cases} T(0) = -4,369 \text{ kn} \\ T(1,35) = -21,04 \text{ kn} \end{cases}$$

#### b) ELS :

Section 1-1 :  $0 < X < 1,35$  m

$$M(x) = -q_s x \frac{x}{2} - P_s x \implies \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,35) = -12,35 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$T(x) = -q_s x - P_s \implies \begin{cases} T(0) = -3,237 \text{ kn} \\ T(1,5) = -15,06 \text{ kn} \end{cases}$$

### IV.3.4 Calcul du ferrailage de la dalle plein balcon

En considère le balcon comme une poutre en console soumise à la flexion simple et le calcul se fait par une bande de 1 ml.

$$\begin{cases} h = 15 \text{ cm} \\ d' = 0,9h = 13,5 \text{ cm} \\ d = 0,1h = 1,5 \text{ cm} \end{cases}$$

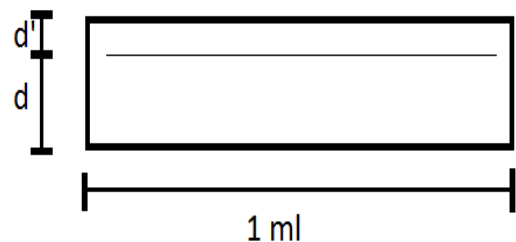


Figure IV.9 : Section à ferrailer.

#### a) ELU :

$$M_{\max} = 17,153 \text{ kn.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{\max}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{17,153 \cdot 10^{-3}}{1(13,5 \cdot 10^{-2})^2 \cdot 14,17}$$

$$\mu_u = 0,066 < \mu_R = 0.392 \text{ (Fe E 400)}$$

Donc , les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,066}) = 0,0854$$

$$Z = d * (1 - 0,4\alpha) = 0,225(1 - 0,4 \times 0,10) = 0,13 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{\max}}{Z\sigma_{st}} \implies A_{st} \geq \frac{17.153.10^{-3}}{0,13 \times 347,83} = 3.793 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition non fragilité :**

$$A_{st} \geq \frac{0,23bdft_{28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,135 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

➤ **Section minimum du RPA :**  $A_{st \min} = 0,5\%(b \cdot h) = 7,5 \text{ cm}^2$

Les choix est de : **5T14 = 7,70 cm<sup>2</sup>**

➤ **Armature de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,92 \text{ cm}^2$$

Le choix est : **3T10**

➤ **Espacement**

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(3 \cdot 15 ; 33) = 33 \text{ cm} \quad \mathbf{B.A.E.L 91}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \quad \mathbf{c.v}$$

**b) vérification à ELS:**

Position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st}(d - x) = 0 \implies 50x^2 - 15 \cdot 7,70(13,5 - x) = 0$$

$$50x^2 + 112,5x - 1518,75 = 0$$

$$x = 4,5 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2 \implies I = 12393 \text{ cm}^4 = 1,239 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

**Calcul des contraintes :****a. Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{sx}}{I} = \frac{12,53 \cdot 10^{-3} \cdot 4,5 \cdot 10^{-2}}{1,239 \cdot 10^{-4}} = 4,55 \text{ Mpa}$$

**b. Acier**

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s(d - x)}{I} = \frac{15 \cdot 12,35 \cdot 10^{-3}(0,135 - 0,045)}{1,239 \cdot 10^{-4}} = 136,525 \text{ Mpa}$$

**➤ Calcul des contraintes admissibles :****a. Béton:**

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

**b. Acier :**

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{n \cdot f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable)}$$

**➤ Vérification :**

$$\sigma_{bc} = 4,55 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 136,525 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{22,46 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,135}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,1558 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \quad \text{C.V}$$

➤ **Vérification la flèche :**

$$\frac{h}{l_x} > \frac{1}{16} \implies \frac{0,15}{1,35} > \frac{1}{16} \implies 0,111 > 0,0625 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \implies \frac{7,7 \cdot 10^{-4}}{1 \times 0,135} \leq \frac{4,2}{400} \implies 0,0057 < 0,0105 \quad \text{C.V}$$

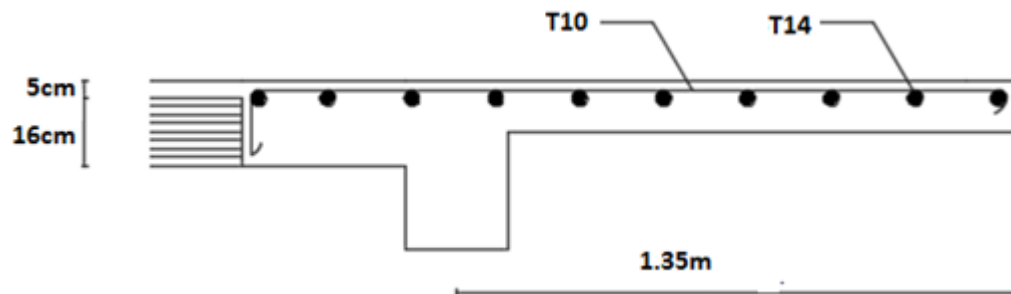


Figure IV.10 : Ferrailage du balcon

#### IV.4 L'ascenseur

Un ascenseur est un transport vertical assurant le déplacement en hauteur. Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes. L'ensemble du dispositif des guides, moteur, mécanique et câbles est installé le plus souvent dans une trémie ou une gaine rectangulaire verticale fermée ou parfois semi-fermée située en général à l'intérieur de l'édifice, dans laquelle la cabine et le contrepoids gravitent [2]

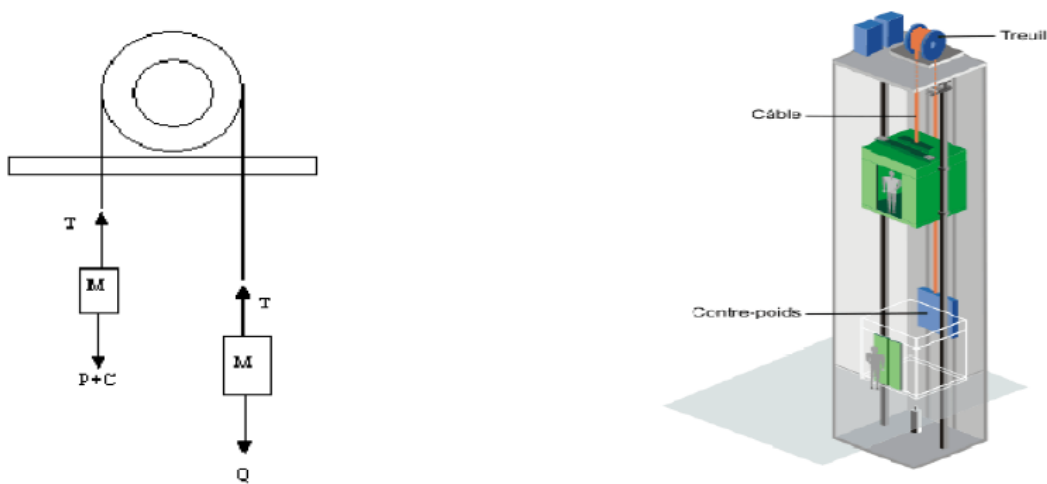


Figure IV.11: Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique [3]

- $V = 0,63 \text{ m/s}$  : Vitesse de levage.
- $P_m = 15 \text{ kn}$  : Charge due à la salle de machine.
- $D_m = 43 \text{ kn}$  : Charge due au poids propre de l'ascenseur.

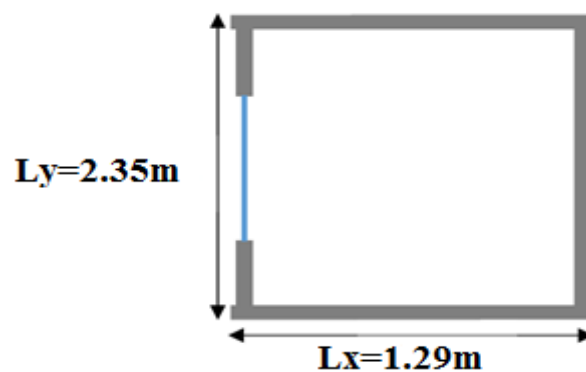


Figure IV.12 : Cage d'ascenseur

- $F_c = 50 \text{ KN}$  : Charge due à la rupture des câbles.
- Course maximale = 50 m.
- Largeur  $\times$  Longueur =  $(1,29 \times 2,35) \text{ m}^2$  dimensions de la gaine.
- le poids estimatif du 8 personnes est de 630 Kg.



On définit deux types de dalles qui sont :

- Dalle de salle machine
- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

Avec :

$$P = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 43 + 15 + 6.3 = 64.3 \text{ KN.}$$

#### IV.4.1 Dalle de salle machine (locale)

- $e$ : épaisseur de la dalle.
- $e_0$  : épaisseur de revêtement.
- $a_0$  et  $U$  sont parallèle à  $l_x$ .
- $b_0$  et  $V$  sont parallèle à  $l_y$ .

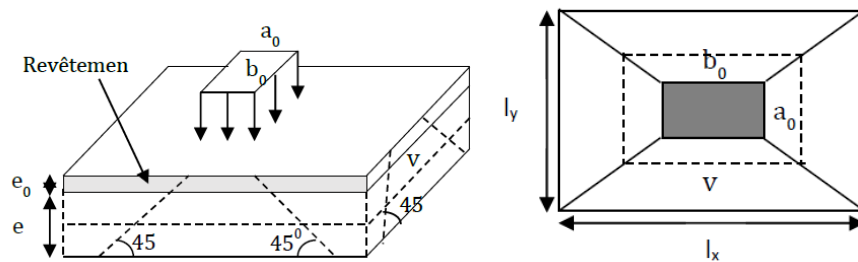


Figure IV.13 : Schéma représentant la surface d'impact.

La charge concentrée  $q$  est appliquée à la surface de la dalle sur aire  $a_0 * b_0$ . Elle s'agit uniformément sur aire  $u * v$  située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 * b_0$  : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de vitesse.

$u * v$  : Surface d'impact.

$$U = a_0 + e + 2\xi \times e_0$$

$$V = b_0 + e + 2\xi \times e_0$$

Avec :

$\xi$  : Coefficient qui dépend du type de revêtement (revêtement moins résistant  $\xi = 0.75$ ).

$$U = 80 + 12 + 2 \times 0.75 \times 6 = 102.2 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 12 + 2 \times 0.75 \times 6 = 102.2 \text{ cm}$$

- Calcul à l'ELU
- Calcul des moments

$M_1^x$  Et  $M_1^y$  Du système de levage

On a un chargement concentré centré :

$$M_1^x = (M_1 + v \times M_2) \times q \times (U \times V)$$

$$M_1^y = (M_2 + v \times M_1) \times q \times (U \times V)$$

En utilisant les tables BAEL, on tire les coefficients  $M_1$  et  $M_2$  en fonction de :

$U/l_x$ ,  $V/l_y$  et  $\rho$  :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{129}{235} = 0.548$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{102.2}{129} = 0.79$$

$$\frac{V}{l_y} = \frac{102.2}{235} = 0.43$$

$$\text{Soit : } M_1 = 0.09$$

$$M_2 = 0.046$$

Avec :

$$v = 0 \text{ à l'ELU}$$

$$v = 0.2 \text{ à l'ELS}$$

$$P_u = 1.35 P = 1.35 \times 64.3 = 86.81 \text{ kn}$$

$$M_1^x = 0,09 \times 86,81 \times (1,02 \times 1,02) \Rightarrow M_1^x = 8,128 \text{ kn. m}$$

$$M_1^y = 0,046 \times 86,81 \times (1,02 \times 1,02) \Rightarrow M_1^y = 4,15 \text{ kn. m}$$

$M_2^x$  Et  $M_2^y$  dû au poids propre de la dalle :

$$M_2^x = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_2^y = \mu_y \times M_2^x$$

$\rho = 0,548 > 0,4 \rightarrow$  la dalle travail dans les deux sens

$$\mu_x = 0,0894 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0,25$$

Le poids propre de la dalle et du revêtement (pour un revêtement de 6 cm)

On prend  $h = 20$  cm

$$G = 6,52 \text{ kn/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ kn/m}^2$$

$$q_u = 1,35 \times 6,52 + 1,5 \times 1 = 10,30 \text{ kn/m}^2.$$

$$M_2^x = 0,0894 \times 10,30 \times (1,29)^2 = 1,53 \text{ kn.m}$$

$$M_2^y = 0,25 \times M_2^x = 0,3825 \text{ kn.m}$$

La superposition des moments donnés

Les moments agissants sur la dalle sont :  $M_x = M_1^x + M_2^x = 9,658 \text{ kn.m}$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 4,5325 \text{ kn.m}$$

➤ **Calcul de la section d'armatures :**

Le ferrailage se fait pour une bande d'un mètre linéaire

$$M_t^x = 0,85 M_x = 8,2093 \text{ kn.m}$$

$$M_a^x = -0,3 M_x = -2,8974 \text{ kn.m}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

	<b>M</b> <b>(kn.m)</b>	<b><math>\mu</math></b>	<b><math>\alpha</math></b>	<b>Z (m)</b>	<b>A cal</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A min</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A choisi</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>
Travée sens x, y	8.2093	0.0496	0.0636	0.105	2.247	0.96	4T10=3.14
Appui sens x, y	-2.8974	0.0175	0.022	0.107	0.778	0.96	3T8=1.51

Tableau IV.4 : Section d'armatures de la dalle de l'ascenseur.

➤ **Vérification de l'espacement**

$$S_{tx} = 25\text{cm} \leq \min(3e; 33\text{ cm}) = 33\text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$S_{ty} = 33\text{cm} \leq \min(4e; 45) = 45\text{ cm} \quad \text{C.V}$$

➤ **Vérification au poinçonnement**

Selon le **BAEL 91 (article A.5.2, 42)**, on admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise si la condition suivante est satisfaite :

$$P_u \leq 0.045 * U_c * e * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$U_c$  : Périmètre du rectangle d'impact

$$U_c = 2(U+V) = 408.8\text{ cm}$$

$$P_u = 86.81 < 367.92 \quad \text{C.V}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu),  $U=V$

$$T_u = T_v = P_u / (3U) = 28.31 \text{ kn}$$

$$\tau_u = T_u / (b \cdot d) = 0.28 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = 0.07 \left( \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) = 1.17 \text{ Mpa}$$

$$28 < 1.17 \text{ Mpa} \quad \text{c.v}$$

➤ **Calcul à l'ELS :**

**Moments engendré pas le système de levage**

$$P_{ser} = 64.5 \text{ kn}$$

$$M_1^x = (M_1 + v \times M_2) q (U \cdot V) M_1^x = 6.04 \text{ kn.m}$$

$$M_1^y = (M_2 + v \times M_1) q (U \cdot V) M_1^y = 3.086 \text{ kn.m}$$

**Moment dû au poids propre de la dalle :**

$$q_{ser} = 6.52 + 1 = 7.52 \text{ kn/ml}$$

$$M_2^x = \mu_x \times q \times l_x^2 M_2^x = 1.118 \text{ kn.m}$$

$$M_2^y = \mu_y \times M_2^x = 0.2795 \text{ kn.m}$$

➤ **La superposition des moments :**

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 6.04 + 1.118 = 7.158 \text{ kn.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 3.086 + 0.2795 = 3.3655 \text{ kn.m}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

$$M_{tx} = 0.85 * M_x = 6.0848 \text{ kn.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 * M_y = 2.86 \text{ kn.m}$$

$$M_{ax} = -0.3 * M_x = -2.1474 \text{ kn.m}$$

$$M_{ay} = -0.3 * M_y = -1.009 \text{ kn.m}$$

	$M_x$ (kn.m)	A choisi (cm)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
Travée	6.0848	3.14	2.63	3164.71	5.09 < 15	Vérifiée
Appui	-2.1474	1.51	1.91	1714.66	2.41 < 15	Vérifiée

Tableau IV.5 : Calcul et vérification de la contrainte dans le béton

**Vérification de la flèche**

**Sens X-X**

$$\frac{e}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20M_x}\right) \implies 0.093 > 0.0425 \quad \text{c.v}$$

$$\frac{As}{b*d} \leq \frac{2}{f_e} \implies 0.0031 \leq 0.005 \quad \text{c.v}$$

**Sens Y-Y**

$$\frac{e}{l_y} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{ty}}{20M_y}\right) \implies 0.051 > 0.0425 \quad \text{c.v}$$

$$\frac{As}{b*d} \leq \frac{2}{f_e} \implies 0.0031 \leq 0.005 \quad \text{c.v}$$

## ➤ Schéma de ferrailage :

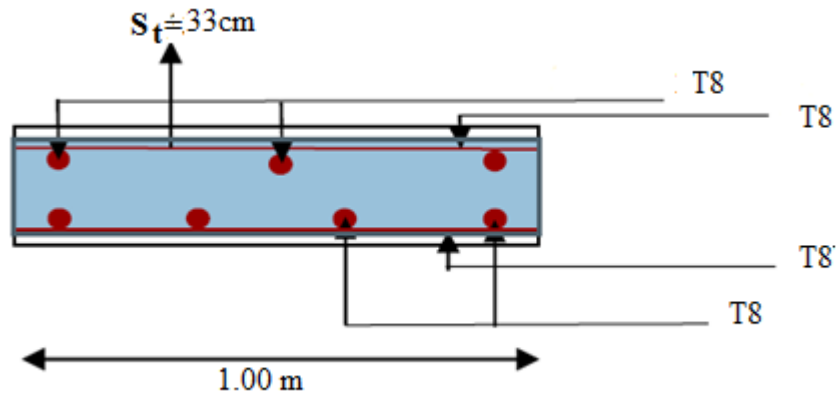


Figure IV.14 : Schéma du ferrailage de la dalle au-dessus de l'ascenseur.

**IV.4.2 Dalle au-dessous de l'ascenseur**

Les dimensions sont les mêmes ( $235 \times 129$  et  $h = 12$  cm)

- Poids propre de la dalle et du revêtement :  $G_1 = 6.52 \text{ KN/m}^2$

- Poids propre de l'ascenseur :  $G_2 = F_c / S = 50 / 3.03 = 16.50 \text{ kn/m}^2$

$$G_{\text{total}} = G_1 + G_2 = 23.02 \text{ kn/m}^2$$

$$P_u = 1,35 \times G_{\text{total}} = 31.077 \text{ kn/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{129}{235} = 0.548$$

$$\mu_x = 0.0894 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0.25$$

**Calcul des moments à l'ELU :**

$$M_x = 0,0894 \times 31.077 \times (1,29)^2$$

$$M_x = 4.62 \text{ kn.m}$$

$$M_{\text{tx}} = 0,85 * M_x = 3.927 \text{ kn.m}$$

$$M_{\text{ax}} = -0,3 * M_x = -1.386 \text{ kn.m}$$

**Calcul de la section d'armatures :**

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau

	<b>M (kn.m)</b>	<b><math>\mu</math></b>	<b><math>\alpha</math></b>	<b>Z (m)</b>	<b>Acal (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Amin (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Achoi(cm<sup>2</sup>)</b>
<b>Travée sens x ; y</b>	3.927	0.0237	0.0299	0.106	1.065	0.96	3T10=2.36
<b>Appuis sens x ; y</b>	1.386	0.0083	0.0104	0.107	0.37	0.96	3T8=1.51

Tableau IV.6 : Section d'armatures de la dalle au-dessous de l'ascenseur

➤ **Vérification de l'espacement**

$$S_{tx} = 33\text{cm} \leq \min(3e ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \quad \text{C.V}$$

$$S_{ty} = 33\text{cm} \leq \min(4e ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \quad \text{C.V}$$

➤ **Calcul a l'ELS**

$$p_{ser} = 23.02 \text{ kn/m}^2$$

$$M_x = 0,0894 \times 23.02 \times (1.29)^2$$

$$M_x = 3.42 \text{ kn.m}$$

$$M_{tx} = 0,85 * M_x = 2.907 \text{ kn.m}$$

$$M_{ax} = -0.3 * M_x = -1.026 \text{ kn.m}$$



	$M_x$ (kn.m)	A choisi (cm)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
<b>Travée</b>	2.907	2.36	2.33	2504.19	2.48 < 15	Vérifiée
<b>Appui</b>	-1.026	1.51	1.91	1714.66	1.065 < 15	Vérifiée

Tableau IV.7: Calcul et vérification de la contrainte dans le béton

➤ **Vérification de la flèche**

**Sens X-X**

$$\frac{e}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}, \frac{M_{tx}}{20M_x}\right) \implies 0.093 > 0.0425 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{As}{b*d} \leq \frac{2}{f_e} \implies 0.0024 \leq 0.0050 \quad \text{C.V}$$

**Sens Y-Y**

$$\frac{e}{l_y} > \max\left(\frac{3}{80}, \frac{M_{ty}}{20M_y}\right) \implies 0.093 > 0.0425 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{As}{b*d} \leq \frac{2}{f_e} \implies 0.0024 \leq 0.0050 \quad \text{C.V}$$

➤ **Schéma de ferrailage :**

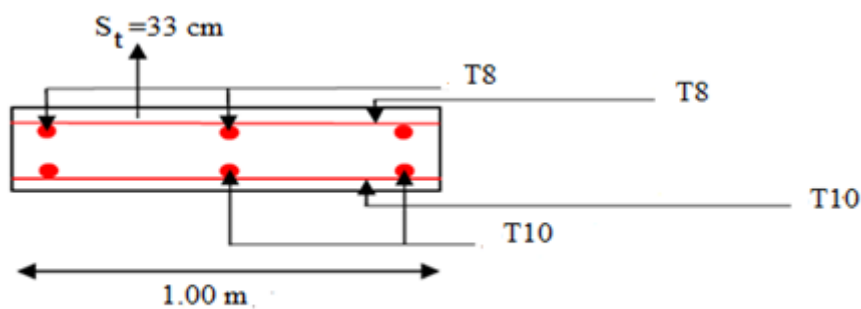


Figure IV.15: Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur

### **IV.5 Conclusion**

Dans cette partie,nous avons réussi à déterminer les différentes sollicitations pour l'intégralité des éléments secondaire indépendamment de l'action sismique et arriver à un ferrailage qui vérifie les conditions RPA.

## V.1 Introduction

Les tremblements de terre sont une menace pour l'homme principalement à travers leurs effets directs sur les ouvrages (tels que la ruine partielle ou totale) et peuvent par ailleurs provoquer des effets secondaires comme les incendies et les explosions.

Comme ils sont aussi dangereux par leurs effets induits sur les sites naturels tels que les glissements de terrains et les raz-de-marée (Tsunami). Les vibrations du sol (horizontales et verticales) provoquées par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements. Les déplacements à la base de la construction provoquée par ces dernières engendrent des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction. De ce fait, plus la construction est lourde et plus l'action sismique est importante.

## V.2 Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial d'étude dynamique d'une structure est la caractéristique dynamique propre de la structure lors de vibration libres non amorties.

## V.3 Modélisation de la structure étudiée

Avec une modélisation adéquate de la structure, on peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel **SAP2000 version 14** pour les modélisations et l'analyse de l'ouvrage qui permettent de simplifier suffisamment le problème. [4]

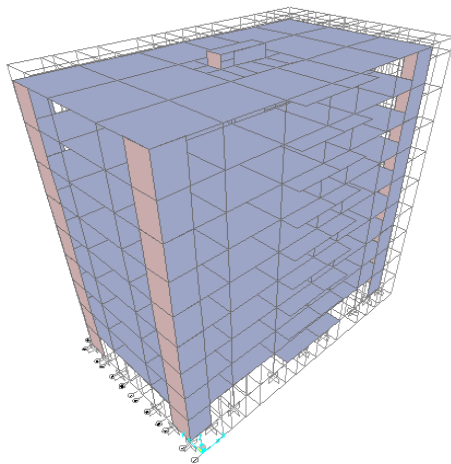


Figure V.1: Modélisation de la structure

## V.4 Méthodes de calcul

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

### V.4.1 Méthode statique équivalente

- **Principe**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

- **Modélisation**

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan ; les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté + translation horizontale' par niveau.

La rigidité latérale des moments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissures pour les structures en béton armée ou en maçonnerie.

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

### V.4.2 Méthode d'analyse modale spectrale

- **Principe :**

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 permise. 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.

- **Modélisation**

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

### V.5 Combinaisons d'action

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'action aux états limites suivantes : « Ultime, Service et Accidentel ».

- ❖ **ELU** :  $1.35G + 1.5Q$
- ❖ **ELS** :  $G + Q$
- ❖ **ELA** :  $G + Q \pm E$
- ❖ **ELA** :  $0.8G \pm E$

### V.6 Détermination de la force sismique totale V

La force sismique totale **V** appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule proposée par le **RPA99 V 2003**.

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

### V.6.1 Coefficient d'accélération de zone (A)

Zone I : D'après la classification sismique de wilaya de Sidi Belabes (RPA 99 V 2003).

Groupe d'usage 1B implique que  $A = 0.10$

### V.6.2 Facteur de qualité (Q)

La valeur de Q est déterminée par la formule :

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

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q.

#### a. Conditions minimales sur les files de contreventement

D'après le **RPA99 V 2003**, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est  $< 1,5$ .

✓ **Sens longitudinal** : (6 travées)

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{4.3}{4.5} = 0.955 < 1.5 \quad \text{Cv}$$

$$\frac{l_2}{l_3} = \frac{4.5}{3.9} = 1.15 < 1.5 \quad \text{Cv}$$

$$\frac{l_3}{l_4} = \frac{3.9}{2.8} = 1.39 < 1.5 \quad \text{Cv}$$

$$\frac{l_4}{l_5} = \frac{2.8}{4.5} = 0.62 < 1.5 \quad \text{Cv}$$

$$\frac{l_5}{l_6} = \frac{4.5}{4.3} = 1.046 < 1.5 \quad \text{Cv}$$

➡ Critère observée  $P_q = 0$

✓ **Sens transversal** : (3 travées)

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{4.3}{4.85} = 0.88 < 1.5 \quad \text{Cv}$$

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{4.3}{4.85} = 0.88 < 1.5 \quad \text{Cv}$$

→ Critère observée  $P_q = 0$

**b. Redondance en plan** : Chaque étage devra avoir ; en plan ; au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

✓ **Sens longitudinal** : (7 files)

$$\frac{l_{\max}}{l_{\min}} = \frac{4.5}{2.8} = 1.607 > 1.5 \quad \text{C.n.v}$$

→ Critère non observée  $P_q = 0.05$

✓ **Sens transversal** : (4 files)

$$\frac{l_{\max}}{l_{\min}} = \frac{4.85}{4.3} = 1.127 < 1.5 \quad \text{C.v}$$

→ Critère observée  $P_q = 0$

### c. Régularité en plan

Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.

« Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre, la surface totale des ouvertures de planché doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier. » Art 3.5.1. à 4

La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur / largeur du plancher inférieur ou égal 4.

$$\frac{24.6}{13.75} = 1.789 < 4 \quad \text{C.v}$$

La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{1.35}{15.1} = 0.089 < 0.25 \quad \text{C.v}$$

$$0.25 \leq \frac{I_y}{I_x} \leq 4 \quad \longrightarrow \quad 0.25 \leq \frac{24.6}{13.75} \leq 4 \quad \text{c.v}$$

→ Critère observée  $Pq = 0$

#### d. Régularité en élévation

« Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.» Art 3.5.1.b

« Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment ». Art 3.5.1.b2

→ Critère non observée  $Pq = 0.05$

#### e. Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés.

→ Critère non observé  $Pq = 0.05$

#### f. Contrôle de la qualité de l'exécution :

On a supposé que la qualité d'exécution est contrôlée.

→ Critère observé  $Pq = 0$

Critère « q »	Sens X	Sens Y
Condition minimale sur les files de contreventement	0	0
Redondance en plan	0.05	0
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0.05	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
Somme	0.15	0.1

Tableau V.1 : Pénalité correspondante au critère de qualité

$$Q = 1 + \sum P_q$$



$$Q_x = 1 + 0.15 = 1.15$$

$$Q_y = 1 + 0.10 = 1.10$$

### V.6.3 Facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ )

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$$

Où  $\eta$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\eta = 7$  % pour les portiques en béton armé avec un remplissage dense.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.882 > 0.7$$

### Période T1 & T2

Période caractéristique associées à la catégorie de site.

Site 3 (site meuble) :  $T_1 = 0.15$  s &  $T_2 = 0.50$  s

### Période fondamentale de la structure (T)

D'après **RPA99 V 2003 (4.6 et 4.7)** :

$$T = \min \left\{ C_T h_n^{3/4}, \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D_x}}, \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D_y}} \right\}$$

$$C_T = 0.05$$

$$h_n = 26.01 \text{ m}$$

$$\begin{array}{l} D_x = 24.6 \text{ m} \\ D_y = 13.75 \text{ m} \end{array} \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.5759 \text{ s} \\ T_2 = 0.4719 \text{ s} \\ T_3 = 0.6312 \text{ s} \end{array} \right.$$

$$T_X = \min (T_1 ; T_2) = 0.4719 \text{ s}$$

$$T_Y = \min (T_1 ; T_3) = 0.5759 \text{ s}$$

**Nous avons :**

$h_n$ : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$D$  : dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considéré.

$C_T$ : coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage. (Tableau 4.6 du RPA99 V 2003).

$C_T = 0.05 \longrightarrow$  Portique auto stable en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie

La période de vibration ne doit pas dépasser 30 % de la période calculée par la formule empirique (**Art (4.2.4)**), C'est à dire :

$$1.3 * T_x = 1.3 * 0.4719 = 0.6135 \text{ s}$$

$$1.3 * T_y = 1.3 * 0.5759 = 0.7487 \text{ s}$$

#### **V.6.4 Facteur d'amplification dynamique moyen (D)**

En fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3 \text{ s} \end{cases}$$

$$\longrightarrow T_x = 0.6135 \text{ s} \longrightarrow T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$$

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.5 * 0.882 * \left(\frac{0.50}{0.6135}\right)^{2/3}$$

$$D = 1.923 \text{ m}$$

$$\longrightarrow T_y = 0.7487 \text{ s} \longrightarrow T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$$

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.5 * 0.882 * \left(\frac{0.50}{0.7487}\right)^{2/3}$$

$$D = 1.685 \text{ m}$$

#### **Spectre de réponse de calcul ( $\frac{S_a}{g}$ ) :**

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

$$\frac{Sa}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_2 \\ 1.5 \eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5 \eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

$\frac{Sa}{g}$ : accélération spectrale.

A : coefficient d'accélération de zone.

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

$$\frac{Sa}{g} = 2.5 \eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$\frac{Sa}{g} = 2.5 * 0.882 * (1.25 * 0.1) \left(\frac{1.15}{5}\right) \left(\frac{0.5}{0.6135}\right)^{2/3}$$

$$\frac{Sa}{g} = 0.055$$

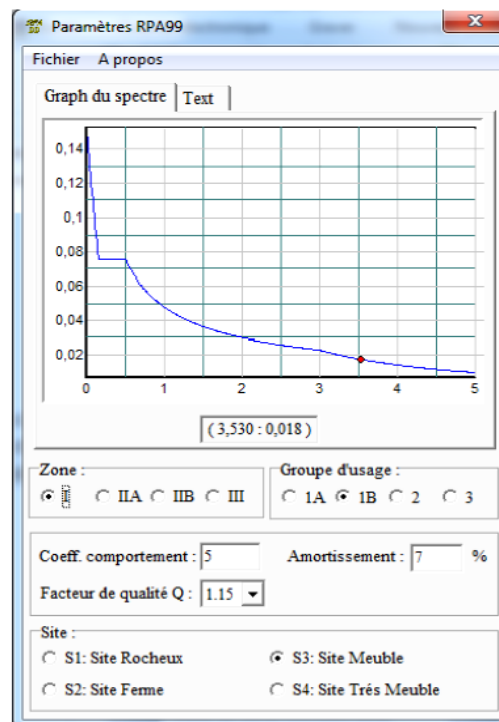
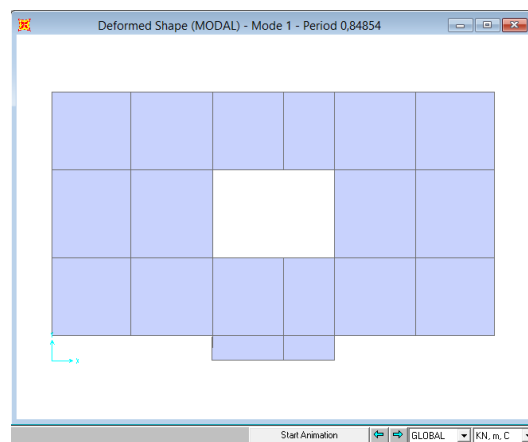


Figure V.2: Spectre de réponse de calcul utilisé par le RPA

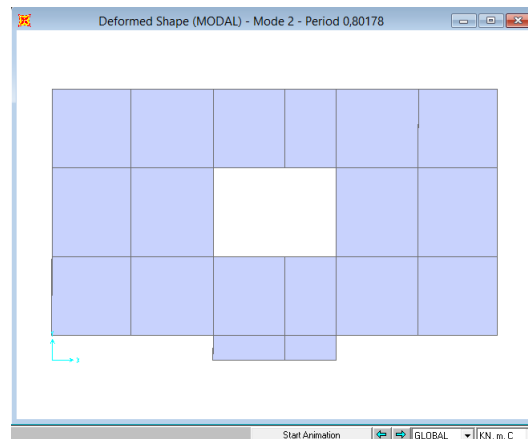
## V.7 Disposition des voiles de contreventement

Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure, soit au non vérification de l'interaction voiles-portiques. La disposition retenue est celle qui nous à donné les meilleurs résultats vis-à-vis l'interaction (portique-voile) et le comportement.

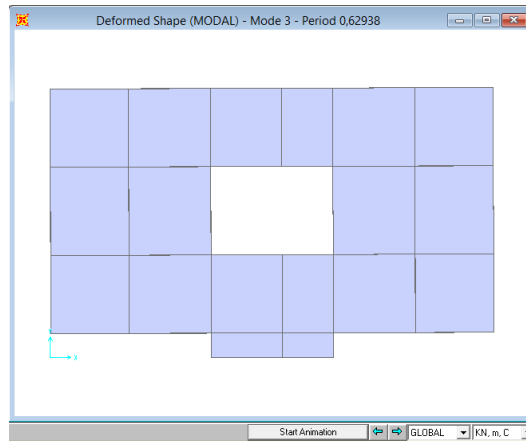
D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA sont vérifiées.



1<sup>er</sup> mode (translation suivant Y)



2<sup>eme</sup> mode (translation suivant X)



3<sup>eme</sup> mode (torsion autour de Z)

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,914983	0,00246	0,69359	0,000004335	0,00246	0,69359	0,000004335
MODAL	Mode	2	0,849686	0,67438	0,00251	4,392E-10	0,67684	0,69609	0,000004335
MODAL	Mode	3	0,670013	0,00604	0,00035	1,392E-08	0,68288	0,69644	0,000004349
MODAL	Mode	4	0,261784	0,000008209	0,16557	0,000006938	0,68289	0,86201	0,00001129
MODAL	Mode	5	0,217621	0,17271	0,00001765	6,625E-07	0,8556	0,86203	0,00001195
MODAL	Mode	6	0,183333	0,00692	0,00015	0,00000175	0,86252	0,86218	0,0000137
MODAL	Mode	7	0,120202	0,00007154	0,06103	0,00055	0,86259	0,92321	0,00056
MODAL	Mode	8	0,112599	0,000007777	0,00033	0,33502	0,8626	0,92354	0,33559
MODAL	Mode	9	0,111324	0,00001084	0,00001972	0,00285	0,86261	0,92356	0,33844
MODAL	Mode	10	0,110609	1,789E-07	0,00012	0,0836	0,86261	0,92368	0,42204
MODAL	Mode	11	0,100399	0,0000283	0,000001655	0,00253	0,86264	0,92368	0,42457
MODAL	Mode	12	0,098797	0,00025	2,986E-08	0,02371	0,86289	0,92368	0,44828
MODAL	Mode	13	0,097206	0,00849	0,00006184	0,00659	0,87138	0,92374	0,45486
MODAL	Mode	14	0,095827	0,04508	0,00015	0,0015	0,91646	0,92389	0,45636
MODAL	Mode	15	0,095434	0,00245	0,00000643	0,04459	0,91891	0,9239	0,50095
MODAL	Mode	16	0,091382	0,00545	0,00004255	0,01168	0,92436	0,92394	0,51263

Tableau V.2: Tableau de vérification des masses modales et la période

### V.8 Détermination de l'effort tranchant (V) et la force sismique (F) de chaque niveau

$$V_X = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} * W = \frac{0.1 \cdot 1.923 \cdot 1.15}{5} * 33774.28 = 1493.803 \text{ kn}$$

$$V_Y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} * W = \frac{0.1 \cdot 1.685 \cdot 1.1}{5} * 33774.28 = 1252.013 \text{ kn}$$

la force sismiques de chaque niveau est donnée par la formule (RPA99 V 2003).

$$F = \frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum W_j \cdot h_j}$$

Etage	Wi [kn]	hi [m]	Wi*hi	F <sub>ix</sub> [kn]	F <sub>iy</sub> [kn]
RDC	3863.99	2.89	11166.93	34.603	29.002
1	3889.92	5.78	22483.74	69.670	58.394
2	3846.08	8.67	33345.51	103.328	86.603
3	3808.94	11.56	44031.35	136.441	114.356
4	3768.72	14.45	54458	168.749	141.436
5	3581.15	17.34	62097.14	192.421	161.276
6	3689.56	20.23	74639.79	231.288	193.851
7	3701.68	23.12	85582.84	265.196	222.272
8	3624.23	26.01	94266.22	292.104	244.824

Tableau V.3: Les forces sismiques de chaque niveau (pour R=5).

### V.9 Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le **RPA99 (7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}}$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Type de Poteau	B [cm <sup>2</sup> ]	N <sub>d</sub> [KN]	v ≤ 0.3	Observation
RDC;1 <sup>er</sup> étage	45*45	2025	1673.996	0.331	N vérifier
2 <sup>eme</sup> ;3 <sup>eme</sup> étage	40*40	1600	1278.481	0.3196	N Vérifier
4 <sup>eme</sup> ; 5 <sup>eme</sup> étage	35*35	1225	909.639	0.297	Vérifier
6 <sup>eme</sup> ; 7 <sup>eme</sup> 8 <sup>eme</sup> étage	30*30	900	552.363	0.245	Vérifier

Tableau V.4 : Vérification de l'effort normal réduit.

On augmente les sections des poteaux

### Les vérifications après le changement des sections des poteaux

Niveau	Type de Poteau	$B_c$ [cm <sup>2</sup> ]	$N_d$ [kn]	$\nu \leq 0.3$	Observation
RDC; 1 <sup>er</sup> étage	50*50	2500	1804.022	0.2886	Vérifier
2 <sup>eme</sup> ; et 3 <sup>eme</sup> étage	45*45	2025	1026.519	0.202	Vérifier
4 <sup>eme</sup> ; 5 <sup>eme</sup> étage	40*40	1600	976.352	0.244	Vérifier
6 <sup>eme</sup> ; 7 <sup>eme</sup> ; 8 <sup>eme</sup> étage	35*35	1225	588.295	0.192	Vérifier

Tableau V.5: Vérification de l'effort normal réduit après le changement des sections des poteaux

### V.10 Les vérifications après le changement des sections des poteaux

Selon le RPA99version2003, [Art4.2.4], Les périodes calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles des Formules empiriques au plus de 30%.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	1	0,84854	0,00281	0,70485	0,000005021	0,00281	0,70485	0,000005021
MODAL	2	0,801778	0,6842	0,00289	8,731E-09	0,68701	0,70774	0,00000503
MODAL	3	0,629383	0,00462	0,00031	2,117E-09	0,69163	0,70805	0,000005032
MODAL	4	0,247231	0,00001427	0,15641	0,00001029	0,69164	0,86446	0,00001532
MODAL	5	0,21056	0,16665	0,00002123	4,166E-07	0,85829	0,86448	0,00001574
MODAL	6	0,176604	0,00531	0,00013	8,769E-07	0,8636	0,86462	0,00001661
MODAL	7	0,116059	0,00008069	0,05932	0,00014	0,86368	0,92393	0,00016
MODAL	8	0,100617	0,0000341	0,00005826	0,37619	0,86372	0,92399	0,37634
MODAL	9	0,099889	0,00002718	0,000008019	0,04794	0,86374	0,924	0,42428
MODAL	10	0,098631	0,000004637	0,00016	0,00127	0,86375	0,92416	0,42555
MODAL	11	0,094214	0,05981	0,00022	0,000009975	0,92356	0,92438	0,42556
MODAL	12	0,091031	0,0000475	4,574E-07	0,00381	0,92361	0,92438	0,42937
MODAL	13	0,090218	0,00004367	0,000007824	0,01274	0,92365	0,92438	0,44211

Tableau V.6: Tableau de vérification des masses modales et la période après le changement des poteaux.

### V.11 Détermination de l'effort tranchant (V) et la force sismique (F) après le changement des sections des poteaux de chaque niveau

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} * W = \frac{0.1 * 1.923 * 1.15}{5} * 34452.46 = 1747.256 \text{ Kn}$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} * W = \frac{0.1 * 1.685 * 1.1}{5} * 34452.46 = 1521.241 \text{ Kn}$$

La force sismique au chaque niveau sont donnée par la formule (RPA99 V 2003).

$$F = \frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum W_j \cdot h_j}$$

Etage	W <sub>i</sub> [KN]	h <sub>i</sub> [m]	W <sub>i</sub> *h <sub>i</sub>	F <sub>ix</sub> [KN]	F <sub>iy</sub> [KN]
RDC	3961.98	2.89	11450.12	40.766	35.493
1	3982.75	5.78	23020.295	81.960	71.357
2	3933.75	8.67	34105.61	121.428	105.719
3	3891.46	11.56	44985.28	160.160	139.443
4	3846.08	14.45	55575.856	197.869	172.271
5	3653.35	17.34	63349.089	225.545	169.366
6	3756.61	20.23	75996.22	270.573	235.569
7	3768.72	23.12	87132.806	310.22	270.09
8	3657.76	26.01	95138.33	338.726	294.905

Tableau V.7: Les forces sismiques de chaque niveau (pour R=5)

### V.12 Résultante des forces sismiques de calcul :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/version 2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet, la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$ . Si  $V_t < 0.8 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $r = \frac{0.8 V}{V_t}$ .

On doit donc évaluer l'effort tranchant à la base de structure par la méthode statique équivalent.

D'après le fichier des résultats de SAP2000 on a :



TABLE: Base Reactions								
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Ex1	LinRespSpec	Max	2568,268	109,455	22,091	1995,1449	45258,6336	19205,4819
Ey1	LinRespSpec	Max	110,808	2493,888	32,467	44270,6139	2041,0158	29781,0591

Tableau V.8: Les réactions à la base obtenue par SAP2000 (R=5).

TABLE: Base Reactions										
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ	GlobalX	GlobalY	GlobalZ
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	m	m	m
Ex	LinStatic	-1747,247	-3,996E-12	-4,576E-11	-3,476E-10	-31722,1717	14686,2259	0	0	0
Ey	LinStatic	3,234E-11	-1521,213	-8,669E-11	27618,3862	1,944E-09	-20369,312	0	0	0

Tableau V.9: Les réactions à la base obtenue par SAP2000 (R=5).

Direction	V statique (KN)	V dynamique	$\frac{V_{dyn}}{V_{stat}}$	$\frac{V_{dyn}}{V_{stat}} > 80\%$
X	1747.247	2568.268	1.469	C.V
Y	1521.213	2493.888	1.639	C.V

Tableau V.10: Comparaison entre l'effort statique et dynamique.

### V.13 Caractéristiques géométriques et massiques de la structure

#### ➤ Centre de masse :

Les coordonnées de centre de masse sont déterminées par les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_m = \frac{\sum(W_i * X_i)}{\sum W_i} \\ Y_m = \frac{\sum(W_i * Y_i)}{\sum W_i} \end{array} \right.$$

Les résultats de centre de masses données par le logiciel **SAP2000** sont regroupés dans les tableaux suivants :

Centre de masse		
Etage	$X_m$ (m)	$Y_m$ (m)
<b>RDC</b>	12.1788	7.9129
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	12.1777	7.9137
<b>2<sup>eme</sup> étage</b>	12.1770	7.9117
<b>3<sup>eme</sup> étage</b>	12.1778	7.9104
<b>4<sup>eme</sup> étage</b>	12.1759	7.9079
<b>5<sup>eme</sup> étage</b>	12.1877	7.8109
<b>6<sup>eme</sup> étage</b>	12.1356	7.8888
<b>7<sup>eme</sup> étage</b>	12.1748	7.9045
<b>8<sup>eme</sup> étage</b>	12.1551	7.8513

Tableau V.11: Centre de masse de chaque étage

### Justification de l'interaction "Voiles-portiques"

Sens x-x				
Niveaux	Voile(Kn)	Portique(Kn)	Voile (%)	Portique (%)
<b>RDC</b>	3875.591	36457.336	9.609	90.391
<b>1</b>	3539.767	32150.564	9.918	90.082
<b>2</b>	3299.843	27456.453	10.729	89.271
<b>3</b>	2928.001	23581.741	11.045	88.955
<b>4</b>	2595.122	19369.516	11.815	88.185
<b>5</b>	2172.22	15335.799	12.407	87.593
<b>6</b>	1762.231	11439.979	13.348	86.652
<b>7</b>	1294.16	7527.653	14.670	85.330
<b>8</b>	734.773	3706.016	16.546	83.454

Tableau V.12 : Vérification sous charges verticales sens x-x

<b>sens y-y</b>				
<b>Niveaux</b>	<b>Voile (Kn)</b>	<b>Portique (Kn)</b>	<b>Voile (%)</b>	<b>Portique (%)</b>
RDC	3304.207	37025.428	8.193	91.807
1	2954.62	32733.506	8.279	91.721
2	2748.079	28008.260	8.935	91.065
3	2417.016	24091.166	9.118	90.882
4	2131.378	19832.534	9.704	90.296
5	1750.689	15757.952	9.999	90.001
6	1397.314	11804.821	10.584	89.416
7	980.767	7840.667	11.118	88.882
8	651.996	3788.789	14.682	85.318

Tableau V.13 : Vérification sous charges verticales sens y-y

### Analyse des résultats

L'interaction voile-portique sous charge sismique est vérifiée dans tous les niveaux.

<b>Niveaux</b>	<b>Charges reprises (Kn)</b>		<b>Pourcentages repris (%)</b>	
	<b>Voile</b>	<b>Portique</b>	<b>Voile</b>	<b>Portique</b>
RDC	2104.645	498.576	80.848	19.152
1	1736.139	717.248	70.765	29.235
2	1607.957	602.445	72.745	27.255
3	1244.499	927.97	57.285	42.715
4	1224.713	748.784	62.058	37.942
5	876.504	851.55	50.722	49.278
6	850.885	587.125	59.171	40.829
7	543.308	547.387	49.813	50.187
8	286.961	352.749	44.858	55.142

Tableau V.14 : Vérification sous charges horizontales

Niveaux	Charges reprises (Kn)		Pourcentages repris (%)	
	Voile	Portique	Voile	Portique
RDC	1848.489	645.391	74.121	25.879
1	1427.296	985.756	59.149	40.851
2	1337.752	955.039	58.346	41.654
3	991.322	1139.316	46.527	53.473
4	1037.345	888.693	53.859	46.141
5	717.686	964.890	42.654	57.346
6	765.796	639.308	54.501	45.499
7	471.086	583.317	44.678	55.322
8	246.641	375.357	39.653	60.347

Tableau V.15 : Vérification sous charges horizontales

#### V.14 Justification vis à vis des renversements : [RPA99/V2003 Art - 4.4.1]

La vérification au renversement de la structure s'avère nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique. Donc, il faut vérifier que :

$$\frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$M_X = 31722.1717 \text{ kn.m}$$

$$M_Y = 27618.3861 \text{ kn.m}$$

$$B_X = 24.60 \text{ m}$$

$$B_Y = 13.75 \text{ m}$$

$$\frac{M_X}{N_t} = \frac{31722.1717}{40328.95} = 0.786 \text{ m} < \frac{B_X}{4} = 6.15 \text{ m} \quad \text{C.V}$$

$$\frac{M_Y}{N_t} = \frac{27618.3861}{40328.95} = 0.684 \text{ m} < \frac{B_Y}{4} = 3.438 \text{ m} \quad \text{C.V}$$

### V.15 Justification vis à vis des déformations

Selon le **RPA99 (Art 5.10)**, 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 :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \quad \text{Avec :}$$

$\delta_K$  : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donnée par le **RPA (Art4.43)**

$\delta_{eK}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

**R** : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau ci -dessous :

NIVEAU	Sens x-x						Sens y-y				
	$\delta_{eK}$ (cm)	$\delta_K$ (cm)	$\delta_{K-1}$ (cm)	$\Delta_K$ (cm)	$h_K$ (cm)	$\Delta_K/h_K$ (%)	$\delta_{eK}$ (cm)	$\delta_K$ (cm)	$\delta_{K-1}$ (cm)	$\Delta_K$ (cm)	$\Delta_K/h_K$ (%)
RDC	0.0529	0.2645	0	0.2645	289	0.09	0.0612	0.306	0	0.306	0.11
NIV1	0.1704	0.852	0.2645	0.5875	289	0.2	0.1911	0.9555	0.306	0.649	0.22
NIV2	0.3289	1.6445	0.852	0.7925	289	0.27	0.36	1.8	0.9555	0.845	0.29
NIV3	0.5103	2.5515	1.6445	0.907	289	0.31	0.5469	2.7345	1.8	0.935	0.32
NIV4	0.7049	3.5245	2.5515	0.973	289	0.336	0.7424	3.712	2.7345	0.978	0.34
NIV5	0.9006	4.503	3.5245	0.9785	289	0.338	0.9333	4.6665	3.712	0.955	0.33
NIV6	1.0923	5.4615	4.503	0.9585	289	0.332	1.116	5.58	4.6665	0.914	0.32
NIV7	1.2728	6.364	5.4615	0.9025	289	0.31	1.2814	6.407	5.58	0.827	0.29
NIV8	1.4412	7.206	6.364	0.842	289	0.29	1.4281	7.1405	6.407	0.734	0.25

Tableau V.16 : Vérification des déplacements

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

### V.16 Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ : [RPA (5.9)]

Les effets du 2ème ordre (ou effet P- $\Delta$ ) 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"

$$P_k = \sum_{i=1}^n (W_{gi} + \beta * W_{qi})$$

$V_K$  : 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  $0.1 \leq \Theta_K \leq 0.2$  : les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur  $1 / (1 - qK)$ .
- ✓ Si  $\Theta_K > 0.2$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	$h_K$ (cm)	$p_K$ (kn)	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta_K$	$V_K$ (kn)	$\Theta_K$	$\Delta_K$	$V_K$ (kn)	$\Theta_K$
RDC	289	34452.46	0.2645	1747.247	0.018	0.306	1521.213	0.024
NIV1	289	30490.48	0.5875	1706.481	0.036	0.649	1485.72	0.046
NIV2	289	26507.73	0.7925	1624.521	0.045	0.845	1414.363	0.055
NIV3	289	22573.98	0.907	1503.093	0.047	0.935	1308.644	0.056
NIV4	289	18682.52	0.973	1342.933	0.047	0.978	1169.201	0.054
NIV5	289	14836.44	0.9785	1145.064	0.043	0.955	996.93	0.049
NIV6	289	11183.09	0.9585	919.519	0.040	0.914	800.564	0.044
NIV7	289	7426.48	0.9025	648.946	0.036	0.827	564.995	0.038
NIV8	289	3657.76	0.842	338.726	0.031	0.734	294.905	0.032

Tableau V.17 : Vérification de l'effet P- $\Delta$ .

### V.17 Conclusion

Nous avons opté pour la position des voiles qui nous a donné les résultats importants vis-à-vis des exigences imposées par le **RPA 99 version 2003**.

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, et l'effort normal réduit, elles dépendent toutes de la position des voiles. Donc, la vérification des dimensions des poteaux sous sollicitations normales et tangentes est nécessaire.

## VI.1 Introduction :

Elément principaux sont des éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (poutres, poteaux, planchers, voiles, mur ...). Pour la détermination du ferrailage, on considère le cas le plus défavorable.

On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (SAP2000), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

- Les poutres seront calculées en flexion simple.
- Les poteaux seront calculés en flexion composée.
- Les voiles seront calculées en flexion composée.

## VI.2 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé constituant l'ossature verticale des structures. Il s'agit d'éléments principalement comprimés dans le cas de bâtiments contreventés. Ils sont comprimés et fléchis lorsqu'ils assurent la stabilité sous sollicitations horizontale (vent, séisme,) de structures non-contreventée (structure à nœuds déplaçables). Ils sont généralement encastés au pied au moyen de blocage dans un encuvement ou d'une jonction par recouvrement à l'aide d'armatures en attente et de fourreaux injectés sur chantier.

### VI.2.1 Combinaisons des charges :

Combinaisons fondamentales : BAEL 91

- ELU :  $1.35 G + 1.5 Q$
- ELS :  $G + Q$

Combinaisons accidentelles : RPA 99 v2003

- $0.8 \times G \pm E$
- $G + Q \pm 1.2 E$



**VI.2.2 Vérification spécifique sous sollicitations normales (coffrage de poteau) :**

Avant de calculer le ferrailage, il faut d'abord faire la vérification prescrite par le RPA 99, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{RPA 99V2003}$$

avec :

$N_d$ : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton.

$B_c$ : Section de poteau.

$f_{c28}$  : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

La vérification des poteaux sous sollicitations normales pour une combinaison sismique

(G+Q+ Ex) est représentée dans le tableau suivant :

Poteau	$N_d$ [kn]	$B_c$ [cm <sup>2</sup> ]	$f_{c28}$ [Mpa]	$v \leq 0.3$	Observation
RDC	1804.022	50*50	25	0.288	<b>C.V</b>
1 <sup>er</sup> étage	1590.337	50*50	25	0.254	<b>C.V</b>
2 <sup>eme</sup> étage	1380.237	45*45	25	0.273	<b>C.V</b>
3 <sup>eme</sup> étage	1176.907	45*45	25	0.232	<b>C.V</b>
4 <sup>eme</sup> étage	976.352	40*40	25	0.244	<b>C.V</b>
5 <sup>eme</sup> étage	781.747	40*40	25	0.195	<b>C.V</b>
6 <sup>eme</sup> étage	588.295	35*35	25	0.192	<b>C.V</b>
7 <sup>eme</sup> étage	398.743	35*35	25	0.130	<b>C.V</b>
8 <sup>eme</sup> étage	215.171	35*35	25	0.070	<b>C.V</b>

Tableau VI.1 : Vérification de l'effort normal réduit.

### VI.2.3 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u \leq \tau_{bu}$$

$\tau_u$  : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

$$\tau_u = V / (b \cdot d)$$

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{RPA 99V2003, P51, §7.4.3.2}$$

avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_d = 0.075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$\lambda_g$  : est l'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \quad (\text{RPA 99V2003 art 7.4.2.2})$$

Avec : a et b dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation

Considérée,  $l_f$  longueur de flambement du poteau *et*  $l_0$  hauteur d'étage.

$$l_f = 0.7 \times l_0$$

$$l_f (\text{RDC}) = 2.023 \text{ m}$$

$$l_f (\text{Étage courant}) = 2.023 \text{ m}$$

Poteau	V [kn]	b*d [m <sup>2</sup> ]	$\tau_u$ [Mpa]	$\lambda_g$	$\rho_d$	$\tau_{bu}$ [Mpa]	observation
RDC	11.219	0.225	0.0498	4.046	0.04	1	C.V
1 <sup>er</sup> étage	17.698	0.225	0.0787	4.046	0.04	1	C.V
2 <sup>eme</sup> étage	17.749	0.1823	0.0974	4.495	0.04	1	C.V
3 <sup>eme</sup> étage	21.804	0.1823	0.1196	4.495	0.04	1	C.V

4 <sup>ème</sup> étage	17.066	0.144	0.1185	5.057	0.075	1.875	C.V
5 <sup>ème</sup> étage	18.57	0.144	0.1289	5.057	0.075	1.875	C.V
6 <sup>ème</sup> étage	12.16	0.11	0.1105	5.78	0.075	1.875	C.V
7 <sup>ème</sup> étage	12.071	0.11	0.1097	5.78	0.075	1.875	C.V
8 <sup>ème</sup> étage	10.275	0.11	0.0934	5.78	0.075	1.875	C.V

Tableau VI.2 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

#### VI.2.4 Calcul du ferrailage longitudinal : D'après le RPA 99 V 2003 (article 7.4.2.1) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimal sera de 0.7 % (zone I).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  (zone I)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I).

On va prendre un seul type de poteau et on fait le calcul en flexion composée car le poteau est sollicité par un effort normal « N » et un moment fléchissant « M », et les autres sont calculés à l'aide de logiciel **SAP 2000**.

Poteau	N max [kn]	M [kn.m]
RDC	1804.022	31.471
1 <sup>er</sup> étage	1590.337	32.604
2 <sup>ème</sup> étage	1380.237	28.7288
3 <sup>ème</sup> étage	1176.907	32.4219
4 <sup>ème</sup> étage	976.352	24.5249
5 <sup>ème</sup> étage	781.747	26.3489
6 <sup>ème</sup> étage	588.295	16.8869
7 <sup>ème</sup> étage	398.743	17.0938
8 <sup>ème</sup> étage	215.171	14.9401

Tableau VI.3: Sollicitations des poteaux

Notre exemple de calcul sera un poteau de RDC, on a pris ce poteau car il est le plus sollicité.

Poteau	N [kn]	M [kn.m]	V [kn]
50*50	1804.022	31.471	11.219

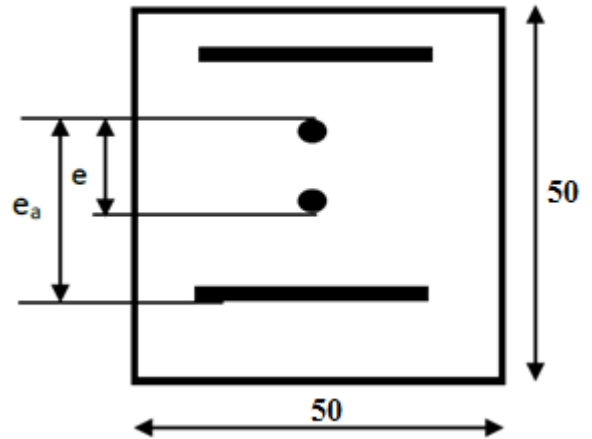
Tableau VI.4: Sollicitations du poteau RDC

$$b = h = 0.5\text{m} ; d = 0.9 h = 0.45 \text{ m} ; d' = 0.1 h = 0.05 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{31.471}{1804.022} = 0.01744 \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0.21744\text{m}$$



▪ **Moment fictive :**

$$M_a = N * e_a = 0.3922754 \text{ Mn.m}$$

$$N_u (d - d') - M_a = 0.329333 \dots \dots \dots (1)$$

$$(0.337 - 0.81 \frac{d'}{d}) . b . d^2 . f_{bc} = 0.354374 \dots \dots \dots (2)$$

$0.329333 \leq 0.354374$  **c.v** domaine 2 → section partiellement comprimé

Donc, la section est partiellement comprimée avec armature inférieure tendue ( $A_{sc} = 0$ ).

▪ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{392.27754 * 10^{-3}}{0.5 * (0.45)^2 * 14.17} = 0.2734 < \mu_R = 0.392$$

$\mu_u < \mu_R$  Section simple armature

$$A_2 = 0$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[ \frac{M_a}{Z} - N_u \right]$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_u}) = 0.408498$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.37647 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{1}{347.83} \left[ \frac{Ma}{Z} - Nu \right] = \frac{1}{347.83} \left[ \frac{392.27754 * 10^{-3}}{0.37647} - 1804.022 * 10^{-3} \right] = -21.908 \text{ cm}^2$$

Donc, on va ferrailer avec  $A_{\min}$  (RPA 99 V 2003).

Les résultats du ferrailage longitudinal sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	$B_c$ [cm]	$N_d$ [kn]	M [kn.m]	e [m]	$e_a$ [m]	Ma [kn.m]	(1)	(2)	1 < 2
<b>RDC</b>	50*50	1804.022	31.471	0.01744	0.21744	392.2754	329.333	354.3739	Cv
<b>1</b>	50*50	1590.337	32.604	0.02050	0.22050	350.6714	0.28546	354.3739	Cv
<b>2</b>	45*45	1380.237	28.7288	0.02081	0.20081	277.1715	0.219714	258.3386	Cv
<b>3</b>	45*45	1176.907	32.4219	0.02755	0.20755	244.2652	0.179421	258.3386	Cv
<b>4</b>	40*40	976.352	24.5249	0.02512	0.18512	180.7412	0.131691	181.4395	Cv
<b>5</b>	40*40	781.747	26.3489	0.03371	0.19371	151.4284	0.098731	181.4395	Cv
<b>6</b>	35*35	588.295	16.8869	0.04287	0.18287	72.91782	0.038730	121.5503	Cv
<b>7</b>	35*35	398.743	17.0938	0.06943	0.20943	45.06404	0.015183	121.5503	Cv
<b>8</b>	35*35	215.171	14.9401	0.02871	0.16870	99.24820	0.065474	121.5503	Cv

Tableau VI.5 : Calcul de l'excentricité et le moment fictif.

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Poteaux	$B_c$ [cm <sup>2</sup> ]	$\mu_u$	$\mu_u < 0.392$	$\alpha$	Z [m]	Ast [cm <sup>2</sup> ]
<b>RDC</b>	50*50	0.273417	<b>c.v</b>	0.408530	0.376464	-21.8972
<b>1</b>	50*50	0.244419	<b>c.v</b>	0.356306	0.385865	-19.5846
<b>2</b>	45*45	0.265006	<b>c.v</b>	0.34133	0.341325	-16.3274
<b>3</b>	45*45	0.233544	<b>c.v</b>	0.33749	0.350327	-13.7833
<b>4</b>	40*40	0.246049	<b>c.v</b>	0.359160	0.308281	-11.2088
<b>5</b>	40*40	0.206144	<b>c.v</b>	0.291722	0.317992	-8.78
<b>6</b>	35*35	0.148175	<b>c.v</b>	0.201452	0.289617	-4.2233
<b>7</b>	35*35	0.091574	<b>c.v</b>	0.120251	0.299848	-1.8644
<b>8</b>	35*35	0.201680	<b>c.v</b>	0.284469	0.279156	-6.6887

Tableau VI.6 : Calcul des ferrailages longitudinaux des poteaux.

Poteau	Section (cm <sup>2</sup> )	Amin RPA 0.7% (cm <sup>2</sup> )	A max		A cal (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage longitudinale	
			Zone courant 4% (cm <sup>2</sup> )	Zone nodale 6% (cm <sup>2</sup> )		Choix	Section
RDC	50*50	17.5	100	150	-21.897	10T16	20.11
1 <sup>er</sup> étage	50*50	17.5	100	150	-19.585	10T16	20.11
2 <sup>eme</sup> étage	45*45	14.175	81	121.5	-16.327	4T14+8T12	15.19
3 <sup>eme</sup> étage	45*45	14.175	81	121.5	-13.783	4T14+8T12	15.19
4 <sup>eme</sup> étage	40*40	11.2	64	96	-11.209	12T12	13.56
5 <sup>eme</sup> étage	40*40	11.2	64	96	-8.78	12T12	13.56
6 <sup>eme</sup> étage	35*35	8.575	49	73.5	-4.223	8T12	9.03
7 <sup>eme</sup> étage	35*35	8.575	49	73.5	-1.864	8T12	9.03
8 <sup>eme</sup> étage	35*35	8.575	49	73.5	-6.689	8T12	9.03

Tableau VI.7: Ferrailage longitudinal des poteaux

**VI.2.5 Calcul du ferrailage transversal :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V_U}{h_1 \cdot f_e} \quad (\text{RPA 99 V2003})$$

avec :

$V_U$ : Effort tranchant de calcul.

$h_1$ : Hauteur total de la section brute.

$f_e$ : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale  $f_y = 235$  Mpa.

$\rho_a$ : Coefficient correcteur qui tient compte du monde fragile de la rupture par effort tranchant.

$\rho_a = 2.5$  si l'élanement géométrique  $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3.75$  si l'élanement géométrique  $\lambda_g < 5$

$$\Phi_t \leq \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right) \quad [\text{BAEL91 modifiée 99}]$$

avec :

$\Phi_l$ : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$t$  : espacement des armatures transversales, la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

Zone Nodale  $t \leq \min (10 \Phi_l ; 15\text{cm})$  Zone 1

**RPA99 V 2003 :**

Zone Courante  $t' \leq 15 \Phi_l$  Zone 1

Poteau	h (cm)	Vu (kn)	$\lambda g$	$\rho_a$	t (cm)	t' (cm)	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$\Phi_t$ (mm)
RDC	50	11.219	4.046	3.75	10	15	0.3581	$\Phi_{10}$
1 <sup>er</sup> étage	50	17.698	4.046	3.75	10	15	0.5648	$\Phi_{10}$
2 <sup>eme</sup> étage	45	17.749	4.495	3.75	10	15	0.6293	$\Phi_{10}$
3 <sup>eme</sup> étage	45	21.804	4.495	3.75	10	15	0.7732	$\Phi_{10}$
4 <sup>eme</sup> étage	40	17.066	5.057	2.5	10	15	0.4539	$\Phi_{10}$
5 <sup>eme</sup> étage	40	18.57	5.057	2.5	10	15	0.4939	$\Phi_{10}$
6 <sup>eme</sup> étage	35	12.16	5.78	2.5	10	15	0.3696	$\Phi_{10}$
7 <sup>eme</sup> étage	35	12.071	5.78	2.5	10	15	0.3669	$\Phi_{10}$
8 <sup>eme</sup> étage	35	10.275	5.78	2.5	10	15	0.3123	$\Phi_{10}$

Tableau VI.8: Ferrailage transversal des poteaux

### VI.2.6 Recouvrement :

La longueur de recouvrement minimal donnée par le **RPA99 V 2003** est de  $40\Phi$  en zone I

$\Phi$ (mm)	$L_r$ (cm)	$L_r$ choisi (cm)
<b>16</b>	64	65
<b>14</b>	56	60
<b>12</b>	48	50

Tableau VI.9 : Longueurs de recouvrement

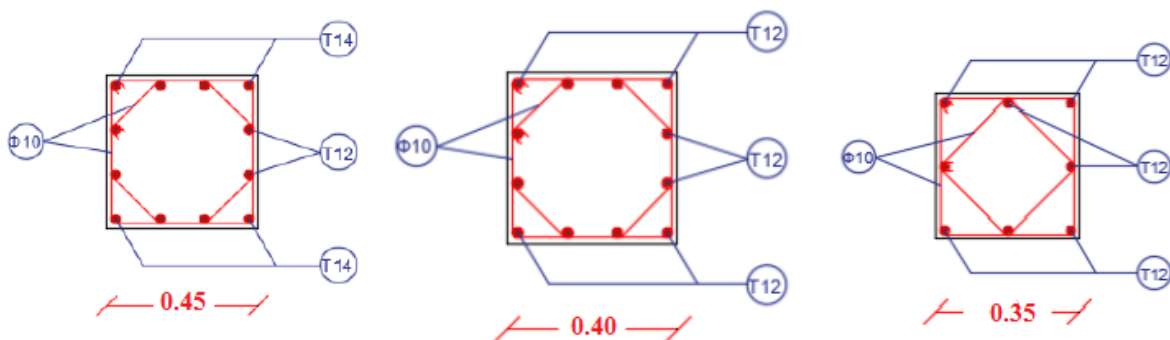


Figure VI.1: Ferrailages des poteaux



### VI.3 Etude des poutres :

#### VI.3.1 Introduction :

Ces poutres sont des éléments en béton armé constituant l'ossature horizontale supportant les planchers. Il s'agit d'éléments principalement soumis à la flexion et à l'effort tranchant. Les poutres sont généralement posées de manière isostatique sur leurs appuis d'extrémités. Dans certains cas, elles peuvent être prévues avec des armatures dépassants en extrémités et autres dispositions utiles à la réalisation d'une continuité de deuxième phase (armatures supérieures dans le béton coulé en place). Lorsque la composition du plancher le permet, les poutres sont prévues avec les armatures de couture en face supérieure permettant d'assurer la collaboration avec le béton coulé en place (joints entre hourdis ou chape de compression).

1) ELU

1.35G+1.5Q                      **Selon BAEL91** : [Combinaisons fondamentales]

2) G+Q+E

3) G+Q-E                      **Selon RPA99 V 2003** : [Combinaisons accidentelles]

4) 0.8G+E

5) 0.8G-E

6). 0.8G-E

#### VI.3.2 Recommandation du RPA99 V 2003 :

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.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

### VI.3.3 Ferrailages des poutres principales :

	ELU		ELS		G+Q+E		0,8*G+E	
	Mt [kn.m]	Ma [kn.m]	Mt [kn.m]	Ma [kn.m]	Mt [kn.m]	Ma [kn.m]	Mt [kn.m]	Ma [kn.m]
PP 35*45	55.5168	101.7214	40.2885	74.4207	45.6112	96.9287	41.8131	75.36
T [kn]	100.217		73.305		57.42		36.06	
PS 30*40	44.582	72.3477	32.4639	52.9109	41.0209	63.8505	30.4977	48.3722
T[kn]	67.05		49.128		57.603		43.896	

Tableau VI.10 : Sollicitations des poutres principales.

### VI.3.4 Poutre principale :

#### VI.3.4.1 Ferrailage longitudinale :

➤ **En travée :**

- **ELU :**

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$d = 0.9 * h = 40.5 \text{ cm}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ Mpa}$$

$$M_{ut} = 55.5168 \text{ kn.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{55.5168 * 10^{-3}}{0.35 * (0.405)^2 * 14.17}$$

$$\mu_u = 0.068 < \mu_R = 0.392 \quad \text{les armatures comprimées ne sont pas nécessaires S.S.A}$$

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

$$\alpha = 0.088$$

$$Z = d * (1 - 0.4 \alpha)$$

$$Z = 0.9 * 0.45 * (1 - 0.4 * 0.088)$$

$$Z = 0.391$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z * \sigma_{st}} = \frac{55.5168 * 10^{-3}}{0.391 * 347.83} = 4.082 \text{ cm}^2$$

○ **Condition de non fragilité**

$$A_{st \min} \geq \max \left( \frac{b * h}{1000} ; 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{st \min} \geq \max \left( \frac{35 * 45}{1000} ; 0.23 * 35 * 0.9 * 45 * \frac{2.1}{400} \right)$$

$$A_{st \min} \geq \max ( 1.575 ; 1.71 )$$

$$A_{st \min} \geq 1.71 \text{ cm}^2$$

• **ELS :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{55.5168}{40.2885} = 1.378$$

$$\alpha \leq \frac{1.378 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0.439 \quad \longrightarrow \quad 0.088 \leq 0.439 \quad \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

**En appuis :**

• **ELU :**

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$d = 0.9 * h = 40.5 \text{ cm}$$

$$M_{ua} = 101.7214 \text{ kn.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{101.7214 * 10^{-3}}{0.35 * (0.405)^2 * 14.17}$$

$$\mu_u = 0.125 < \mu_R = 0.392 \quad \text{les armatures comprimées ne sont pas nécessaires S.S.A}$$

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

$$\alpha = 0.167$$

$$Z = d * (1 - 0.4 \alpha)$$

$$Z = 0.9 * 0.45 * (1 - 0.4 * 0.088)$$

$$Z = 0.378$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{Z * \sigma_{st}} = \frac{101.7214 * 10^{-3}}{0.378 * 347.83} = 7.737 \text{ cm}^2$$

○ **Condition de non fragilité**

$$A_{st \text{ min}} \geq \max \left( \frac{b * h}{1000} ; 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{st \text{ min}} \geq \max \left( \frac{35 * 45}{1000} ; 0.23 * 35 * 0.9 * 45 * \frac{2.1}{400} \right)$$

$$A_{st \text{ min}} \geq \max ( 1.575 ; 1.71 )$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 1.71 \text{ cm}^2$$

• **ELS :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{55.5168}{40.2885} = 1.378$$

$$\alpha \leq \frac{1.378 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0.439 \quad \longrightarrow \quad 0.088 \leq 0.439 \quad \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

○ **Armatures minimales :**

**Selon RPA99 V2003 :**

$$A_{\text{min}} = 0.5\% * b * h$$

$$A_{\text{min}} = 0.5\% * 35 * 45 = 7.875 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ travée}} + A_{s \text{ appuis}} = 4.082 + 7.737 = 11.819 \text{ cm}^2$$

- **Armatures maximales :**

**Selon RPA99 V2003 :**

$$A_{\max} = 4\% * b * h \text{ (Zone courant)}$$

$$A_{\max} = 4\% * 35 * 45 = 63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 6\% * b * h \text{ (Zone de recouvrement)}$$

$$A_{\max} = 6\% * 35 * 45 = 94.5 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

- **En travée :**

$$A_{st} = 5.75 \text{ cm}^2 \quad 3T14+1T12$$

- **En appuis :**

$$A_{st} = 8.42 \text{ cm}^2 \quad 4T14+2T12$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_{u\max} = 100.217 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b*d} = \frac{100.217 * 10^{-3}}{0.35 * 0.9 * 0.45}$$

$$\tau_u = 0.7096 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \min \left( \frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\tau_u = \min \left( \frac{0.2 * 25}{1.5} ; 4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\tau_u = \min (3.33 ; 4 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$0.7096 < 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{c.v}$$

Il n'y a pas risque de cisaillement

- **Vérification de la flèche :**

$$L_{\max} = 4.85 \text{ m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{485} = 0.0928 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{c.v}$$

- **En travée :**

$$\frac{A_{st}}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \frac{5.75}{35 * 0.9 * 45} \leq \frac{4.2}{400}$$

$$4.056 \leq 10.5 * 10^{-3} \quad \text{c.v}$$

Puis que les conditions sont vérifiées donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche.

#### VI.3.4.2 Détermination des Armatures Transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_{min} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{45}{35} ; \frac{35}{10} ; \Phi_{min} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min (1.286 ; 3.5 ; 1.2)$$

$\Phi$  : Diamètre minimales des armatures longitudinales de la poutre

Donc on prend  $\Phi_t = 10mm$

- **L'espacement des armatures transversales :**

D'après le RPA 99 V 2003 :

$$St \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12 * \Phi_{L min} ; 30cm \right) \quad \text{zone nodale}$$

$$St' \leq \frac{h}{2} \quad \text{zone courante}$$

$\Phi$  : Diamètre minimales des armatures longitudinales de la poutre

$$St \leq \min \left( \frac{45}{4} ; 12 * 1.2 ; 30cm \right) \quad St=10cm \quad \text{zone nodale}$$

$$St' \leq \frac{45}{2} \quad St'=20 \text{ cm} \quad \text{zone courante}$$

- **La longueur minimale de recouvrement :**

$L_r = 40 \Phi$  en zone I

$\Phi$ [mm]	$L_r$ [cm]	$L_r$ choisis [cm]
14	56	60
12	48	50

Tableau VI.11 : Longueurs de recouvrement

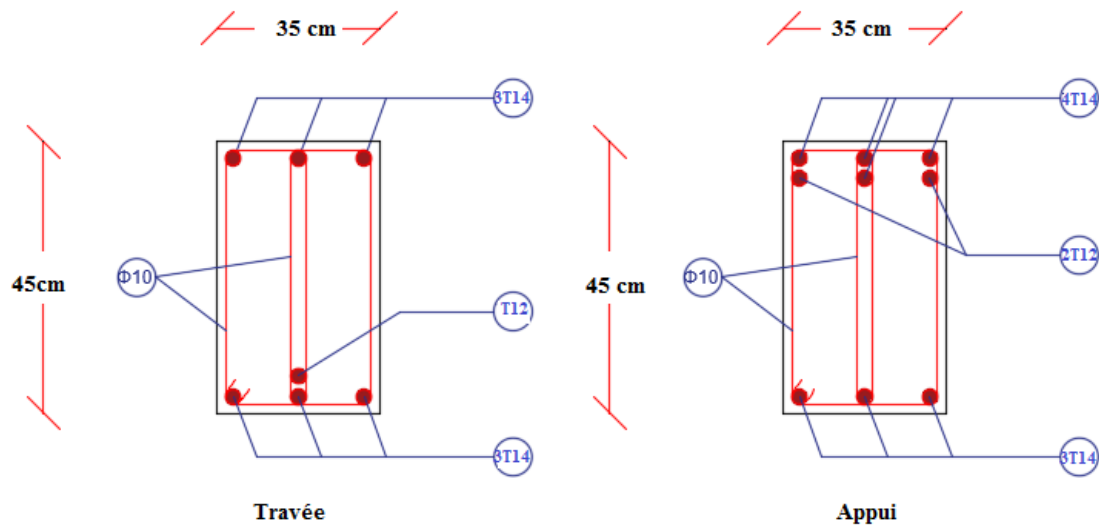


Figure VI.2: ferrailages de la poutre principale

### VI.3.5 Poutre secondaire :

#### VI.3.5.1 Ferrailage longitudinale :

##### ➤ En travée :

##### • ELU :

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

$$h = 40\text{cm}$$

$$d = 0.9 \cdot h = 40.5\text{ cm}$$

$$f_{bc} = 14.17\text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 347.83\text{ Mpa}$$

$$M_{ut} = 55.5168\text{ kn.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{44.582 \cdot 10^{-3}}{0.30 \cdot (0.9 \cdot 0.40)^2 \cdot 14.17}$$

$$\mu_u = 0.0809 < \mu_R = 0.392 \quad \text{les armatures comprimées ne sont pas nécessaires S.S.A}$$

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

$$\alpha = 0.106$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4 \alpha)$$

$$Z = 0.9 * 0.4 * (1 - 0.4 * 0.106)$$

$$Z = 0.345$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z * \sigma_{st}} = \frac{44.582 * 10^{-3}}{0.345 * 347.83} = 3.715 \text{ cm}^2$$

○ **Condition de non fragilité**

$$A_{st_{min}} \geq \max \left( \frac{b * h}{1000} ; 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{st_{min}} \geq \max \left( \frac{30 * 40}{1000} ; 0.23 * 30 * 0.9 * 40 * \frac{2.1}{400} \right)$$

$$A_{st_{min}} \geq \max ( 1.2 ; 1.304 )$$

$$A_{st_{min}} \geq 1.304 \text{ cm}^2$$

• **ELS :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{44.582}{32.4639} = 1.373$$

$$\alpha \leq \frac{1.373 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0.4365 \quad \longrightarrow \quad 0.106 \leq 0.439 \quad \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

➤ **En appuis :**

• **ELU :**

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

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$d = 0.9 * h = 36 \text{ cm}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ Mpa}$$

$$M_{ua} = 72.3477 \text{ kn.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b * d^2 * f_{bc}}$$



$$\mu_u = \frac{72.3477 * 10^{-3}}{0.30 * (0.36)^2 * 14.17}$$

$\mu_u = 0.131 < \mu_R = 0.392$  les armatures comprimées ne sont pas nécessaires S.S.A

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

$$\alpha = 0.176$$

$$Z = d * (1 - 0.4 \alpha)$$

$$Z = 0.9 * 0.40 * (1 - 0.4 * 0.176)$$

$$Z = 0.335 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{Z * \sigma_t} = \frac{72.3477 * 10^{-3}}{0.335 * 347.83} = 6.2089 \text{ cm}^2$$

○ **Condition de non fragilité**

$$A_{st \text{ min}} \geq \max \left( \frac{b * h}{1000} ; 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{st \text{ min}} \geq \max ( 1.2 ; 1.304 )$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 1.304 \text{ cm}^2$$

• **ELS :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{72.3477}{52.9109} = 1.367$$

$$\alpha \leq \frac{1.367 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0.434 \quad \longrightarrow \quad 0.176 \leq 0.434 \quad \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

○ **Armatures minimales :**

**Selon RPA99 V2003 :**

$$A_{\text{min}} = 0.5\% * b * h$$

$$A_{\text{min}} = 0.5\% * 30 * 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ travée}} + A_{s \text{ appuis}} = 3.715 + 6.2089 = 9.9239 \text{ cm}^2$$

- **Armatures maximales :**

**Selon RPA99 V2003 :**

$$A_{\max} = 4\% * b * h \text{ (Zone courant)}$$

$$A_{\max} = 4\% * 30 * 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 6\% * b * h \text{ (Zone de recouvrement)}$$

$$A_{\max} = 6\% * 30 * 40 = 72 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

- **En travée :**

$$A_{st} = 5.75 \text{ cm}^2 \quad 3T14+1T12$$

- **En appuis :**

$$A_{st} = 8.01 \text{ cm}^2 \quad 3T14+3T12$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_{u \max} = 49.128 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b * d} = \frac{49.128 * 10^{-3}}{0.30 * 0.9 * 0.40}$$

$$\tau_u = 0.454 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left( \frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left( \frac{0.2 * 25}{1.5} ; 4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min (3.33 ; 4 \text{ Mpa})$$

$$\overline{\tau_u} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$0.454 < 3.33 \text{ Mpa}$$

**C.V**

Il n'y a pas risque de cisaillement

- **Vérification de la flèche :**

$$L_{\max} = 4.5 \text{ m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{450} = 0.0889 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{C.V}$$

➤ **En travée :**

$$\frac{A_{st}}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \frac{5.75}{30 * 0.9 * 40} \leq \frac{4.2}{400}$$

$$5.324 * 10^{-3} \leq 10.5 * 10^{-3} \quad \text{c.v}$$

### VI.3.5.2 Détermination des Armatures Transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi \text{ min} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{40}{35} ; \frac{30}{10} ; 1.2 \right) = (1.14 ; 3 ; 1.2)$$

Donc on prend  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

#### L'espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12 * \Phi \text{ min} ; 30 \text{ cm} \right) \text{ Zone nodale}$$

#### D'après le RPA

$$S_t' \leq \frac{h}{2} \text{ Zone courante}$$

$\Phi$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre.

$$S_t \leq \min \left( \frac{40}{4} ; 12 * 1.2 ; 30 \text{ cm} \right) \quad S_t = 8 \text{ cm} \quad \text{Zone nodale}$$

$$S_t' \leq \frac{40}{2} \quad S_t' = 15 \text{ cm} \quad \text{Zone courante}$$

#### ○ La longueur minimale de recouvrement :

$$L_r = 40 \Phi \text{ en zone I}$$

$\Phi$ [mm]	$L_r$ [cm]	$L_r$ choisis [cm]
14	56	60
12	48	50

Tableau VI.12 : Longueurs de recouvrement

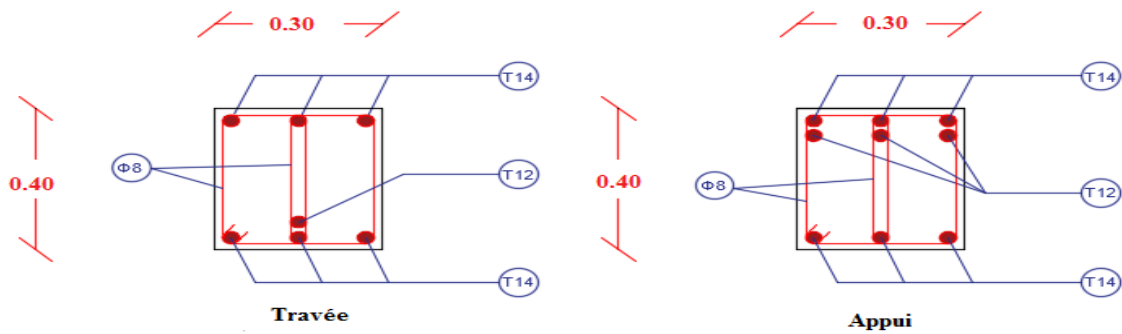


Figure VI.3 : Ferrailages de la poutre secondaire

Poutre	Niveau	Ferrailage longitudinale					Ferrailage transversale		
		$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]	Travée		Appuis		$\Phi$ (mm)	St (zone nodale) (cm)	St (zone courant) (cm)
			$A_{cal}$	Choix	$A_{cal}$	Choix			
Poutre principale	RDC	7.875	4.082	3T14 + 1T12 = 5.75	7.737	4T14+ 2T12 = 8.42	10	10	20
	Etage courant	7.875	4.082	3T14 + 1T12 = 5.75	7.737	4T14+ 2T12 = 8.42	10	10	20
Poutre secondaire	RDC	6	3.715	3T14 + 1T12 = 5.75	6.209	3T14 + 3T12 = 8.01	8	8	15
	Etage courant	6	3.715	3T14 + 1T12 = 5.75	6.209	3T14 + 3T12 = 8.01	8	8	15

Tableau VI.13: Récapitulatif des ferrailages des poutres

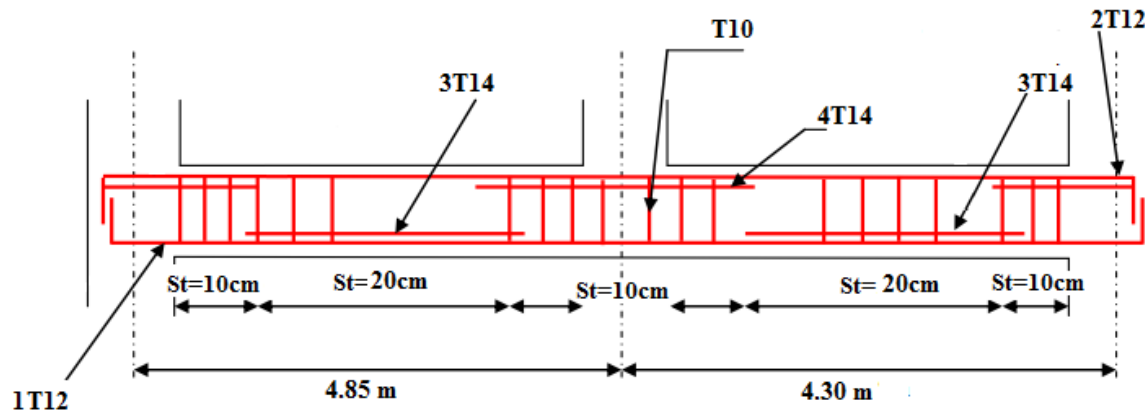


Figure VI.4 : Schéma explicatif du ferrailage des poutres principales

## VI.4 Les murs voiles :

Un voile comme une dalle, est un élément de structure dont l'épaisseur à une dimension largement inférieure aux deux autres, lesquelles se trouvent sur un même plan.

### VI.4.1 Calcul des murs voiles :

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le **RPA99V2003** :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est :

- ❖ Globalement dans la section du voile de 0.15%.
- ❖ En zone courante 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales sont vérifiées en utilisant la formule suivante :  $s_t \leq \min(1.5 * a ; 30 \text{ cm})$ .

Les longueurs des recouvrements doivent être égales :

- ❖  $40 \Phi$  pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est positif.
- ❖  $20 \Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les Combinaisons d'actions.

## VI.4.1.2 Caractéristique des murs voiles

Voile	e(m)	L (m)	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>3</sup> )
RDC	0.15	2	0.3	0.1
	0.15	3.9	0.585	0.741
	0.15	1.3	0.195	0.0247
	0.15	2.35	0.3525	0.162
Etage courant	0.15	2	0.3	0.1
	0.15	3.9	0.585	0.741
	0.15	1.3	0.195	0.0247
	0.15	2.35	0.3525	0.162

Tableau VI.14 : Caractéristiques des murs voiles

## VI.4.1.3 Vérification des contraintes tangentielles

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{b_0*d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2*f_{c28}$$

Avec :  $\bar{v} = 1.4*v$

Voile	Combinaisons	V (kn)	$\tau_b$	$\bar{\tau}_b$	Observation
Sens X-X RDC ; Etage courante	1.35G+1.5Q	108.5	0.40	5	c.v
	G + Q ± Ex	141.402	0.523	5	c.v
	0.8 G ± Ex	123.4	0.457	5	c.v
	G + Q ± Ey	105.9	0.392	5	c.v
	0.8 G ± Ey	91.17	0.337	5	c.v
Sens Y-Y RDC ; Etage courante	1.35G+1.5Q	126.579	0.468	5	c.v
	G + Q ± Ex	137.681	0.511	5	c.v
	0.8 G ± Ex	125.60	0.465	5	c.v
	G + Q ± Ey	157.21	0.582	5	c.v
	0.8 G ± Ey	140.430	0.52	5	c.v

Tableau VI.15 : Vérification des contraintes tangentielles dans les deux sens

**VI.4.1.4 Sollicitation des murs voile**

Les résultats suivants sont obtenus par logiciel « SAP2000 »

Voile	Combinaison	$F_{22}$ (kn)	$M_{22}$ (kn)
RDC, Etage Courante	1.35G+1.5Q	-840.2	14.175
	$G+Q\pm Ex$	-2012.32	21.093
	$0.8G\pm Ex$	-1906.84	18.229
	$G+Q\pm Ey$	-1396.43	12.336
	$0.8G\pm Ey$	-1289.7	11.128

TableauVI.16 : Sollicitations des murs voiles sens X-X

Voile	Combinaison	$F_{22}$ (kn)	$M_{22}$ (kn)
RDC, Etage Courante	1.35G+1.5Q	-928.57	37.958
	$G+Q\pm Ex$	-1980.86	43.975
	$0.8G\pm Ex$	-1879.26	36.083
	$G+Q\pm Ey$	-2197.06	30.08
	$0.8G\pm Ey$	-2095.36	22.188

TableauVI.17 : Sollicitations des murs voiles sens Y-Y

SEC : section entièrement comprimée

**VI.4.2 Ferrailages des murs voile**

- Calcul des armatures longitudinales par 1 ml

**Sens X-X**

$N = -2012.32$  kn

$$M = 21.093 \text{ kn.m}$$

$$h = 0.15 \text{ m} ; d = 0.9 \cdot h = 0.135 \text{ m} ; d' = 0.1 \cdot h = 0.015 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}$$

$e = \frac{M}{N} = 0.01048 \text{ m} < \frac{0.15}{2} = 0.075 \text{ m} \implies$  le centre de pression est à l'intérieur de la section, il faut vérifier la condition suivantes :

$$f_{bc} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0.07048 \text{ m}$$

▪ **Moment fictive :**

$$M_a = N \cdot e_a = 141.828 \text{ kn.m}$$

$$N_u (d - d') - M_a = 99.65 \text{ kn.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$(0.337 - 0.81 \frac{d'}{d}) \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 63.787 \text{ kn.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$(0.337 - 0.81 \frac{d'}{h}) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} = 81.619 \text{ kn.m} \dots\dots\dots (3)$$

(1) > (3)  $\longrightarrow$  section entièrement comprimée

$$(0.5 \cdot h - d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} = 127.53 \text{ kn} \dots\dots\dots (4)$$

(1) < (4)  $\longrightarrow$  domaine 4

Donc la section est entièrement comprimée

Ferrailage inferieur  $A_1 = 0$

$$A_2 = \frac{N_u - (1 - \Psi) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{sc}} ; \Psi = \frac{0.5 \frac{d'}{h} \frac{(d - d') \cdot N_u - M_a}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{\frac{6}{7} \frac{d'}{h}}$$

$$\Psi = \frac{0.5 \frac{0.015}{0.15} \frac{(0.135 - 0.015) \cdot 2012.32 \cdot 10^{-3} - 141.828 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.15^2 \cdot 14.17}}{\frac{6}{7} \frac{0.015}{0.15}} = 0.115$$

$$A_2 = \frac{2012.32 \cdot 10^{-3} - (1 - 0.115) \cdot 1 \cdot 0.15 \cdot 14.17}{347.83}$$

$$A_2 = 3.773 \text{ cm}^2$$

**Armatures transversales :**

$$V_{\max} = 141.402 \text{ kn}$$

$$\frac{A_t}{h \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \cdot f_e}$$



▪ **Espacement**

$$\text{RPA} : S_t \leq \min (1.5*b ; 30\text{cm}) = 22.5 \text{ cm}$$

$$\text{BAEL} : S_t \leq \min (2*b ; 33\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (S_{t \text{ RPA}} ; S_{t \text{ BAEL}}) \quad S_t = 20\text{cm}$$

$$\tau_u = \frac{1.4*V}{b*d} \implies \tau_u = 1.466 \text{ Mpa}$$

$$A_t = 1.37 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.15\% * b * h = 2.25 \text{ cm}^2 \quad (\text{RPA})$$

$$A_{\min} = 0.23*b*d*f_{t28}/f_e = 1.63 \text{ cm}^2 \quad (\text{BAEL})$$

Donc ont ferrailée avec :

$$A_2 = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Vérification à L'ELS :**

$$e = 0.01048 \text{ m} < \frac{h}{6} = 0.15 \text{ m}$$

$$A_1 = 0 ; A_2 = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$X = \frac{-\left[\frac{b.h^3}{12} + b.h.e^2 + n.A_2\left(-e + \frac{h}{2} - d'\right)^2 + n.A_1\left(-e + \frac{h}{2} - d\right)^2\right]}{-b.h.e + n.A_2\left(-e + \frac{h}{2} - d'\right) + n.A_1\left(-e + \frac{h}{2} - d\right)}$$

$$X = \frac{-\left[\frac{1*(0.15)^3}{12} + 1*0.15*(0.01048)^2 + 15*5.65*10^{-4}\left(-0.01048 + \frac{0.15}{2} - 0.015\right)^2\right]}{-1*0.15*0.01048 + 15*5.65*10^{-4}\left(-0.01048 + \frac{0.15}{2} - 0.015\right)}$$

$$x = 0.276 \text{ m}$$

$$x > \frac{h}{2} + e \implies 0.276 > 0.075 + 0.01048 = 0.08548 \text{ m}$$

L'axe neutre est en dehors de la section  $\implies$  section entièrement comprimée

$$S_{AN} = b.h(x-e) - n.A_2\left(x - e + \frac{h}{2} - d'\right) + n.A_1\left(x - e + \frac{h}{2} - d\right)$$

$$S_{AN} = 1*0.15(0.276-0.01048) - 15*5.65 * 10^{-4}(0.276 - 0.01048 + \frac{0.15}{2} - 0.015)$$

$$S_{AN} = 0.037 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \left(x - e + \frac{h}{2}\right)}{S_{AN}} = \frac{696.34*10^{-3} (0.276 - 0.01048 + 0.075)}{0.037}$$

$$\sigma_{bc} = 6.4 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sc1} = \frac{n.N_s \left( x - e + \frac{h}{2} - d \right)}{S_{AN}} = \frac{15 \cdot 696.34 \cdot 10^{-3} (0.276 - 0.01048 + 0.075 - 0.135)}{0.037}$$

$$\sigma_{sc1} = 58.018 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sc2} = \frac{n.N_s \left( x - e - \frac{h}{2} - d' \right)}{S_{AN}} = \frac{15 \cdot 696.34 \cdot 10^{-3} (0.276 - 0.01048 - 0.075 - 0.015)}{0.037}$$

$$\sigma_{sc2} = 49.549 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( 2 \cdot f_e / 3 ; 110 \sqrt{\varphi \cdot f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\varphi = 1.6 \text{ à haut adhérence}$$

$$f_{t28} = 0.06 \cdot f_{c28} + 0.6 = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.4 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{sc1} = 58.018 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{sc2} = 49.549 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

### Sens-Y-Y

$$N = -2197.06 \text{ kn}$$

$$M = 30.08 \text{ kn.m}$$

$$h = 0.15 \text{ m} ; d = 0.9 \cdot h = 0.135 \text{ m} ;$$

$e = \frac{M}{N} = 0.01369 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.075 \text{ m} \implies$  le centre de pression est à l'intérieur de la section, il faut vérifier la condition suivantes :

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0.07369 \text{ m}$$

#### ▪ Moment fictive :

$$M_a = N \cdot e_a = 161.9 \text{ kn.m}$$

$$N_u (d - d') - M_a = 101.747 \text{ kn.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$\left( 0.337 - 0.81 \frac{d'}{d} \right) \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 63.787 \text{ kn.m} \dots \dots \dots (2)$$

$$(0.337 - 0.81 \frac{d'}{h}) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} = 81.619 \text{ kn.m} \dots\dots\dots (3)$$

(1) > (3) → section entièrement comprimée

$$(0.5 \cdot h - d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} = 127.53 \text{ kn} \quad (4)$$

(1) < (4) → domaine 4

Donc la section est entièrement comprimée

Ferraillage inferieur  $A_1 = 0$

$$A_2 = \frac{N_u - (1 - \Psi) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{sc}} \quad ; \quad \Psi = \frac{0.5 \frac{d'}{h} \frac{(d - d') \cdot N_u - M_a}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{\frac{6}{7} \frac{d'}{h}}$$

$$\Psi = \frac{0.5 \frac{0.015}{0.15} \frac{(0.135 - 0.015) \cdot 2197.06 \cdot 10^{-3} - 161.9 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.15^2 \cdot 14.17}}{\frac{6}{7} \frac{0.015}{0.15}} = 0.1068$$

$$A_2 = \frac{2197.06 \cdot 10^{-3} - (1 - 0.1068) \cdot 1 \cdot 0.15 \cdot 14.17}{347.83}$$

$$A_2 = 8.58 \text{ cm}^2$$

**Armatures transversales :**

$$V_{\max} = 157.21 \text{ kn}$$

$$\frac{A_t}{h \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \cdot f_e}$$

$S_t \leq \min (1.5 \cdot e ; 30 \text{ cm})$  on prend  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{1.4 \cdot V}{b \cdot d} \implies \tau_u = 1.63 \text{ Mpa}$$

$$A_t = 1.528 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.15\% \cdot h \cdot b = 2.25 \text{ cm}^2 \quad (\text{RPA})$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0.163 \text{ cm}^2 \quad (\text{BAEL})$$

Donc on ferraillée avec :

$$A_2 = 6T14 = 9.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Vérification à L'ELS :**

$$e = 0.01369 \text{ m} < \frac{h}{6} = 0.15 \text{ m}$$

$$A_1 = 0 ; A_2 = 9.24 \text{ cm}^2$$

$$x = \frac{-\left[\frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot e^2 + n \cdot A_2 \left(-e + \frac{h}{2} - d'\right)^2 + n \cdot A_1 \left(-e + \frac{h}{2} - d\right)^2\right]}{-b \cdot h \cdot e + n \cdot A_2 \left(-e + \frac{h}{2} - d'\right) + n \cdot A_1 \left(-e + \frac{h}{2} - d\right)}$$

$$x = \frac{-\left[\frac{1 \cdot (0.15)^3}{12} + 1 \cdot 0.15 \cdot (0.01369)^2 + 15 \cdot 9.24 \cdot 10^{-4} \left(-0.01369 + \frac{0.15}{2} - 0.015\right)^2\right]}{-1 \cdot 0.15 \cdot 0.01369 + 15 \cdot 9.24 \cdot 10^{-4} \left(-0.01369 + \frac{0.15}{2} - 0.015\right)}$$

$$x = 0.673 \text{ m}$$

$$x > \frac{h}{2} + e \longrightarrow 0.673 > 0.075 + 0.01369 = 0.08869 \text{ m}$$

L'axe neutre est en dehors de la section  $\implies$  section entièrement comprimée

$$S_{AN} = b \cdot h(x - e) - n \cdot A_2 \left(x - e + \frac{h}{2} - d'\right) + n \cdot A_1 \left(x - e + \frac{h}{2} - d\right)$$

$$S_{AN} = 1 \cdot 0.15 (0.673 - 0.01369) - 15 \cdot 9.24 \cdot 10^{-4} (0.673 - 0.01369 + \frac{0.15}{2} - 0.015)$$

$$S_{AN} = 0.0889 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \left(x - e + \frac{h}{2}\right)}{S_{AN}} = \frac{860.82 \cdot 10^{-3} (0.673 - 0.01369 + 0.075)}{0.0889}$$

$$\sigma_{bc} = 7.11 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sc1} = \frac{n \cdot N_s \left(x - e + \frac{h}{2} - d\right)}{S_{AN}} = \frac{15 \cdot 860.82 \cdot 10^{-3} (0.673 - 0.01369 + 0.075 - 0.135)}{0.0889}$$

$$\sigma_{sc1} = 87.047 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sc2} = \frac{n \cdot N_s \left(x - e - \frac{h}{2} - d'\right)}{S_{AN}} = \frac{15 \cdot 860.82 \cdot 10^{-3} (0.673 - 0.01369 - 0.075 - 0.015)}{0.0889}$$

$$\sigma_{sc2} = 82.689 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(2 \cdot f_e / 3 ; 110 \sqrt{\varphi \cdot f_{t28}}) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\varphi = 1.6 \text{ à haut adhérence}$$

$$f_{t28} = 0.06 \cdot f_{c28} + 0.6 = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.11 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{sc1} = 87.047 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{sc2} = 82.689 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \quad \text{c.v}$$

- **Diamètre**

$$\Phi \leq \frac{b}{10} = \frac{15}{10} = 15 \text{ mm}$$

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

- **Espacement**

$$\text{RPA} : S_t \leq \min(1.5*b ; 30\text{cm}) = 22.5 \text{ cm}$$

$$\text{BAEL} : S_t \leq \min(2*b ; 33\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(S_{t \text{ RPA}} ; S_{t \text{ BAEL}}) \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

### Récapitulation des ferrillages des murs voiles par 1 ml

Voile	Ferrailage	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A choisi (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)	Φ (mm)
<b>Sens X-X</b> <b>RDC ;</b> <b>Etage</b> <b>courant</b>	Longitudinale	3.773	2.25	5T12 = 5.65	20	8
	Transversal	1.37		4T10 = 3.14		
<b>Sens Y-Y</b> <b>RDC ;</b> <b>Etage</b> <b>courant</b>	Longitudinale	8.58	2.25	6T14 = 9.24	15	8
	Transversal	1.528		4T10 = 3.14		

Tableau VI.18 : Récapitulation du ferrailage des murs voiles

- **Vérification de l'effort normale réduit :**

D'après RPA99 V 2003 ; il faut vérifier la condition :

$$v = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.3$$

$$v = \frac{2006 * 10^{-3}}{0.15 * 2 * 25} = 0.297 \leq 0.3 \quad \text{c.v}$$

**Recouvrement des murs voiles :**

$\Phi$ (mm)	$L_r = 40 \Phi$ (cm)	$L_r$ choisi (cm)
14	56	60
12	48	50

Tableau VI.19 : Recouvrement des murs voiles

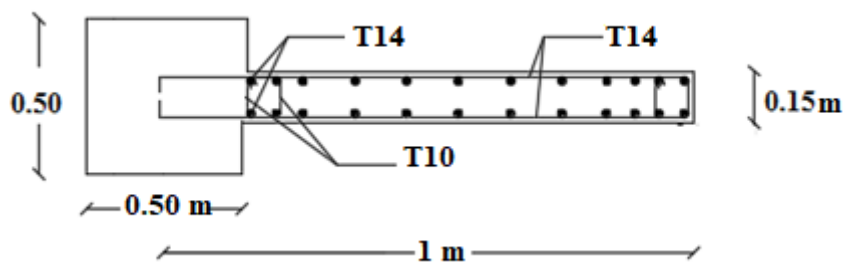


Figure VI.5 : Ferrailages des murs voiles

**VI.5 conclusion :**

La vérification des éléments structuraux (poteau, poutre, voile), les dimensions des poteaux sous sollicitations normales et tangentés est obligatoire afin d'arriver à une structure durable économique et performante vis à vis au chargement dynamique.

## VII.1 Introduction

Les fondations sont des ouvrages qui assurent la stabilité d'une construction, ainsi que la bonne transmission des sollicitations (charges) et leur diffusion dans le sol. Ce mode de fondation est employé en raison des propriétés mécaniques du sol : la capacité portante du sol est insuffisante pour supporter les charges de constructions imposantes ou la couche d'assise est hétérogène et présente un risque de tassement différentiel. Le radier peut être également une solution économique lorsque le bon sol est situé à une profondeur trop importante.

Enfin, une dernière situation justifie le recours à un radier : le terrain est situé en zone inondable. Dans cette hypothèse, le radier étanche permet de résister aux sous-pressions exercées par la nappe.

## VII.2 Type des fondations

Les types de fondations existante :

### VII.2.1 Les fondations superficielles :

Les fondations superficielles (c'est -à- dire de faible profondeur) sont utilisées lorsque :

- le sol capable de la portance nécessaire se trouve à profondeur faible.
- la résistance des couches au cisaillement est suffisante.
- la déformabilité du sol est faible.

Ce procédé est économique dans le cas où le sol porteur est accessible par des moyens courants de terrassement, c'est-à-dire pour des profondeurs comprises entre 1 m et 4m au plus.

Les fondations superficielles sont constituées par des semelles ayant une plus grande largeur que l'élément supporté de façon à ce que le taux de compression du sol ne dépasse pas son taux de compression admissible. [1]

Ils existent trois types de fondations superficielles :

- **les semelles filantes**, généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L ( $L/B > 10$  pour fixer les idées).

- les **semelles isolées**, dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ( $B/L = 1$ ) et les semelles circulaires (de diamètre B) ;
- les **radiers** ou **dallages**, de dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.

### VII.2.2 Les fondations profondes (des pieux) :

Une fondation profonde est caractérisée par la manière dont le sol est sollicité pour résister aux charges appliquées.

- ❖ résistance en pointe
- ❖ par frottement latéral
- ❖ résistance de pointe et frottement latéral (cas courant)

Ses dimensions sont définies par :

- ❖ D : longueur de fondation enterrée dans le sol
- ❖ B : largeur de la fondation ou diamètre

Au-delà de  $D/B > 6$  et  $D > 3$ , nous sommes dans le domaine des fondations profondes

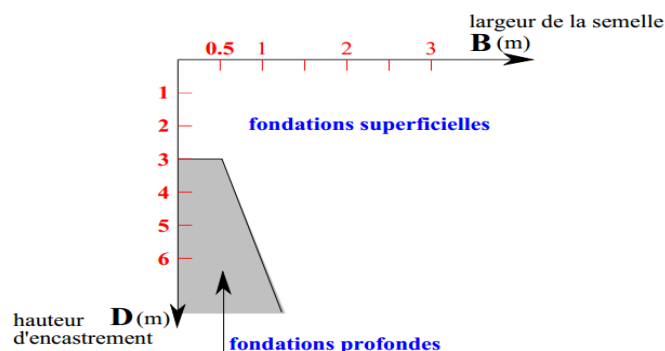


Figure VII. 1 : les fondations profondes

D'une manière générale, les fondations profondes sont souvent désignées par le terme de

« Pieu » [5]



### VII.3 Choix de fondation

Le choix du type de fondation dépend de l'hétérogénéité du sol, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous jacent et du facteur économique. De ce fait, le choix d'une fondation doit impérativement répondre aux exigences suivantes :

Les tassements doivent rester admissibles pour le type de structure.

La première hypothèse consiste à envisager une semelle isolée. Les appuis (de type pile) étant très peu espacés, il y'a risque de chevauchement des semelles isolées, les semelles filantes seront donc plus adaptées. Pour l'étude des semelles filante on fera une vérification préalable à savoir si  $S_s \leq (1/2)S_t$ , avec  $S_s$  somme des surfaces des semelles et  $S_t$  et la surface totale de l'ouvrage. Il faut en d'autres termes que la surface totale des semelles soit inférieure à la moitié de la surface totale occupée par l'ouvrage. Si cette condition n'est pas vérifiée (c'est-à-dire  $S_s \geq (1/2)S_t$ ) alors la solution préconisée sera de fonder l'ouvrage sur un radier général.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- Minimise la force de pression apporte par la structure
- La réduction du tassement différentielle

### VII.4 Calcul de l'infrastructure :

Vu que l'ouvrage et les charges transmises sont très importants, on choisit comme fondation un radier nervuré.

Les radiers nervurés sont constitués de poutres et de poutrelles croisées qui ont pour fonction de raidir la dalle. Ce type de radier est préconisé lorsque la dalle plate n'est pas suffisamment rigide en raison de son épaisseur pour supporter des charges conséquentes.

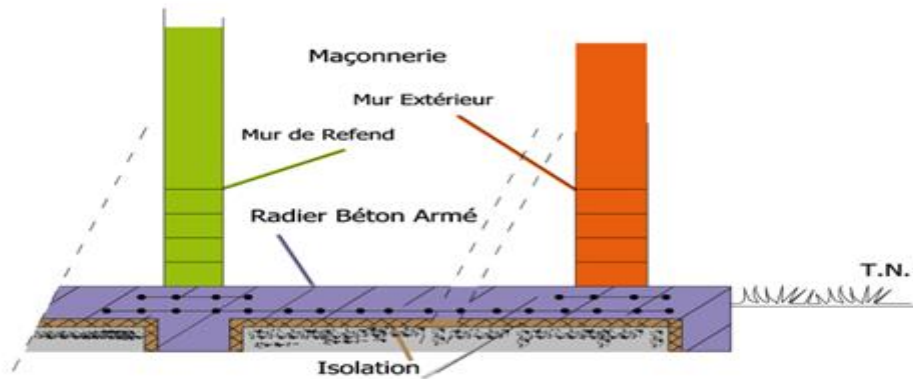


Figure VII.2 : Fondation superficielle de type radier

#### VII.4.1 Dimension du radier :

##### a. La dalle :

Epaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{4.85}{20} \quad (\text{DTR BC 2.33.1})$$

$$h_d \geq 0.2425$$

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

avec  $L_{\max}$  est la distance maximale entre deux files successive

##### b. La nervure :

Epaisseur de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_N \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{4.85}{10} \quad (\text{DTR BC 2.33.1})$$

$$h_N \geq 0.485 \text{ m}$$

On prend  $h_N = 60 \text{ cm}$

**Proposition 1 :**

$$h_d = 30 \text{ cm}$$

$$h_N = 60 \text{ cm}$$

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol, donc on augmente les valeurs.

**Proposition 2 :**

$$h_d = 50 \text{ cm}$$

$$h_N = 80 \text{ cm}$$

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol, donc on augmente les valeurs.

**Proposition 3 :**

$$h_d = 70 \text{ cm}$$

$$h_N = 100 \text{ cm}$$

Ces valeurs vérifient la contrainte du sol.

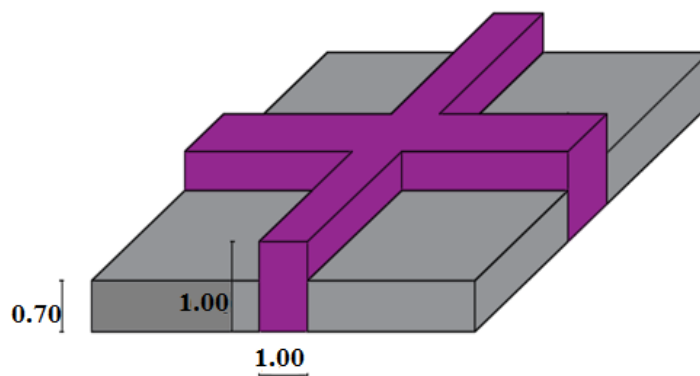


Figure VII.3 : Dimension du radier

**VII.4.2 Vérification au poinçonnement :****BAEL99 (article A.5.2, 41)**

La condition de poinçonnement est vérifiée si :

$$N_u \leq 0.045 * h * P_r * f_{c28} / \gamma_b, \text{ avec :}$$

$N_u$  : La charge à l'état limite ultime du poteau le plus sollicitée

$P_r$  : Périmètre de centre cisaillement

$$N_u = 2429.97 \text{ kn}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$P_r = 4 * (a + h)$$

$$h = 100 \text{ cm}$$

$$a = 50 \text{ cm}$$

$$P_r = 4 * (1,00 + 0,50)$$

$$N_u \leq 0.045 * 1.00 * 6 * 25 * 10^3 / 1.5$$

$$2429.97 \leq 4500 \quad \text{C.V}$$

➤ **Surface du radier**

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{40465.82}{200} = 202.3291 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est :  $S_{\text{bat}} = 338.25 \text{ m}^2$

$S_{\text{rad}} < S_{\text{bat}}$  le débord n'est pas nécessaire

On prend  $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} = 338.25 \text{ m}^2$

**Débordement « D » :**

$$D \geq \max \left( \frac{h_N}{2} ; 30\text{cm} \right)$$

$$D \geq \max \left( \frac{100}{2} ; 30\text{cm} \right)$$

$$D \geq \max (50\text{cm}; 30\text{cm})$$

On prend  $D = 50 \text{ cm}$

#### VII.4.3 Vérification de la contrainte du sol :

D'après le rapport géotechnique ; on a  $\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bar}$

$K$  : le coefficient de BALLAST

$$K = 2 * \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 4 \text{ kg/cm}^3$$

$$Z_{\text{max}} = 0.435 \text{ cm} \quad [\text{ELS SAP200}]$$

$$Z_{\text{min}} = 0.067 \text{ cm}$$

$$\sigma_1 = K Z_{\text{max}} = 4 * 0.435 = 1.74 \text{ bar}$$

$$\sigma_2 = K Z_{\text{min}} = 4 * 0.067 = 0.268 \text{ bar}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.572 < \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bar}$$

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans les deux sens longitudinales

et transversal.

$$\begin{cases} \sigma_{\text{max}(x,y)} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_{x,y}}{I_{x,y}} V \\ \sigma_{\text{min}(x,y)} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_{x,y}}{I_{x,y}} V \\ \sigma_m = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \end{cases}$$

avec :

$N_s$  : Effort normale de la structure

$M_x$  : Moment de la structure suivant x

$M_y$  : Moment de la structure suivant y

$I_x$  : Moment d'inertie de bâtiment suivant x

$I_y$  : Moment d'inertie de bâtiment suivant y

On a :

$$N_s = 40465.82 \text{ kn}$$

$$I_x = 5329.1992 \text{ m}^4 ; X_G = 12.3 \text{ m} ; M_X = 31722.1717 \text{ kn.m}$$

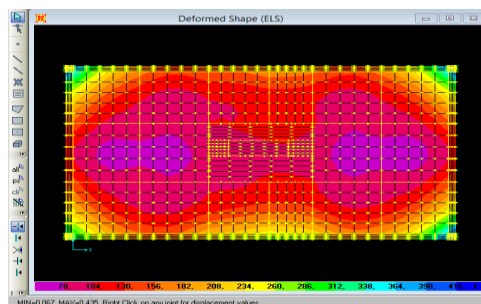
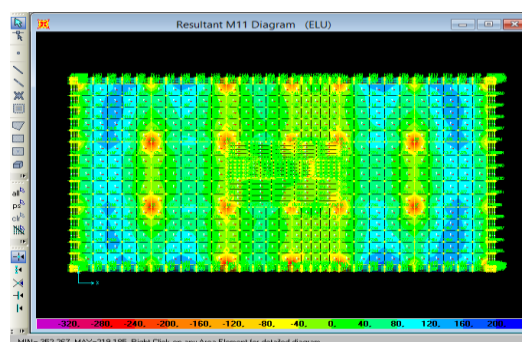
$$I_y = 17057.9475 \text{ m}^4 ; Y_G = 6.875 \text{ m} ; M_Y = 27618.3861 \text{ kn.m}$$

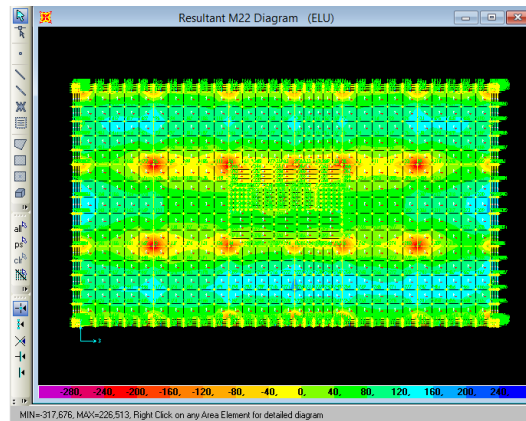
**SENS X-X :**

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_X}{I_X} Y_G = 0,16 \text{ Mpa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_X}{I_X} Y_G = 0,0787 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_m < \sigma_{\text{sol}} = 0,2 \text{ Mpa} \dots \text{C.V} \\ \sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0,1396 \text{ Mpa} \end{cases}$$

**SENS Y-Y :**

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_Y}{I_Y} X_G = 0,139 \text{ Mpa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_Y}{I_Y} X_G = 0,0997 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_m < \sigma_{\text{sol}} = 0,2 \text{ Mpa} \dots \text{C.V} \\ \sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0,129 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Figure VII.4 : Déplacement suivant  $U_z$ Suivant  $L_x$ Figure VII.5 : Moment  $M_{11}$  à L'ELUSuivant  $L_y$

Figure VII.6 : Moment  $M_{22}$  à L'ELU

### Les sollicitations du radier :

		ELU		ELS	
		$M_{11}$ (kn.m)	$M_{22}$ (kn. m)	$M_{11}$ (kn.m)	$M_{22}$ (kn. m)
<b>Dalle</b>	Travée	219.185	226.513	161.044	165.736
	Appuis	352.267	317.676	257.384	232.548

Tableau VII.1 : Les sollicitations du radier

### VII.5 Calcul du ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait en flexion simple avec une section (0.60\*1.00) m<sup>2</sup> en deux directions, l'une suivant,  $L_x$  et l'autre suivant  $L_y$ .

➤ **En Travée**

❖ **ELU :**

✓ **Ferraillages suivant  $L_x$  :**

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{219.185 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0.9 \cdot 0.7)^2 \cdot 14.17}$$

$$\mu_u = 0.035 < \mu_R = 0.392 \text{ (FeE400) Section simple armature}$$

Donc, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$Z = d*(1-0.4\alpha)$$

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

$$\alpha = 0.0445$$

$$Z = 0.6187$$

$$A_{st} = \frac{M_{11}}{Z*\sigma_{st}} = \frac{219.185*10^{-3}}{0.6187*347.83}$$

$$A_{st} = 10.185 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max \left( \frac{b*h}{1000} ; \frac{0.23*b*d*f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{st} \geq \max \left( \frac{100*70}{1000} ; \frac{0.23*100*0.9*70*2.1}{400} \right)$$

$$A_{st} \geq \max ( 7 ; 7.607) \quad \text{c.v}$$

Donc, on prend 8T14 = 12.32cm<sup>2</sup>

- ✓ **Ferraillages suivant L<sub>y</sub> :**

$$\mu_u = \frac{M_{22}}{b*d^2*f_{bc}} = \frac{226.513*10^{-3}}{1*(0.9*0.7)^2*14.17}$$

$$\mu_u = 0.04027 < \mu_R = 0.392 \quad \text{Section simple armature}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$Z = d*(1-0.4\alpha)$$

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

$$\alpha = 0.0545$$

$$Z = 0.616 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{22}}{Z*\sigma_{st}} = \frac{226.513*10^{-3}}{0.616*347.83}$$



$$A_{st} = 10.572 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max \left( \frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{st} \geq \max \left( \frac{100 \cdot 70}{1000}; \frac{0.23 \cdot 100 \cdot 0.9 \cdot 70 \cdot 2.1}{400} \right)$$

$$A_{st} \geq \max ( 7 ; 7.607 ) \quad \text{C.V}$$

Donc on prend 8T14 = 12.32 cm<sup>2</sup>

- ❖ **Vérification à l'ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

- ✓ **Suivant L<sub>x</sub> :**

$$\gamma = \frac{219.185}{161.044} = 1.361$$

$$\alpha \leq \frac{1.361 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.4305$$

$$\alpha = 0.024 \leq 0.4305 \quad \text{C.V}$$

- ✓ **Suivant L<sub>y</sub> :**

$$\gamma = \frac{226.513}{165.736} = 1.367$$

$$\alpha \leq \frac{1.367 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.4335$$

$$\alpha = 0.0248 \leq 0.4335 \quad \text{C.V}$$

- **En appuis :**

- ❖ **ELU :**

- ✓ **Ferraillages suivant L<sub>x</sub> :**

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{352.267 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0.9 \cdot 0.7)^2 \cdot 14.17}$$

$$\mu_u = 0.0626 < \mu_R = 0.392 \quad \text{Section simple armature}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$Z = d*(1-0.4\alpha)$$

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

$$\alpha = 0.0808$$

$$Z = 0.6096 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{11}}{Z*\sigma_{st}} = \frac{352.267*10^{-3}}{0.6096*347.83}$$

$$A_{st} = 16.61 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On a choisi : 6T16 + 4T14 = 18.22 cm<sup>2</sup>

✓ **Ferraillages suivant L<sub>y</sub> :**

$$\mu_u = \frac{M_{22}}{b*d^2*f_{bc}} = \frac{317.676*10^{-3}}{1*(0.9*0.7)^2*14.17}$$

$$\mu_u = 0.056 < \mu_R = 0.392 \quad \text{Section simple armature}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$Z = d*(1-0.4\alpha)$$

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

$$\alpha = 0.0721$$

$$Z = 0.6118 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{Z*\sigma_{st}} = \frac{317.676*10^{-3}}{0.6118*347.83}$$

$$A_{st} = 14.928 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : 6T16 + 4T14 = 18.22 cm<sup>2</sup>

❖ **Vérification à l'ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

✓ **Suivant L<sub>x</sub> :**

$$\gamma = \frac{352.267}{257.384} = 1.368$$

$$\alpha \leq \frac{1.368-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.434$$

$$\alpha = 0.0808 \leq 0.434$$

**c.v**

✓ **Suivant L<sub>y</sub> :**

$$\gamma = \frac{317.676}{232.548} = 1.366$$

$$\alpha \leq \frac{1.366-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.433$$

$$\alpha = 0.0721 \leq 0.433$$

c.v

- Selon le RPA 99V2003 :

$$A_{st} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = 0.5\% * b * h$$

$$A_{min} = 0.005 * 100 * 70$$

$$A_{min} = 35 \text{ cm}^2$$

- ✓ Suivant  $L_x$  :

$$A_{stravée} + A_{s \text{ appui}} = 12.32 + 18.22$$

$$A_{stravée} + A_{s \text{ appui}} > A_{min}$$

$$30.54 < 35 \text{ cm}^2$$

c.n.v

Donc on choisit :

- En travée :

$$L_x : \text{on prend } 8T16 = 16.08$$

$$L_y : \text{on prend } 8T16 = 16.08$$

- ✓ Suivant  $L_x$  :

**Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st}(d-x) = 0$$

$$50x^2 - 241.2(63-x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 1759.914 \rightarrow x = 15.187 \text{ cm}$$

**Détermination de moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d-x)^2 \rightarrow I = 668163.384 \text{ cm}^4$$

**Calcul des contraintes :****Contrainte maximale dans le béton comprimé :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser11}}{I} = \frac{161.044 * 10^{-3}}{668163.384 * 10^{-8}} = 3.66 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \implies$$

c.v

**Contrainte maximale dans l'acier tendu :**

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}(d-x)}{I} = 15 \frac{161.044 * 10^{-3} (0.63 - 0.15187)}{668163.384 * 10^{-8}} = 172.861 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nx f_{t28}} \right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266.66, 201.63) \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \implies \text{C.V}$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{16.08}{4} = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

- **En appuis :**

$$L_x : \text{ on prend } 6T14 + 6T16 = 24.38 \text{ cm}^2$$

$$L_y : \text{ on prend } 8T16 = 21.3 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Suivant  $L_x$  :**

**Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - nAst(d-x) = 0$$

$$50x^2 - 365.7(63-x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 2177.511 \rightarrow x = 18.118 \text{ cm}$$

**Détermination de moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + nAst(d-x)^2 \rightarrow I = 934912.176 \text{ cm}^4$$

**Calcul des contraintes :**
**Contrainte maximale dans le béton comprimé :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser11}}{I} = \frac{257.384 \cdot 10^{-3}}{934912.176 \cdot 10^{-8}} = 4.987 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \implies \text{C.V}$$

**Contrainte maximale dans l'acier tendu :**

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}(d-x)}{I} = 15 \frac{257.384 \cdot 10^{-3} (0.63 - 0.18118)}{934912.176 \cdot 10^{-8}} = 185.341 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nx f_{t28}} \right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266,66, 201.63) \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \implies$$

**C.V**

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{24.38}{4} = 6.095 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

**Vérification au cisaillement :**✓ **Suivant  $L_x$  :**

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left( \frac{0.20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa} \quad (\text{Fissuration peu préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{1165.228 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.9 \cdot 0.7} = 1.849 \text{ Mpa}$$

$$1.849 < 3.33 \text{ Mpa}$$

**C.V**✓ **Suivant  $L_y$  :**

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left( \frac{0.20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa} \quad (\text{Fissuration peu préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{1250.952 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.9 \cdot 0.7} = 1.986 \text{ Mpa}$$

$$1.986 < 3.33 \text{ Mpa}$$

**C.V****Les Armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \Phi_{\min}; \frac{b}{10} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{70}{35}; 1.4; \frac{100}{10} \right)$$

Donc  $\Phi_t = 10 \text{ mm}$ **Calcul de l'espacement :**D'après le **B.A.E.L 91**

$$S_t \leq \min (0.9 \cdot d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (56.7; 40 \text{ cm})$$

Alors  $S_t \leq 40 \text{ cm}$ On prend  $S_t = 20 \text{ cm}$

### VII.6 Récapitulation du ferrailage de la dalle :

		$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{choisi}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{rcal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{rchois}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$S_t$ (cm)	$\Phi_t$ (mm)
$L_x$	Travées	10.185	8T16 = 16.08	4.02	5T12 = 5.65	20	10
	Appuis	16.61	8T14 + 6T16 = 24.38	6.095	6T12 = 6.79	20	10
$L_y$	Travées	10.572	8T16 = 16.08 cm <sup>2</sup>	4.02	5T12 = 5.65	20	10
	Appuis	14.928	8T16 = 21.3	5.325	6T12 = 6.79	20	10

Tableau VII.2 : Récapitulation du ferrailage de la dalle

### VII.7 Schéma de ferrailage de la dalle :

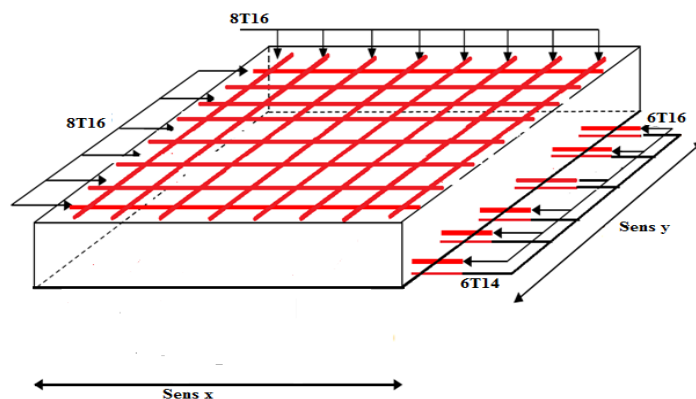


Figure VII.7 : Ferrailage de la dalle

### VII.8 Calcul du ferrailage de la nervure :

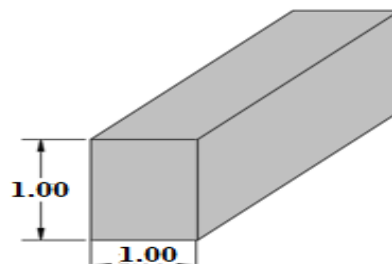


Figure VII.8 : Dimension de la nervure

		ELU		ELS
		M(kn.m)	V (kn)	M(kn.m)
Nervure	Travée	301.0192	468.31	219.8055
	Appuis	333.712		244.2717

Tableau VII.3 : Les sollicitations de la nervure

➤ **En Travée :**

❖ **ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{301.0192 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0.9 \cdot 1)^2 \cdot 14.17}$$

$\mu_u = 0.0262 < \mu_R = 0.392$  Section simple armature Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$Z = d \cdot (1 - 0.4\alpha)$$

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

$$\alpha = 0.0332$$

$$Z = 0.888 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{301.0192 \cdot 10^{-3}}{0.888 \cdot 347.83}$$

$$A_{st} = 9.745 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max \left( \frac{b \cdot h}{1000} ; \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{st} \geq \max \left( \frac{100 \cdot 100}{1000} ; \frac{0.23 \cdot 100 \cdot 0.9 \cdot 100 \cdot 2.1}{400} \right)$$

$$A_{st} \geq \max ( 10 ; 10.8675) \quad \text{c.n.v}$$

Donc on prend 6T16+ 4T14 = 14.2 cm<sup>2</sup>

**Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{14.2}{4} = 3.55 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

**❖ Vérification à l'ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{301.0192}{219.8055} = 1.369$$

$$\alpha \leq \frac{1.369-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.4345$$

$$\alpha = 0.0332 \leq 0.4345 \quad \text{C.V}$$

**Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st}(d-x) = 0$$

$$50x^2 - 213(90-x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 1969.611 \rightarrow x = 17.566 \text{ cm}$$

**Détermination de moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d-x)^2 \rightarrow I = 1298218.48 \text{ cm}^4$$

**Calcul des contraintes :****Contrainte maximale dans le béton comprimé :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{219.8055 \cdot 10^{-3}}{1298218.48 \cdot 10^{-8}} = 2.974 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \implies \text{C.V}$$



**Contrainte maximale dans l'acier tendu :**

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} (d-x)}{I} = 15 \frac{219.8055 \cdot 10^{-3} (0.9 - 0.17566)}{1298218.48 \cdot 10^{-8}} = 183.96 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n x f_{t28}} \right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min (266,66, 201.63) \rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \implies \text{C.V}$$

➤ **En appuis :**

❖ **ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{333.712 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0.9 \cdot 1)^2 \cdot 14.17}$$

$$\mu_u = 0.029 < \mu_R = 0.392 \quad \text{Section simple armature}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$Z = d \cdot (1 - 0.4\alpha)$$

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

$$\alpha = 0.0368$$

$$Z = 0.887 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{333.712 \cdot 10^{-3}}{0.887 \cdot 347.83}$$

$$A_{st} = 10.816 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On a choisi : 8T16 = 16.08 cm

**Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{16.08}{4} = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

## ❖ Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{333.712}{244.2717} = 1.366$$

$$\alpha \leq \frac{1.366-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.433$$

$$\alpha = 0.0368 \leq 0.433 \quad \text{C.V}$$

**Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - nAst(d-x) = 0$$

$$50x^2 - 241.2(90-x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 2097.564 \rightarrow x = 18.563 \text{ cm}$$

**Détermination de moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + nAst(d-x)^2 \rightarrow I = 1444120.38 \text{ cm}^4$$

**Calcul des contraintes :****Contrainte maximale dans le béton comprimé :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{244.2717 \cdot 10^{-3}}{1444120.38 \cdot 10^{-8}} = 3.14 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \implies \quad \text{C.V}$$

**Contrainte maximale dans l'acier tendu :**

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}(d-x)}{I} = 15 \frac{244.2717 \cdot 10^{-3} (0.9 - 0.18563)}{1444120.38 \cdot 10^{-8}} = 181.25 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{nx} f_{t28}\right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,66, 201.63) \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \implies \quad \text{C.V}$$

**Les Armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \Phi_{\min}; \frac{b}{10} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{100}{35}; \Phi_{\min}; \frac{100}{10} \right)$$

Donc  $\Phi_t = 10$  mm

**Calcul de l'espacement :**

D'après le **RPA99V2003** :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\Phi_{\min}; 30 \text{ cm} \right\} \text{ En zone nodale}$$

avec :  $\Phi_{\min}$  le diamètre petit du ferrailage longitudinal

$$S_t \leq \min \{ 25, 16.8, 30 \text{ cm} \}$$

Donc  $S_t \leq 16.8$  cm

On choisit  $S_t = 15$  cm

$$S_t' \leq \frac{h}{2} \text{ En zone courant}$$

$$S_t' \leq \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}, \text{ On choisit } S_t' = 20 \text{ cm}$$

**Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V}{b*d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.20 * f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa} \text{ (Fissuration peu préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{468.31 * 10^{-3}}{1 * 0.9 * 1} = 0.52 \text{ Mpa}$$

$0.52 < 3.33$  Mpa C.V

### VII.9 Récapitulation du ferrailage de la nervure :

	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{choisi}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{rcal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{rchois}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$S_t$ (cm)	$\Phi_t$ (mm)
<b>Travées</b>	9.745	4T16+4T14=14.2	3.55	4T12=4.52	15	10
<b>Appuis</b>	10.816	8T16=16.08	4.02	4T12=4.52	15	10

Tableau VII.4 : Récapitulation du ferrailage de la nervure

### VII.10 Schéma de ferrailage

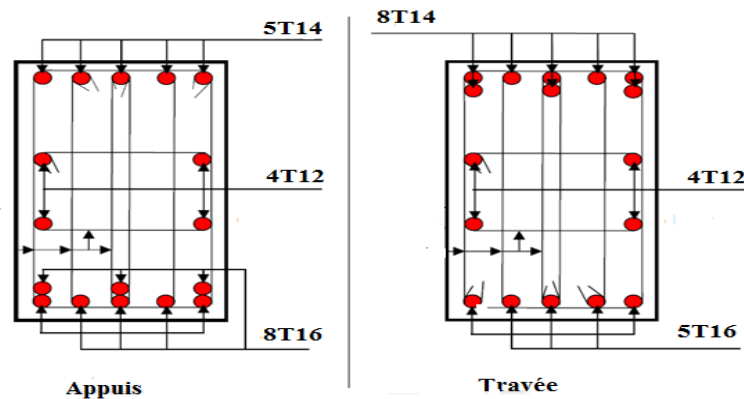


Figure VII.9 : Ferrailage de la nervure

### VII.11 Conclusion :

Le type de fondation préconisé pour notre structure est des semelles filantes, mais après le redimensionnement, les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entraxe des poteaux, on opte alors pour **un radier nervuré** afin de limiter en maximum les tassements différentiels.

### VIII.1 Introduction

La méthode d'analyse statique non linéaire push over est une méthode approximative dont laquelle la structure est soumise à un chargement incrémental distribué le long de la hauteur jusqu'à atteindre un déplacement cible. L'analyse push over consiste en une série d'analyses élastiques, superposées pour approximer une courbe de capacité ou courbe effort tranchant à la base – déplacement au sommet [6].

La première étape est d'appliquer la force gravitaire et latérale qui découle d'une loi de comportement du type bilinéaire ou trinéaire, la charge latérale est augmentée d'une manière itérative jusqu'à atteindre une première plastification d'un élément (apparition de rotule plastique). En prenant en compte le nouvel état d'équilibre dû à la diminution de la raideur, le processus continu jusqu'à avoir un déplacement limite au sommet de la structure ou jusqu'à une instabilité. [7]

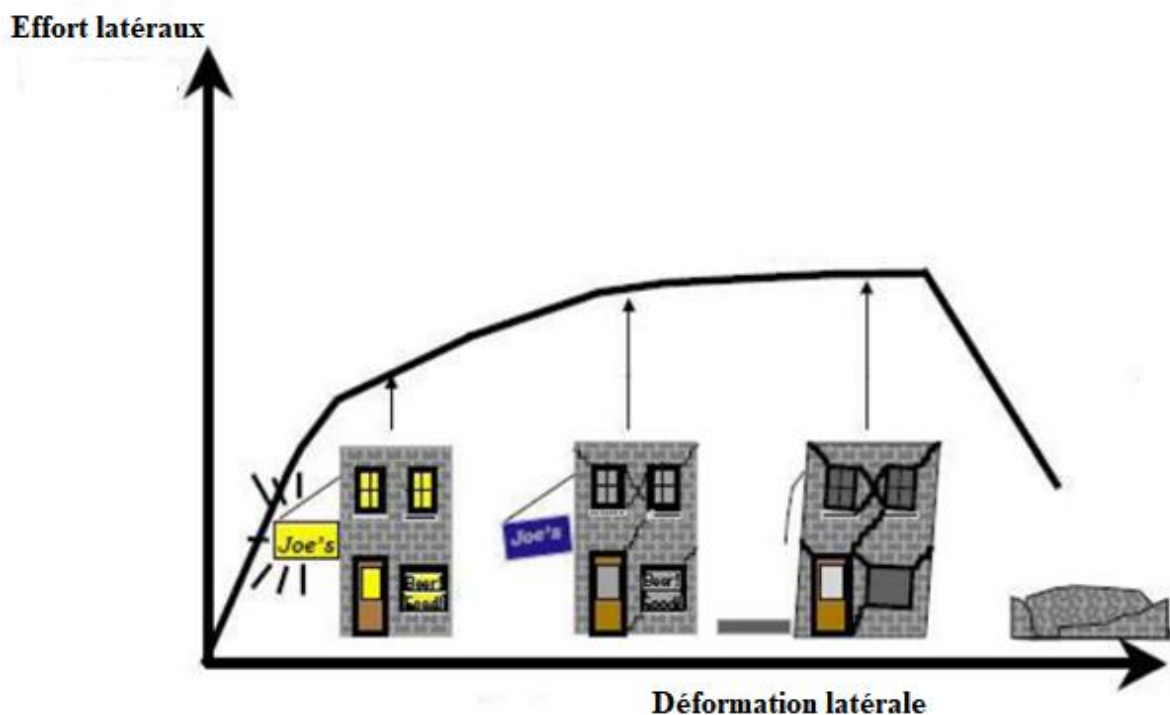


Figure VIII.1 : Endommagement correspondant. [8]

D'après cette courbe ; on constate que notre structure passe par quatre niveaux :

- **Niveau 1** : Notre structure est dans le domaine élastique, elle est conçue par le règlement parasismique algérien. La structure peut subir des endommagements très petits.

•**Niveau 2** : Les endommagements sont susceptibles de se développer, mais la structure reste encore en dehors du danger.

•**Niveau 3** : La structure présente un endommagement avancé, elle n'a aucune capacité de résistance, et sa stabilité étant en danger.

•**Niveau 4** : Effondrement totale de la structure.

### **VIII.2 Définition de l'analyse push over :**

L'analyse « push over » est une procédure statique non linéaire simple et efficace qui peut remplacer les méthodes exactes complexes sous réserve d'être améliorée dans laquelle la structure subite des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure.

Il existe différents guides traitant cette méthode :

- FEMA 273 / 356 (Federal Emergency Management Agency)
- FEMA 273, 1997 "Guidelines for the seismic Rehabilitation of Buildings"
- FEMA 356, 2000 "Prestandard and Commentary for the seismic Rehabilitation of Buildings" [9]
- ATC 40 (Applied Technology Council). California seismic safety commission

" ATC40 1996, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings "[8]

- EC 8 (Eurocode 8). Norme Européenne, prEN1998-1, " calcul des structures pour leur résistance aux séismes-Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments "[10]

### **VIII.3 But de l'analyse Push over :**

- Décrire le comportement réel de la structure
- Évaluer les sollicitations et déplacements des éléments
- Fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, on cite :
  - ✓ Estimation des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie
  - ✓ Détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles
  - ✓ Conséquences de la détérioration de la résistance des éléments
  - ✓ Identification des zones critiques siège de grandes déformations

#### VIII.4 Origine de l'analyse push over :

L'analyse statique PUSHOVER est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure qui peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent, ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme.

#### VIII.5 Formulation de l'analyse statique non-linéaire par poussée progressive « push over »

La méthode push over conventionnelle suit les pas généraux suivants [10] :

- Construire la courbe Push over effort tranchant à la base  $V_b$ - déplacement au Sommet  $D_s$
- Conversion de courbe de push over ( $V_b-D_s$ ) au courbe de capacité ( $S_a-S_d$ )
- Conversion du spectre de réponse élastique ( $S_a-T$ ) au spectre de demande( $S_a-S_d$ ).
- Détermination du point de performance de la structure.

#### VIII.6 Courbe de capacité :

Le calcul non linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure. Cette courbe représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement de celui-ci. La courbe de capacité est en général formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture (défaut de résistance). La rupture est identifiable par une chute de l'effort à la base suite à un petit déplacement de la structure. Les stades de plastification, ainsi que les différents degrés d'endommagement, peuvent donc être introduits sur cette courbe. [11]

#### VIII.7 Point de performance :

A partir de la courbe de capacité, il devient alors intéressant de comparer celle-ci avec la sollicitation d'un séisme. Pour considérer la demande d'un séisme, on utilise en général des courbes « Spectre d'accélération  $S_a$  – Spectre de déplacement  $S_d$  ». Les axes de la courbe de capacité doivent donc être transformés afin d'avoir les mêmes unités.

Deux approches principales sont proposées pour l'assemblage des deux courbes, l'une utilisant la ductilité, comme dans l'Eurocode 8, l'autre l'amortissement, comme dans l'ATC40. L'Eurocode 8 permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux, le spectre inélastique est obtenu en réduisant le spectre élastique par un

facteur (R) qui dépend de la ductilité de la structure ( $\mu$ ). Tandis que les normes américaines prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux. Dans les deux cas on trouve ce que l'on appelle un « point de performance qui permet de faire plusieurs considérations sur le comportement de la structure face au séisme. En principe, ce point devrait correspondre avec le déplacement maximal qu'on obtiendrait par la méthode non linéaire dynamique temporel. [12]

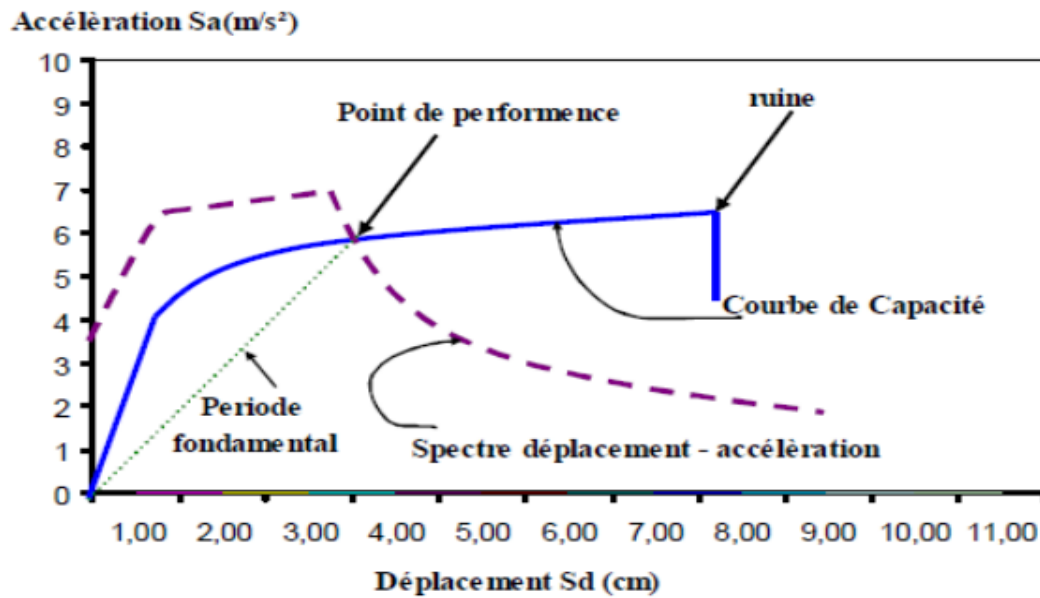


Figure VIII.2 : Courbe de capacité spectrale (ATC 40)[8]

### VIII.8 Rotules plastiques :

Les propriétés des rotules plastiques ont été utilisées pour exécuter l'analyse de push over.

Pour définir les propriétés de rotule par le concepteur, la procédure se fera par la détermination de la courbe moment -courbure. Dans cette procédure, on assume que le moment varie linéairement le long des poutres et des poteaux avec un point d'inflexion se dirigeant au milieu des éléments, sur la base de cette hypothèse, la relation entre la courbure et la relation d'écoulement est obtenue comme suit :

$$\theta_y = L * \varphi_y \quad \text{avec :}$$

L : Longueur de l'élément

$\varphi_y$  : Courbure à l'écoulement

$\theta_y$  : Rotation à l'écoulement

La capacité de rotation des rotules plastique des éléments est estimée en utilisant l'équation suivante proposée par l'ATC-40, et la valeur du moment ultime de rotation est obtenu en ajoutant de rotation plastique à la rotation du l'écoulement.



$$\theta_y = (\varphi_{ult} - \varphi_y) \times l_p$$

avec :

$l_p$ : Longueur de rotule plastique

$\varphi_{ult}$ : Courbure ultime

$\theta_p$ : Rotation plastique

ATC-40 suggère que longueur de la rotule plastique est égale à la moitié de la profondeur de coupe dans le sens de chargement est une valeur acceptable, qui donne généralement des résultats conservateurs. [12]

### VIII.9 Spectre de demande

On peut construire une représentation équivalente ou format ADRS (Accélération\_ Déplacement Réponse Spectrum) d'un spectre de réponse dans le plan  $S_a - T_n$ , par les transformations des périodes en déplacements spectrales en utilisant la formule suivante :

$$S_a = w^2 S_d \implies S_d = \frac{T_n^2}{4 \pi^2} S_a$$

Où  $T_n$  sont les périodes des oscillateurs d'un degré de liberté correspondant à chaque niveau d'accélération  $S_a$  connue.

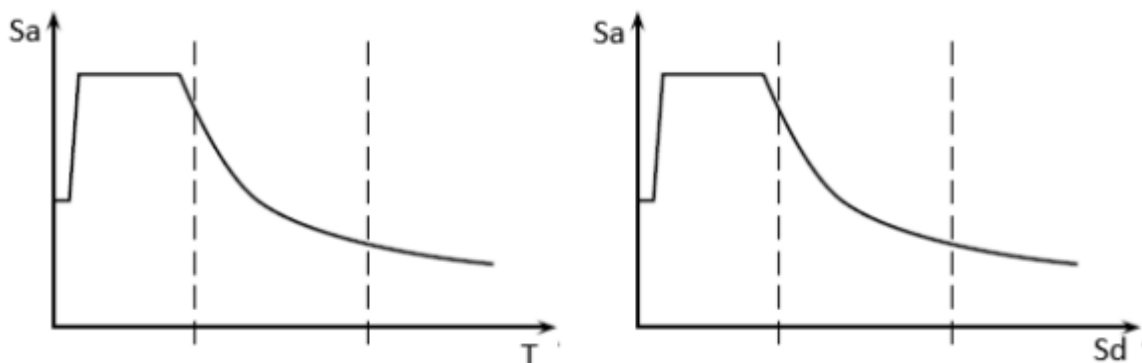


Figure VIII.3: Transformation ADRS du spectre de réponse [10].

### VIII.10 Idéalisisation bilinéaire de la courbe de capacité:

Une représentation bilinéaire de la courbe de capacité est nécessaire pour estimer l'amortissement effectif, elle nécessite la définition du point  $(a_{pi}, d_{pi})$ , qui représente le point de la performance d'essai estimée par l'ingénieur pour développer la demande spectral réduite, la première estimation du point  $(a_{pi}, d_{pi})$ , est généralement définie en utilisant le principe d'égalité des déplacements maximaux (Newmark et Hall 1982). [13]

Pour construire la représentation bilinéaire de la courbe de capacité, le premier segment

est tracé à partir de l'origine avec une pente correspondant à la rigidité initiale de la structure (segment élastique).

Le deuxième segment est tracé en reliant le point  $(a_{pi}, d_{pi})$  à un point  $(a_y, d_y)$  qui est définie de tel façon a avoir l'égalité de surfaces  $A_1$  et  $A_2$ .

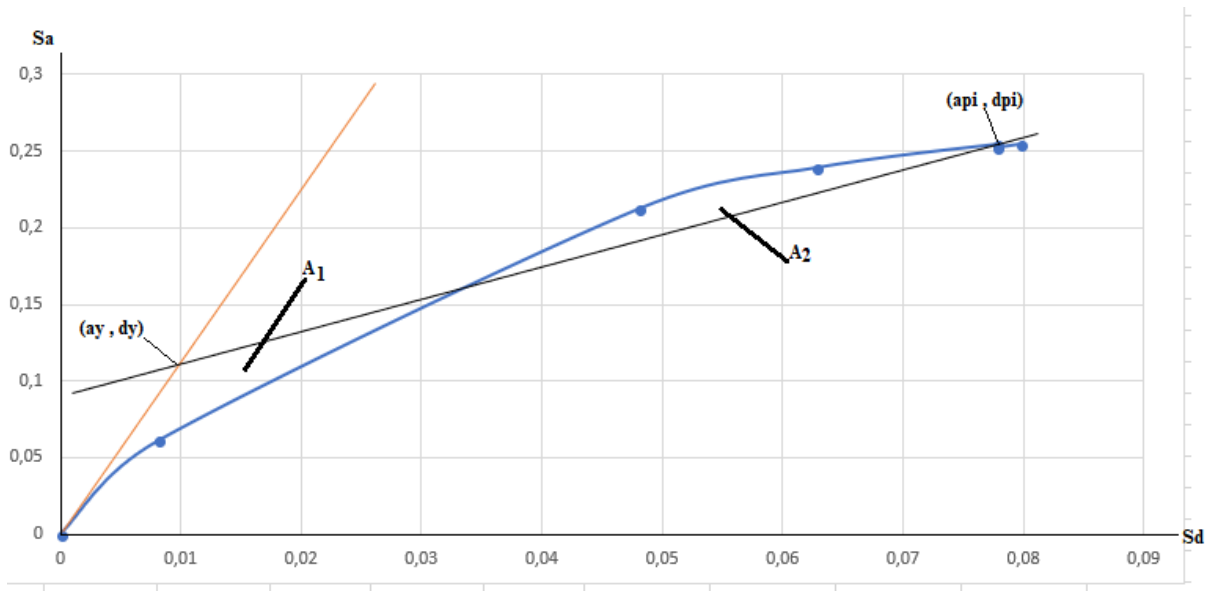


Figure VIII.4 : Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité.

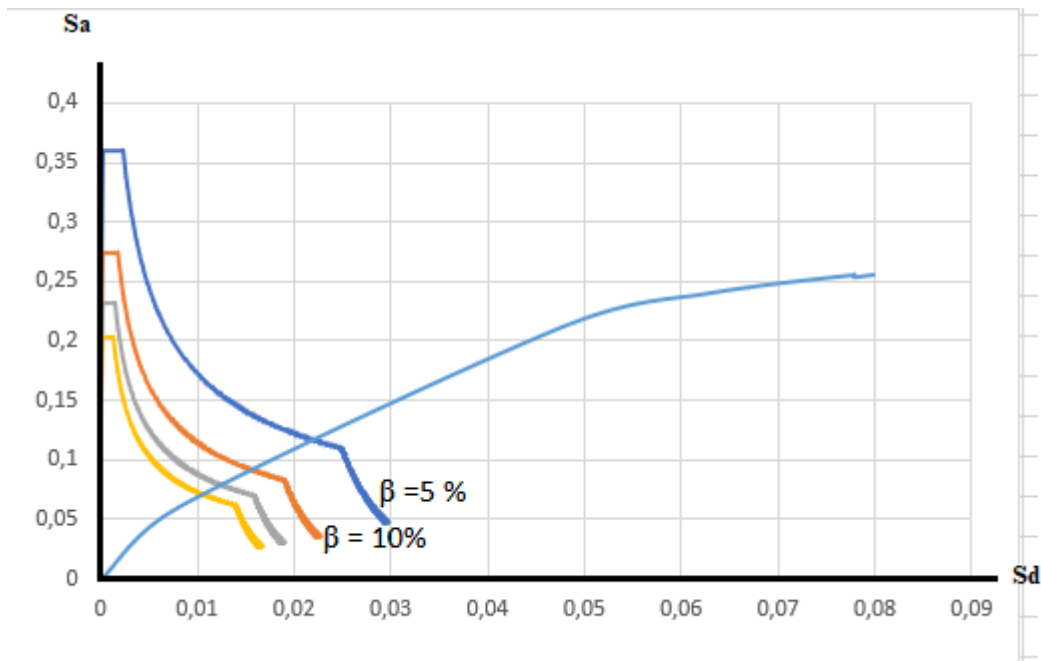


Figure VIII.5 : Représentation d'une famille de spectres réduits.

## VIII.11 Définition du comportement non linéaire de la structure :

### VIII.11.1 Définition du comportement non linéaire des poteaux et poutre :

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires, le comportement non linéaire des éléments est traduit par l'introduction de rotules plastiques "Plastic Hinge" aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier. Après la modélisation de la structure par logiciel SAP 2000 :

Le premier pas est de dessiner le ferrailage des éléments par logiciel USC\_RC

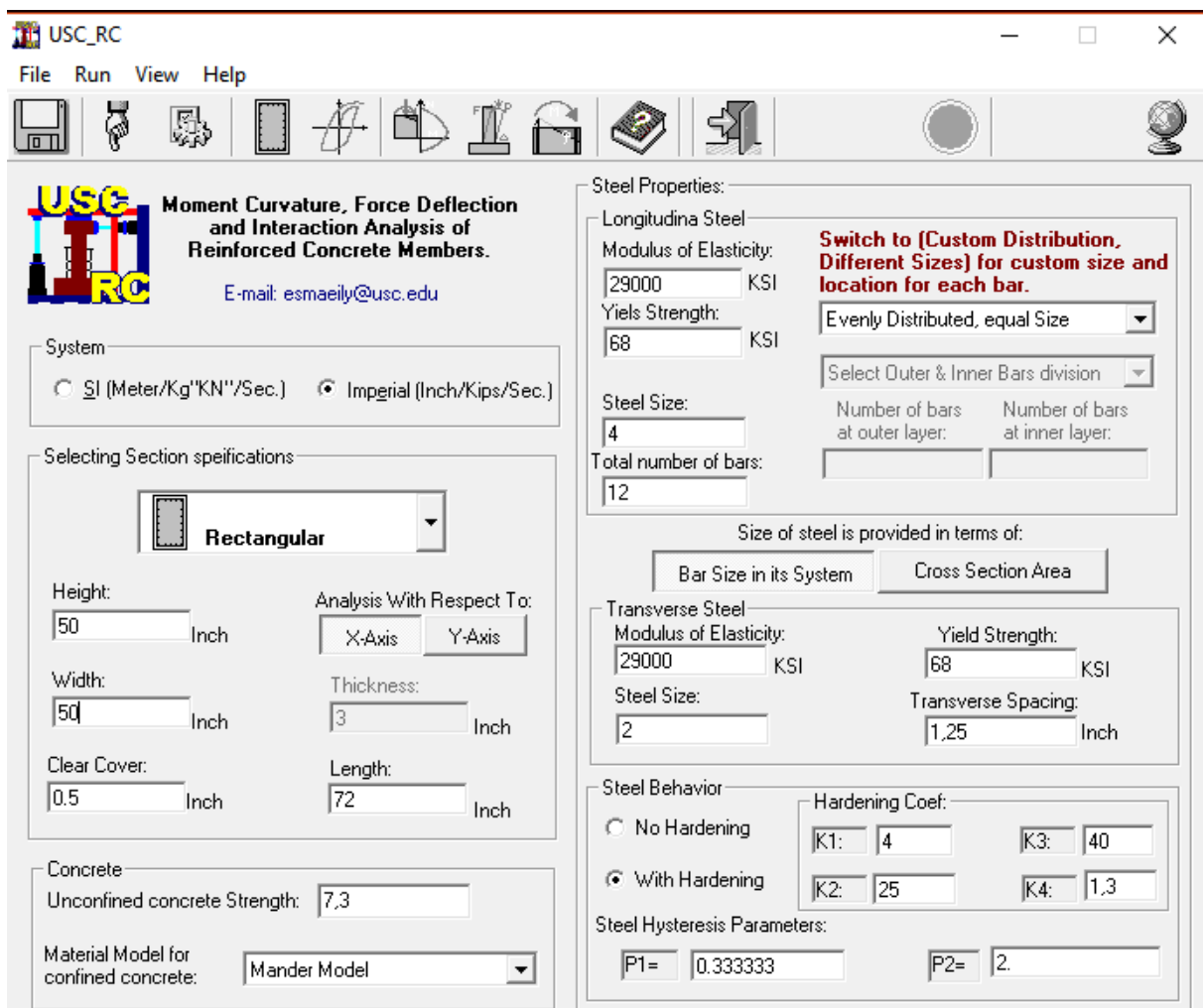


Figure VIII.6 : Logiciel qui donne le courbe moment de courbure

Il donne la valeur du moment de courbure de l'acier et du béton dans les deux états (plastiques, élastiques), par exemple le poteau (50\*50)cm<sup>2</sup>.

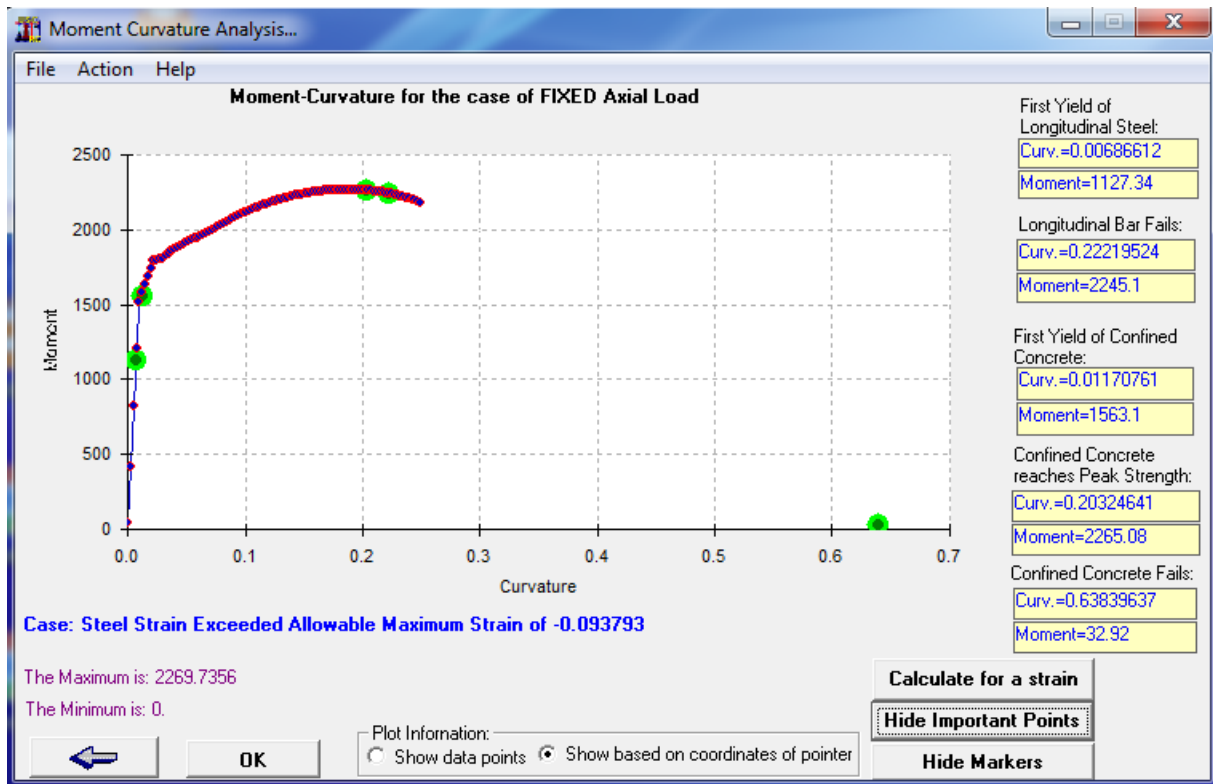
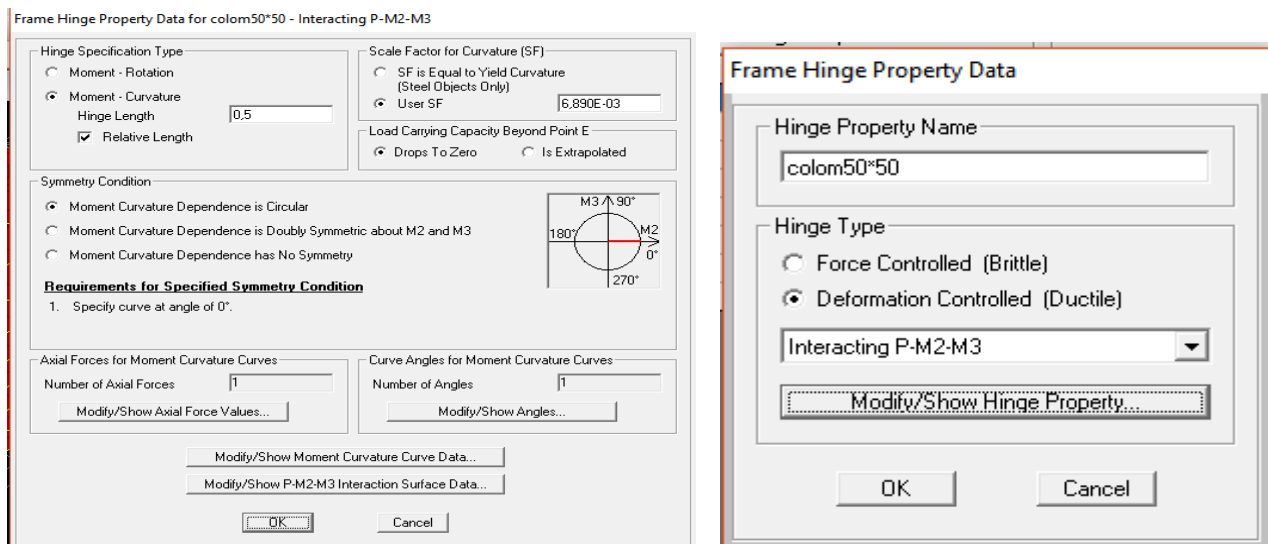


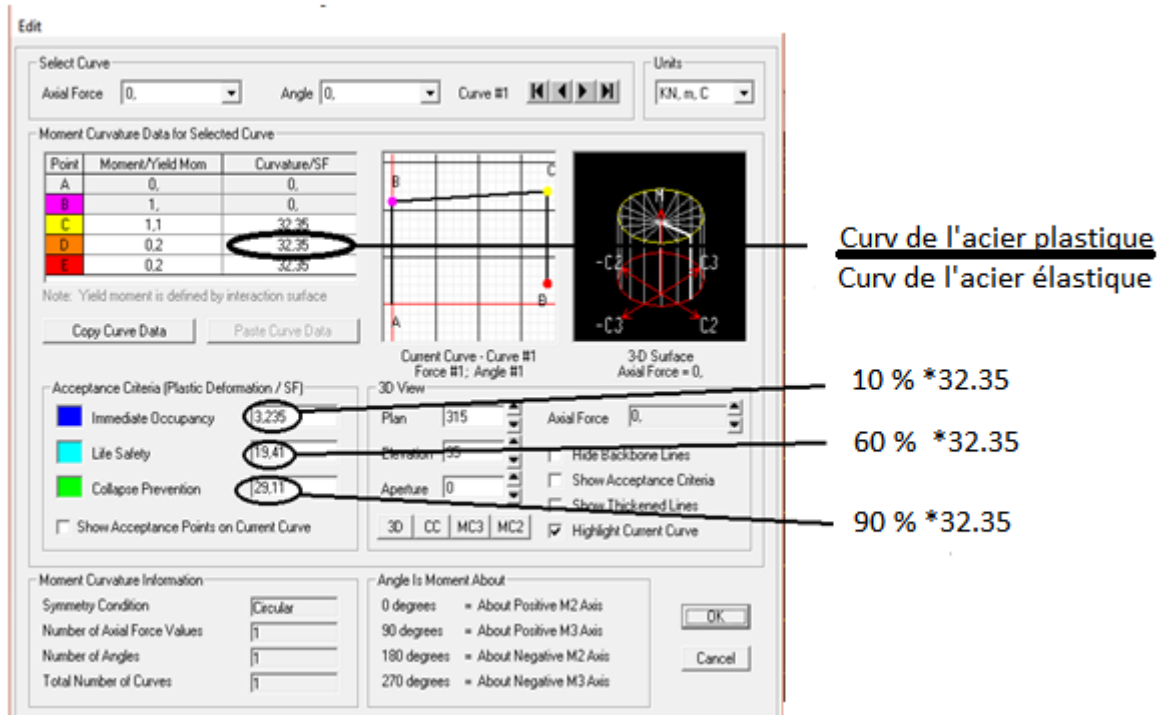
Figure VIII.7 : Courbe moment de courbure

On deuxième étape en passe par le chemin :

Define → section propriete → hinge propriétés → add new propriétés → concrète OK

Interac TingP-M<sub>2</sub>-M<sub>3</sub> → Modifier show rotation curve data





Add new → concrète → shear  $V_3$  (par défaut)

Add new → concrète → shear  $V_2$  (par défaut)

Ensuite sélectionné chaque les poteau → assign → frame → Hinges

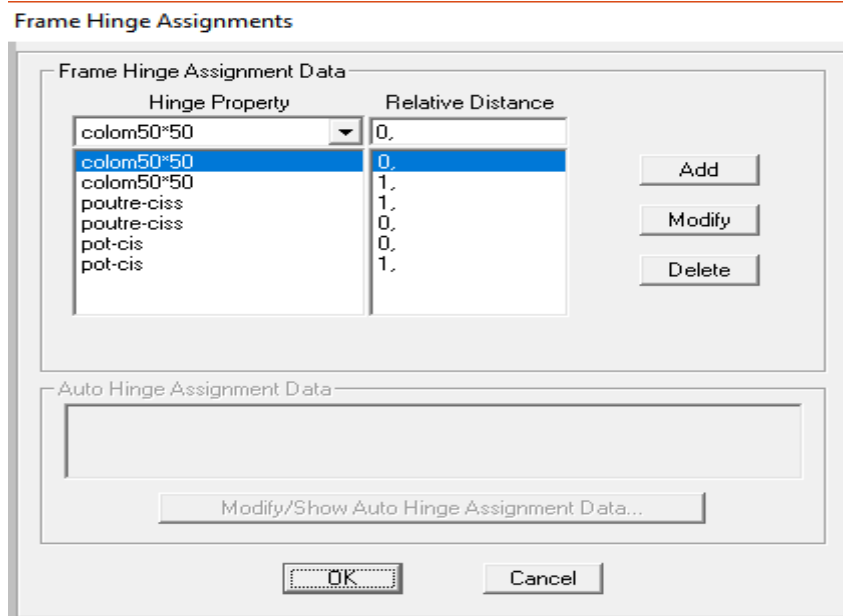


Figure VIII.8 : Introduction des rotules plastiques des poteaux

VIII.11.2 Définition du comportement non linéaire des poutres

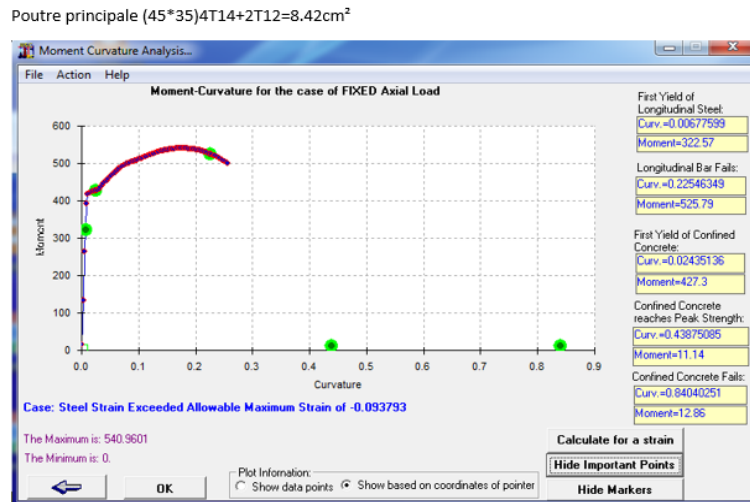


Figure VIII.9 : Courbe de moment de courbure des poutres

Frame Hinge Property Data

Hinge Property Name  
beam45\*35

Hinge Type  
 Force Controlled (Brittle)  
 Deformation Controlled (Ductile)

Moment M3

Modify/Show Hinge Property...

OK Cancel

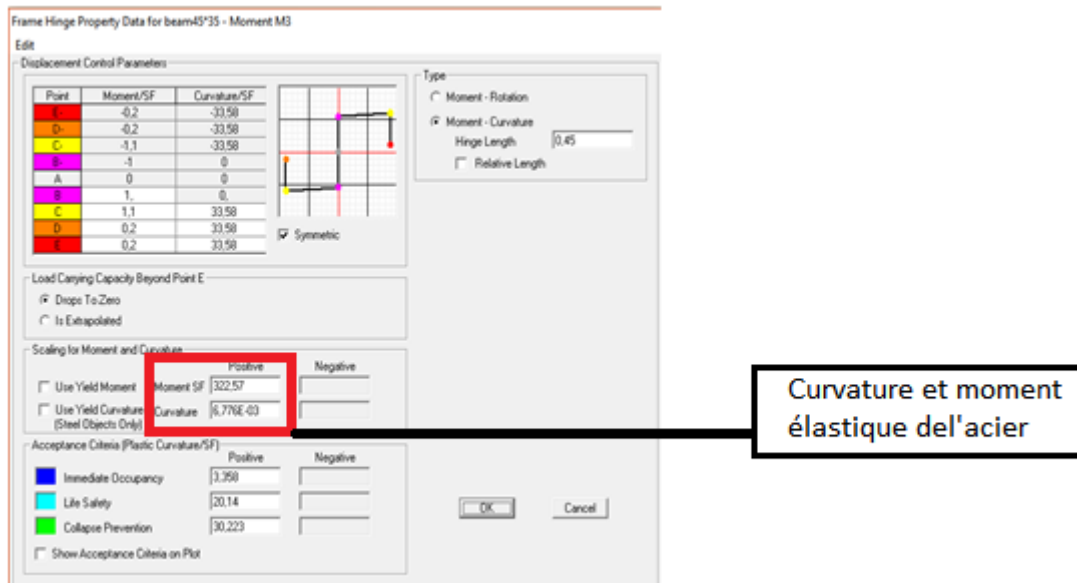


Figure VIII.10 : Hinges pour les poutres

Ensuite sélection chaque les poutres → assing → frame → Hinges

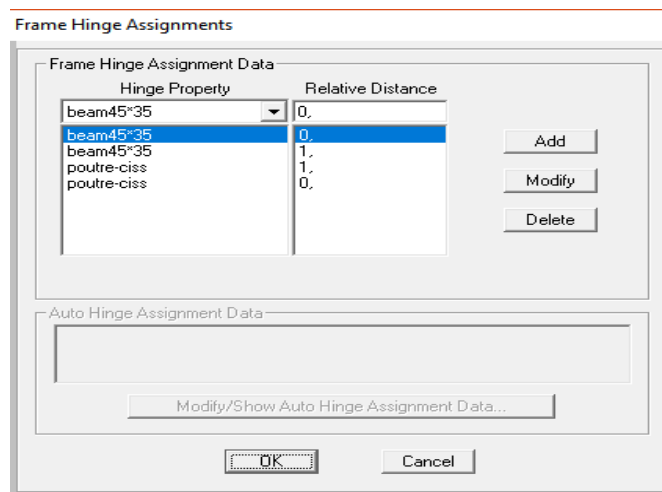


Figure VIII.11 : Introduction des rotules plastiques des poutres

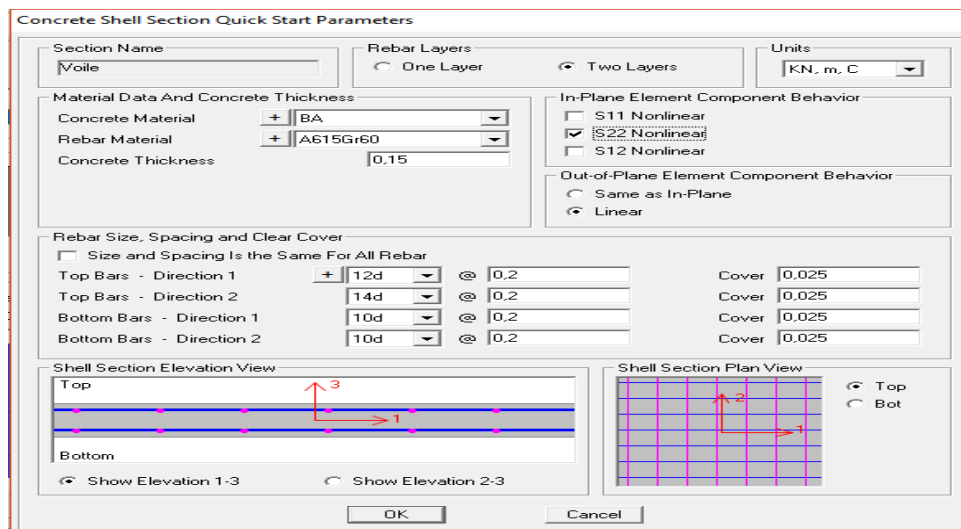
### VIII.11.3 Définition du comportement non linéaire des voiles :

Le SAP 2000 permet d'introduire les rotules seulement aux éléments Area, mais dans cette version, il fournit un élément non linéaire (Shell-layer/non linéaire) qui permet de modéliser le comportement non linéaire sans que les rotules soient attribuées selon le chemin suivant :

Defin → section properties → area section → voile (modify show section) → (Shell layer /non linéaire) → modify/show layer définition → Quick start

L'option (Matérielle Data and Concrète Thickness) permet de définir les propriétés des matériaux utilisés ainsi que l'épaisseur du voile.

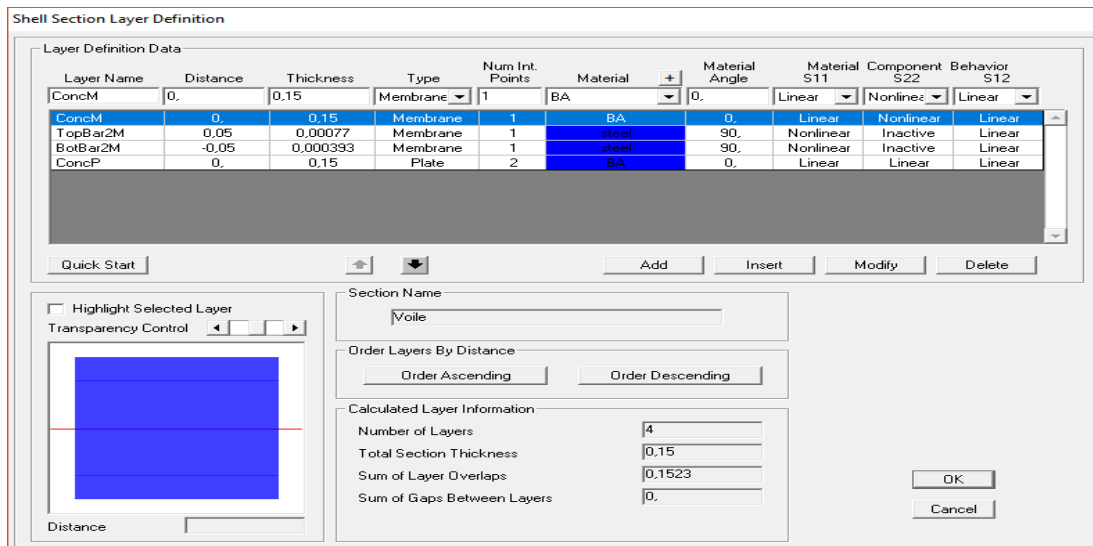
L'option In Plane Element Component Behavior) : Le matériau béton sera modéliser par un élément membranaire et un autre élément plaque, et à partir de cette option on peut définir la direction du comportement de l'élément plaque.



L'option (Rebar Size Spacing And Clear Cover): Cette option nous permet de définir le ferrailage et l'espacement vertical et transversal du mur voile en béton armé ainsi que le recouvrement des armatures.

Quant aux options (Shell Section Elévation View) et (Shell Section Plan View) permettent de schématiser le détail du ferrailage en plan élévation du mur voile.





## VIII.12 Définition du chargement de l'analyse push over :

### VIII.12.1 Définition de l'analyse sous charges gravitaires

Cette analyse consiste à définir les charges gravitaires dans le domaine non linéaire. Le chemin pour y accéder est : define → load cases → G → Dead → modify /show load cases

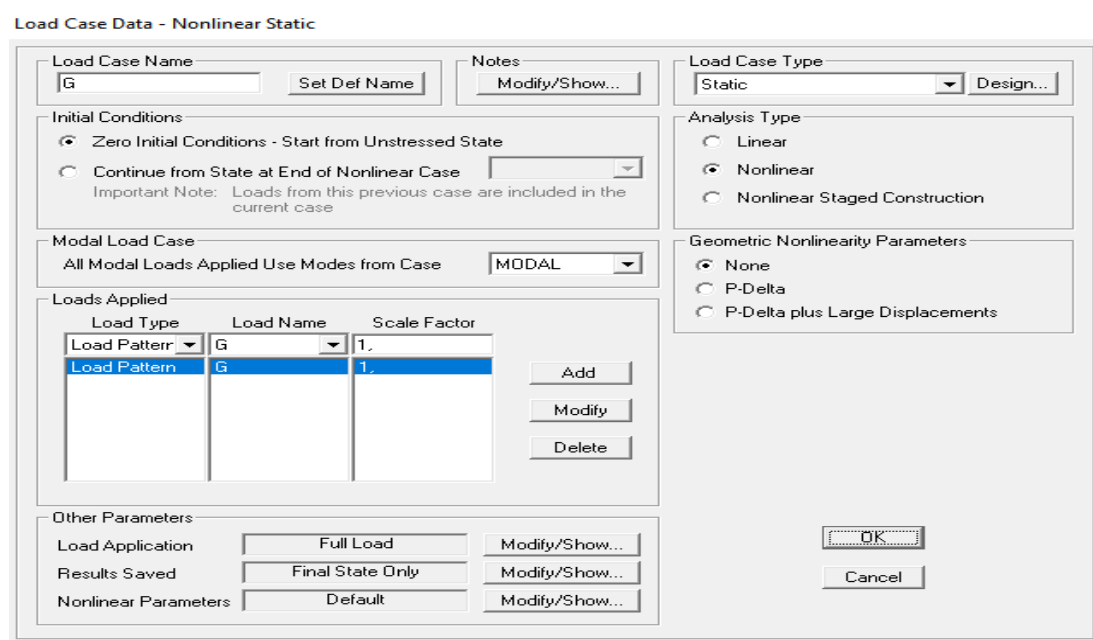
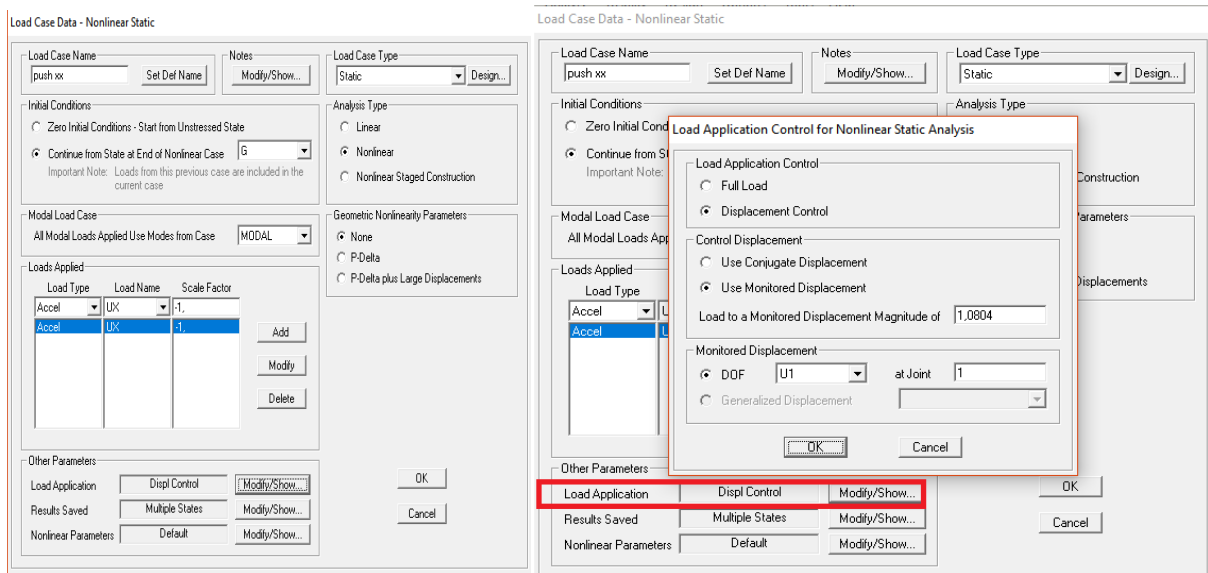


Figure VIII.12 : Définition du chargement de l'analyse push over sous charges verticales

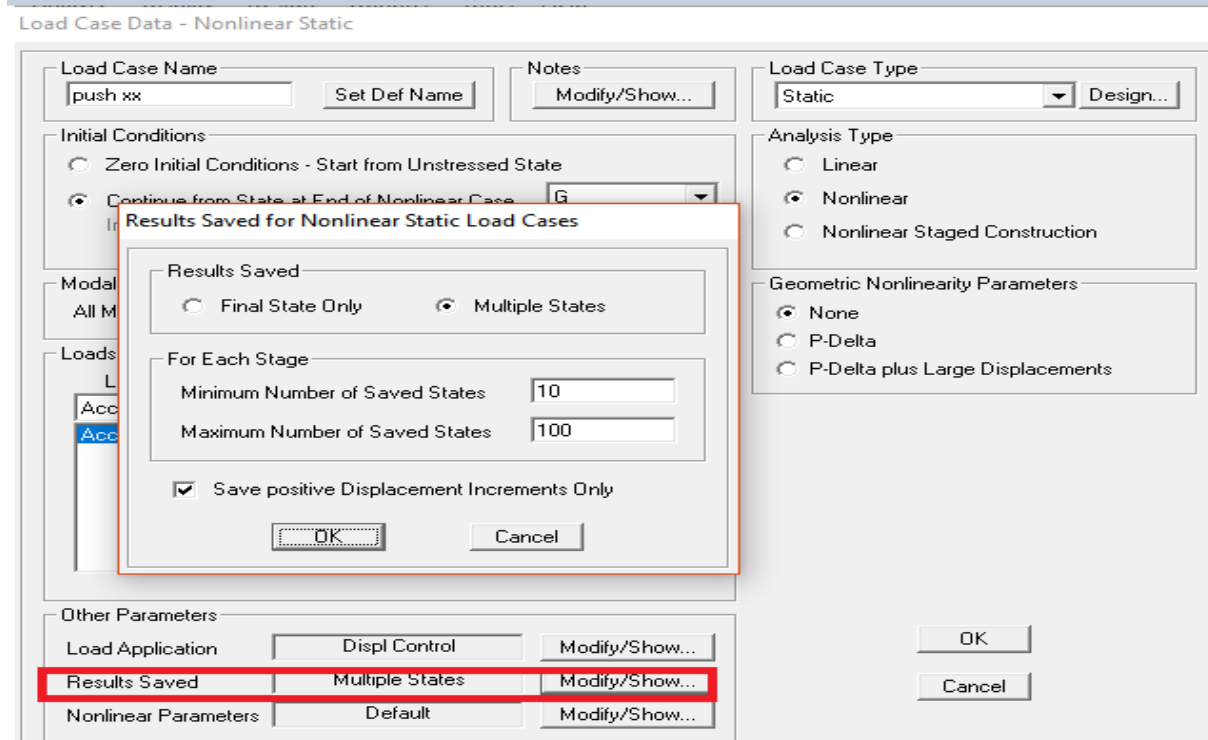
**VIII.12.2 : Définition de l'analyse sous charges horizontales**

L'étape suivant consiste à définir l'analyse push over sous charges horizontales dans les deux sens XX et YY.

Le chemin est : Define → Load Cases → Add New Load → Case push XX (Static Nonlinear).



**Figure VIII.13 : Détermination du nœud de contrôle**



**Figure VIII.14 : Définition du chargement de l'analyse push over sens xx**

Define → fonction → réponse Spectrum

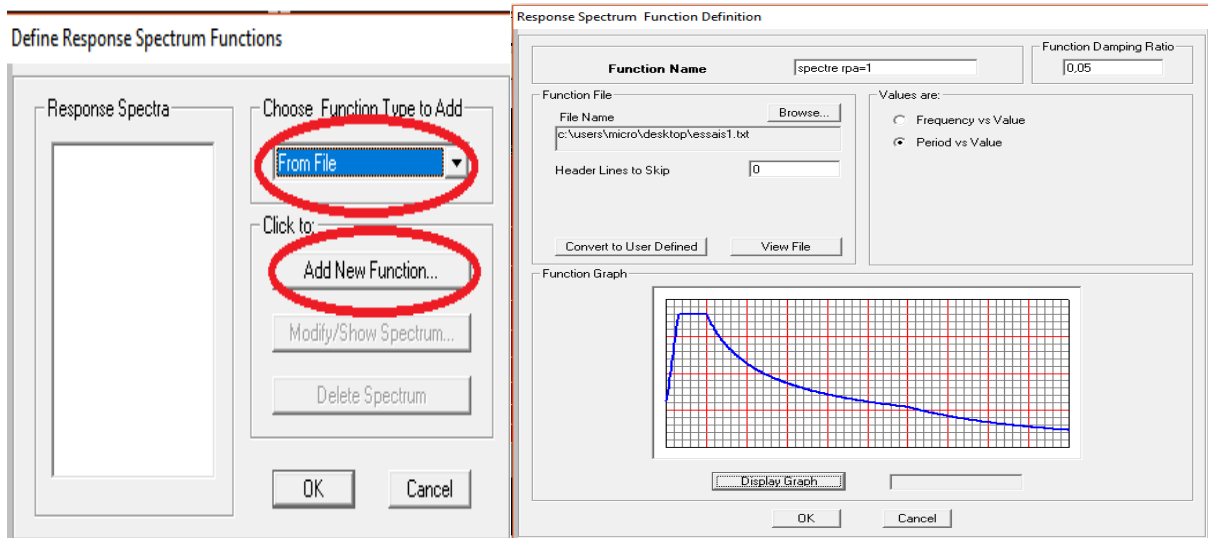


Figure VIII.15 : Spectre de RPA =1

Exécution de l'analyse : Analyse → Run Analysis.

### VIII.13 Résultats de l'analyse push over

VIII.13 .1 L'analyse push over dans le sens XX Pour visualiser la courbe de capacité :

Display → Show Static Push Over Curve.

Dans la case "Static Nonlinear Case" on choisit le type de chargement PUSHXX.

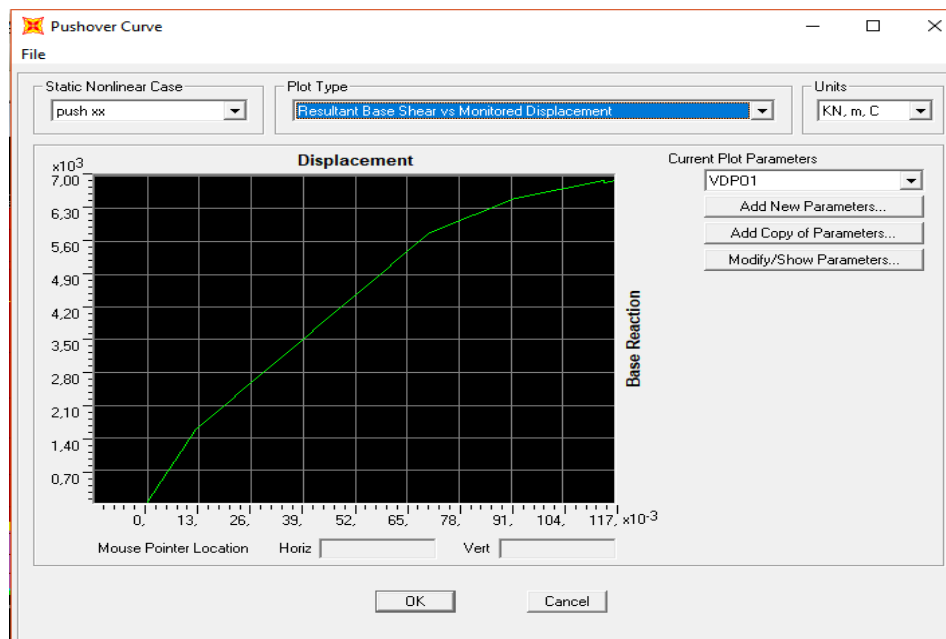


Figure VIII. 16 : Résultats de l'analyse push over

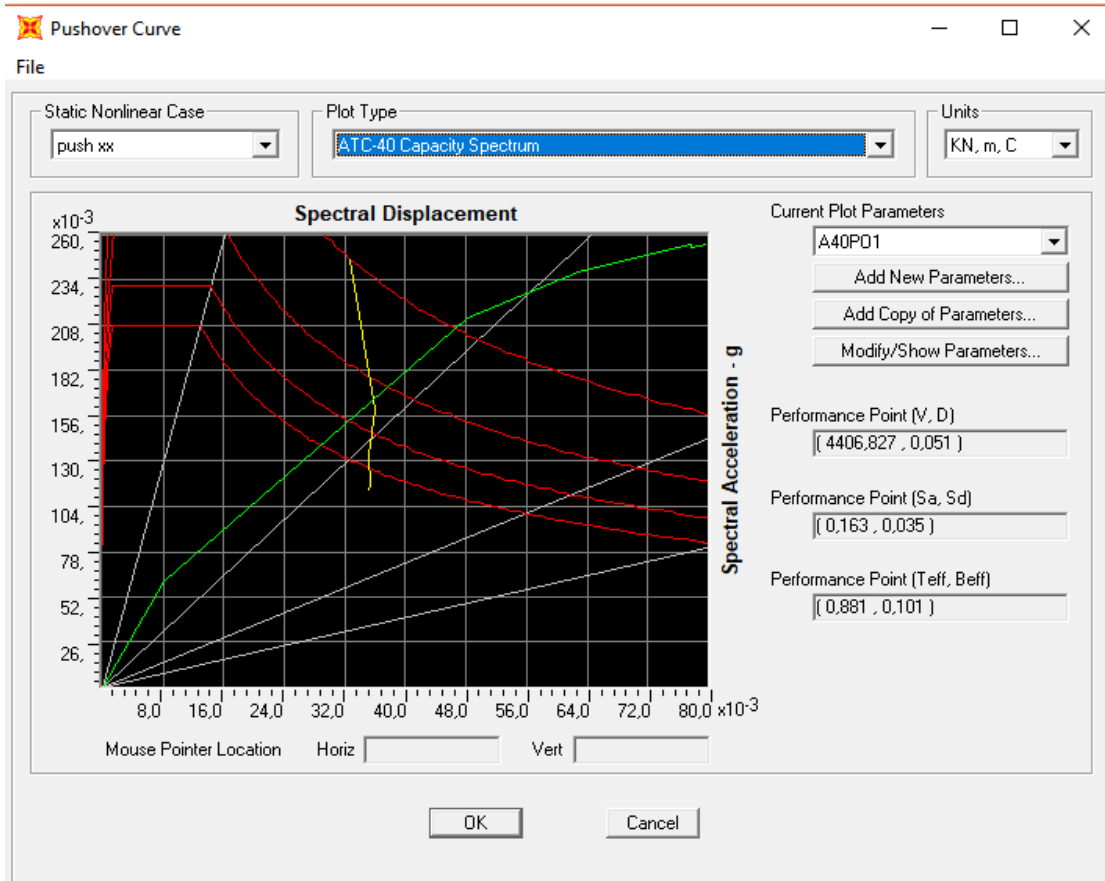


Figure VIII. 17 : Détermination du point de performance.

L'intersection de la courbe de capacité et celle de la demande sismique représente le point de performance de la structure. ( $V_p = 4406.827 ; d_p = 0.051$ )

Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFFPhi
0	0,732347	0,050000	0,000000	0,000000	0,032723	0,245614	1,000000	1,000000
1	0,732347	0,050000	0,008138	0,061086	0,032723	0,245614	0,712179	1,489286
2	0,954356	0,125300	0,048068	0,212460	0,036003	0,153132	0,749156	1,467889
3	1,027898	0,179297	0,062772	0,239168	0,035169	0,133999	0,749379	1,469719
4	1,109165	0,229629	0,077773	0,254492	0,035340	0,115640	0,745036	1,470488
5	1,113267	0,234661	0,077779	0,252641	0,035215	0,114385	0,745217	1,470504
6	1,123098	0,238550	0,079809	0,254716	0,035414	0,113025	0,744339	1,470481

Figure VIII. 18 : Courbe de capacité dans la forme ( $S_a-S_d$ )

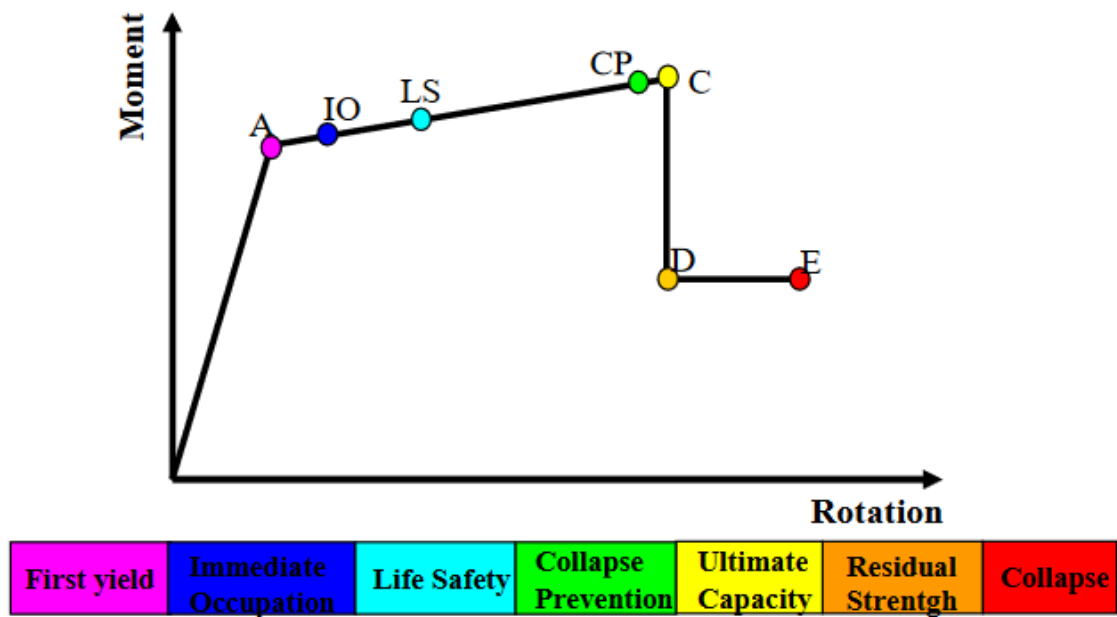
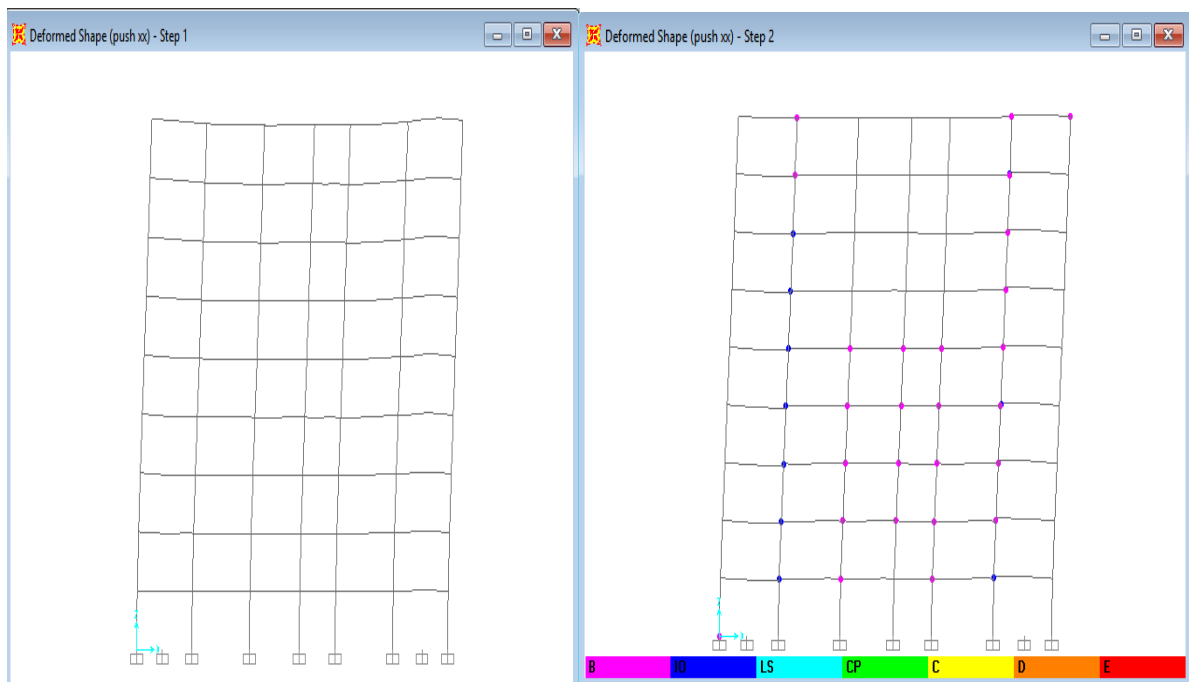
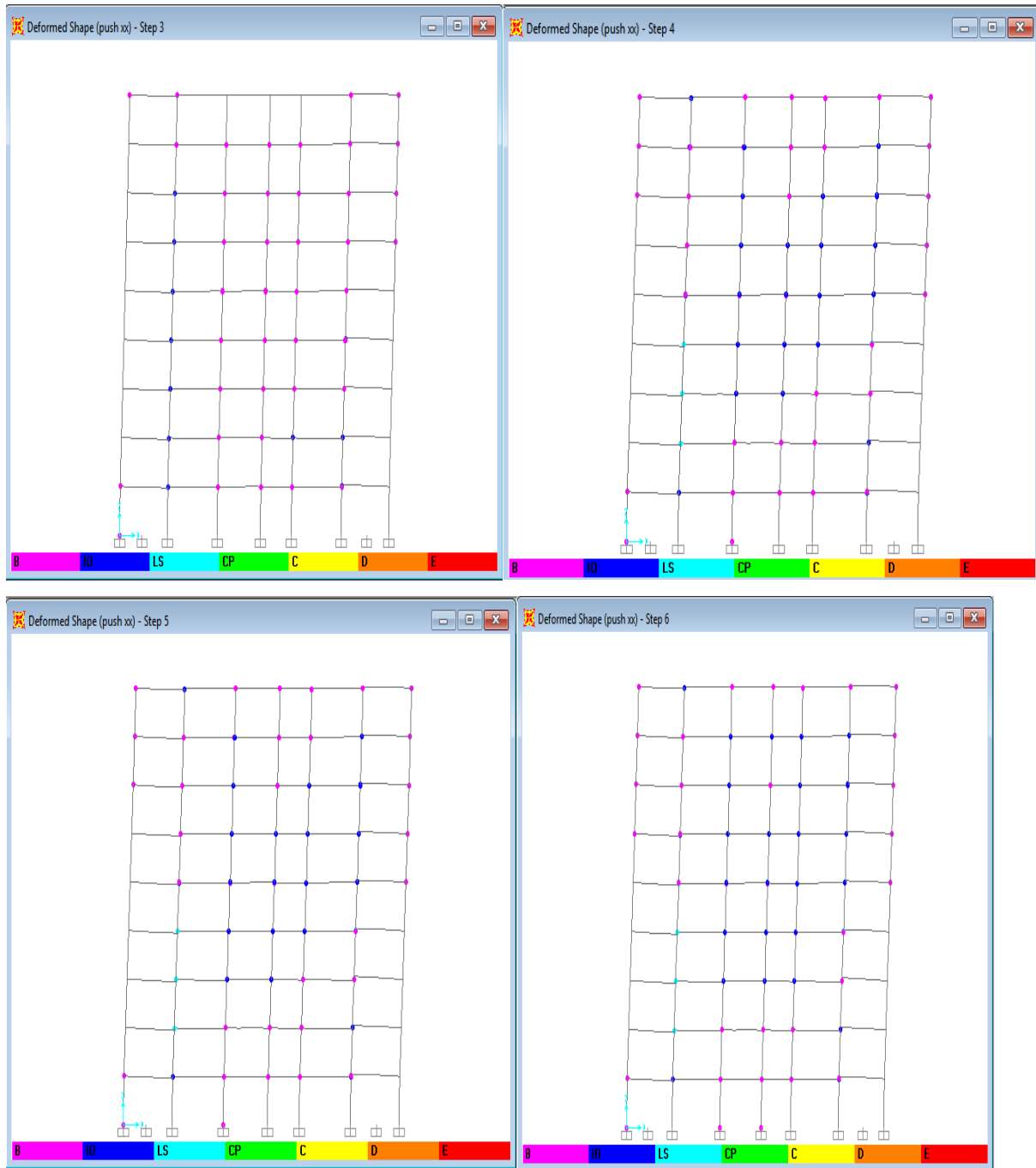


Figure VIII. 19 : Loi de comportement de la rotule plastique [19]

VIII.13.2 Développement des Rotules Plastiques / SAP2000

Sens X-Z





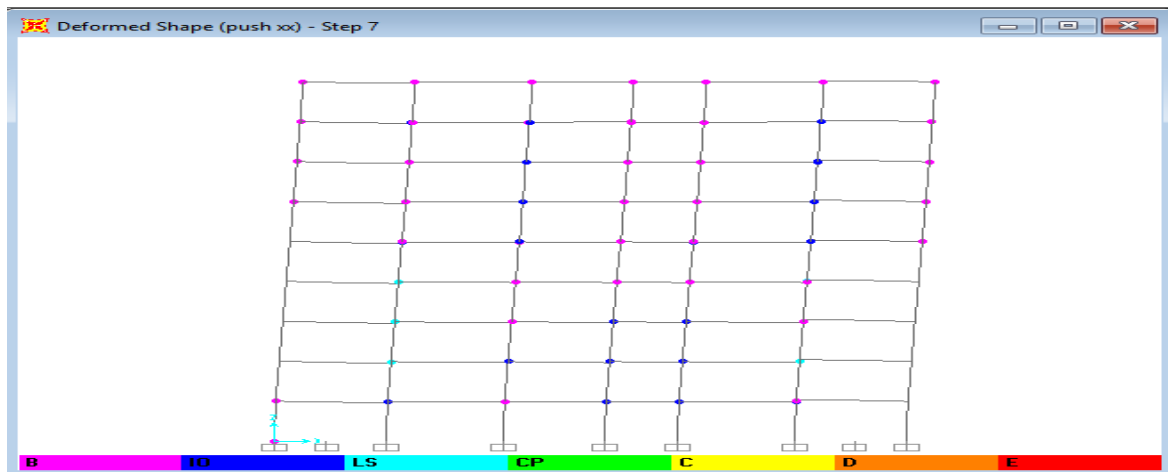
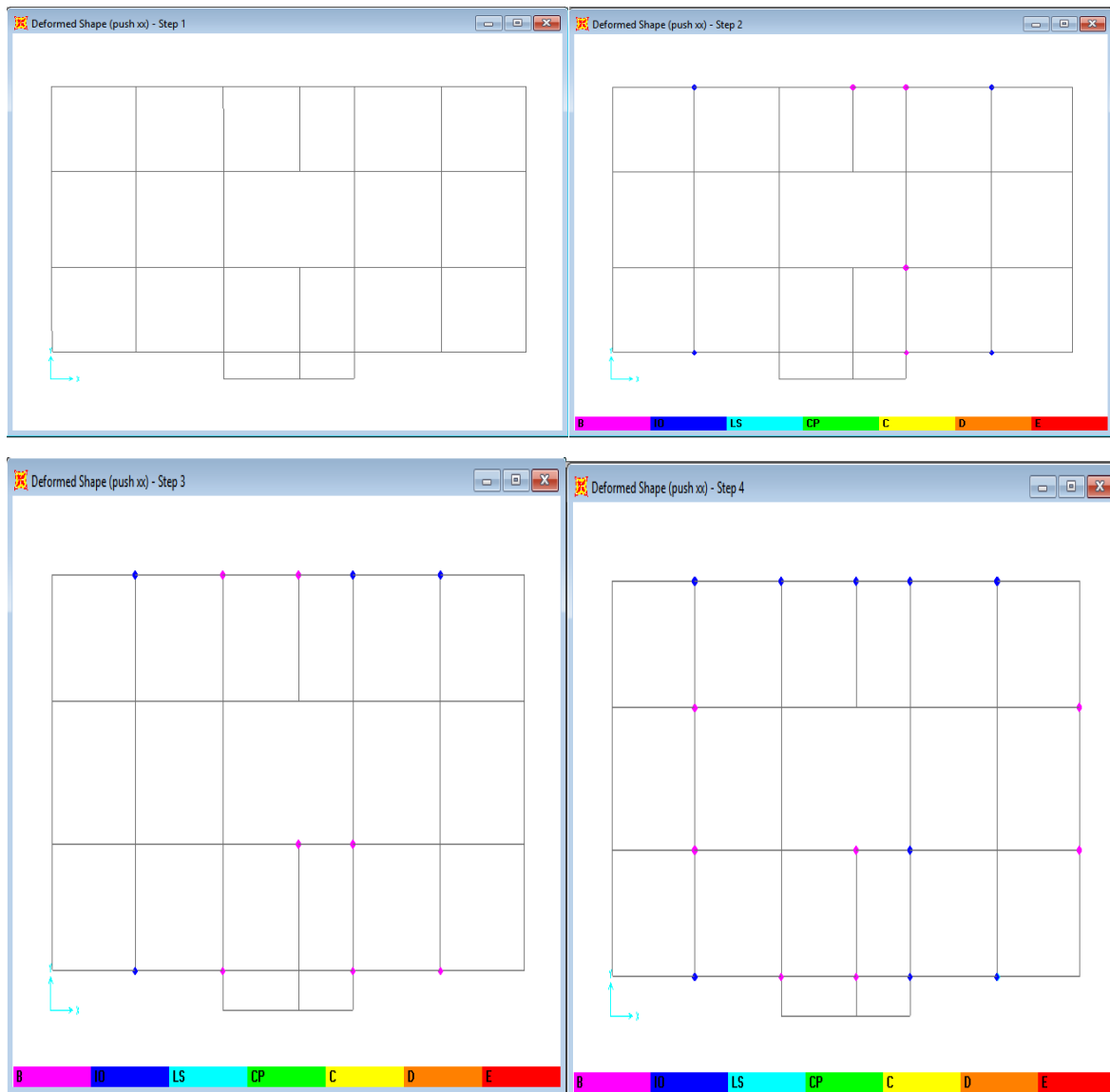


Figure VIII 20: Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sens X-Z

Sens X-Y



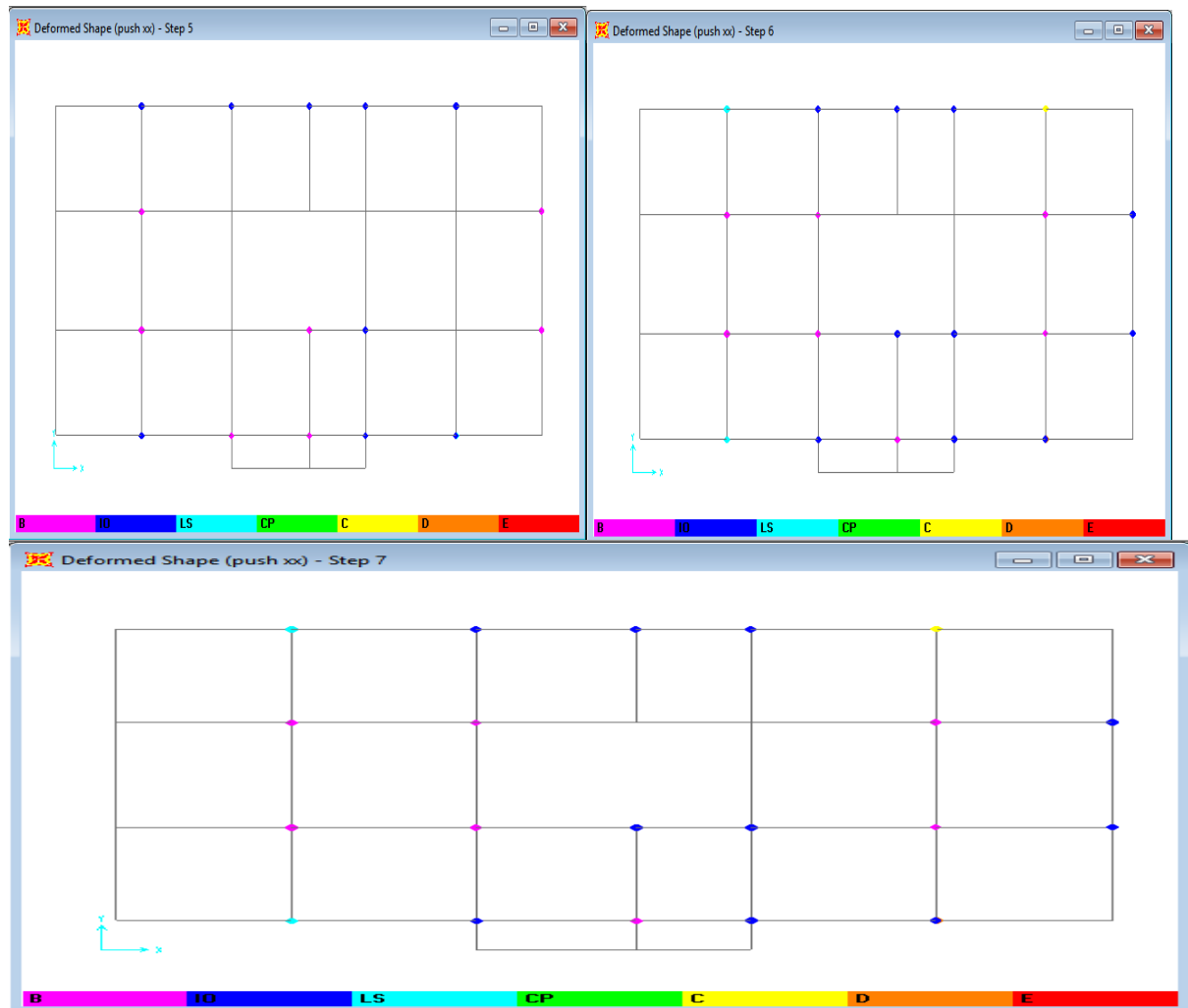


Figure VIII.21: Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sens X-Y

Étage	Élément	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
RDC	Poteaux	20	4	0	0	0	0	0	0
	Poutres	8	8	1	0	0	0	0	0
1 <sup>er</sup>	Poteaux	13	6	3	0	0	0	0	0
	Poutres	4	13	3	0	0	0	0	0
2 <sup>eme</sup>	Poteaux	8	12	2	0	0	0	0	0
	Poutres	8	10	2	0	1	0	0	0
3 <sup>eme</sup>	Poteaux	10	10	2	0	0	0	0	0
	Poutres	7	5	3	0	0	0	0	0
4 <sup>eme</sup>	Poteaux	11	13	0	0	0	0	0	0
	Poutres	10	3	2	0	0	0	0	0
5 <sup>eme</sup>	Poteaux	14	10	0	0	0	0	0	0
	Poutres	5	4	0	0	0	0	0	0



6 <sup>eme</sup>	Poteaux	15	9	0	0	0	0	0	0
	Poutres	4	4	0	0	0	0	0	0
7 <sup>eme</sup>	Poteaux	13	10	0	0	0	0	0	0
	Poutres	4	4	0	0	0	0	0	0
8 <sup>eme</sup>	Poteaux	19	1	0	0	0	0	0	0
	Poutres	4	6	0	0	0	0	0	0

Tableau VIII.1 : Développement des Rotules Plastiques

### VIII.14 Le déplacement cible

Le déplacement cible peut être défini comme le déplacement attendu de la structure lors d'un séisme. Le FEMA 356 exprime le déplacement cible comme suit :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

avec :

$C_0$  : coefficient modificateur qui relie le déplacement d'un SSDDL équivalent au déplacement du système réel SPDDL. Les valeurs de  $C_0$  sont regroupées dans le tableau ci-après :

$g$  : l'accélération de la pesanteur.

$S_a$  : sollicitation sismique, obtenue à partir du spectre de réponse.

Valeurs du coefficient $C_0$			
	Bâtiment de cisaillement		Autres bâtiments
Nombre d'étage	Chargement triangulaire	Chargement Uniform	Tout chargement
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
+10	1.3	1.2	1.5

Tableau VIII.2 : Valeurs du coefficient  $C_0$  [14]

Il est à noter que pour les valeurs intermédiaires, l'interpolation est linéaire.

$C_1$  : coefficient modificateur pour lier le déplacement maximum inélastique et celui de la réponse élastique linéaire. Les valeurs de  $C_1$  sont données par les équations citées ci-dessous :

$$C_1 = 1 \text{ si } T_e \geq T_0$$

$$C_1 = [1 + (R-1) \frac{T_0}{T_e}] / R \quad \text{si } T_e < T_0$$

avec :

$T_e$  : la période de vibration fondamentale effective de la structure. Elle est calculée par la formule suivante :

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

$T_i$  : la période de vibration fondamentale de la structure.

$K_i$  : la rigidité initiale de la structure.

$K_e$  : la rigidité (pente) élastique de la structure.

$T_0$  : la période caractéristique du sol définie à la fin du palier du spectre de réponse.

R : un coefficient qui exprime le rapport de l'effort sismique sur l'effort élastique effectif.

$C_2$  : Coefficient modificateur pour tenir compte de la dégradation de rigidité et de la résistance au déplacement maximum. Les valeurs de  $C_2$  sont regroupées dans le tableau suivant :

Valeurs du coefficient $C_2$				
Niveau du performance structurale	$T \leq 0.1$ s		$T > T_0$	
	Portique type 1	Portique type 2	Portique type 1	Portique type 2
Occupation immédiate	1.0	1.0	1.0	1.0
Sécurité des vies	1.3	1.0	1.1	1.0
Prévention contre la ruine	1.5	1.0	1.2	1.0

**Tableau VIII.3** : Valeurs du coefficient  $C_2$  [14]

avec :

Portique type 1 : structures dont plus de 30% des efforts latéraux sont repris par une combinaison des systèmes suivantes portiques, contreventement, murs en maçonnerie, pierres.

Portiques type 2 : pour des valeurs de période qui sont intermédiaires les valeurs de  $C_2$  sont obtenus par une interpolation linéaire. [14]

$C_3$  : Coefficient modificateur pour tenir compte de l'effet dynamique. Pour les structures qui ont une post-élastiques positives, il est pris égal à 1. Pour celles qui ont une pente négative, ils seront calculés selon la formules suivantes :

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha| (R-1)^{3/2}}{T_e}$$

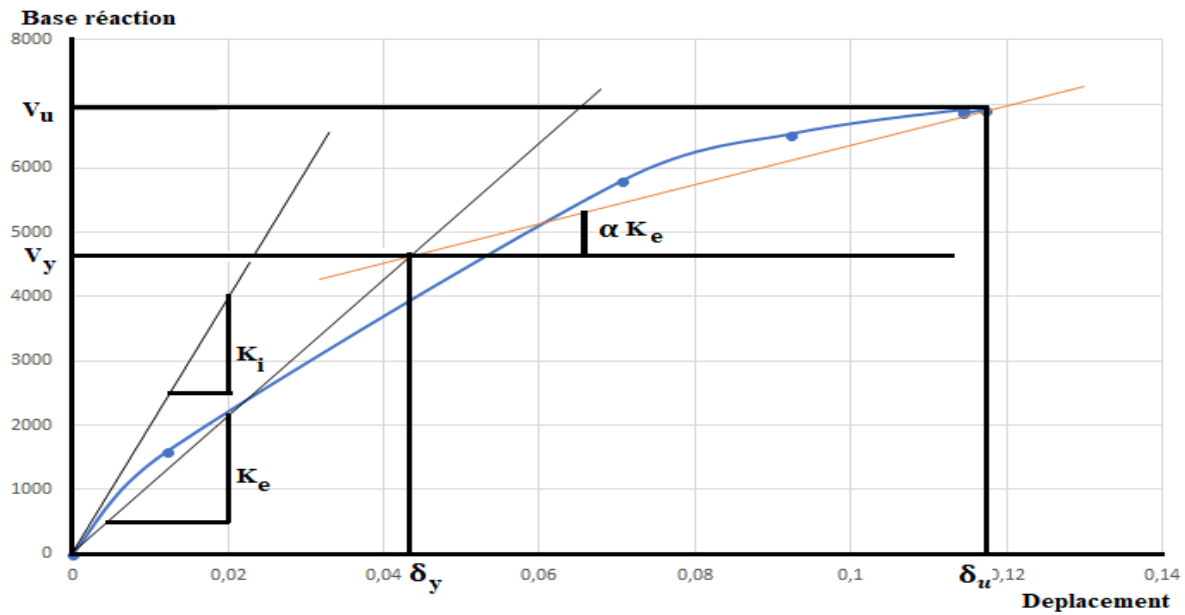


Figure VIII.22 : Idéalisation selon le FEMA – 356

### VIII.15 Ductilité

La ductilité est par définition, la capacité d'un matériau, un élément ou une structure à se déformer dans le domaine plastique sans rupture. La ductilité d'une structure est liée, principalement, au système de contreventement. Les RPA99 V2003 lient la valeur du coefficient de comportement R au système de contreventement (Tableau 4.3)

La ductilité des matériaux est mesurée par le rapport de la déformation ultime  $\delta_u$  atteinte au moment de la rupture, à la déformation élastique maximale  $\delta_e$ . Ce rapport est appelé coefficient de ductilité en déformation noté  $\mu_\epsilon$  :  $\mu_\epsilon = \frac{\delta_u}{\delta_e}$

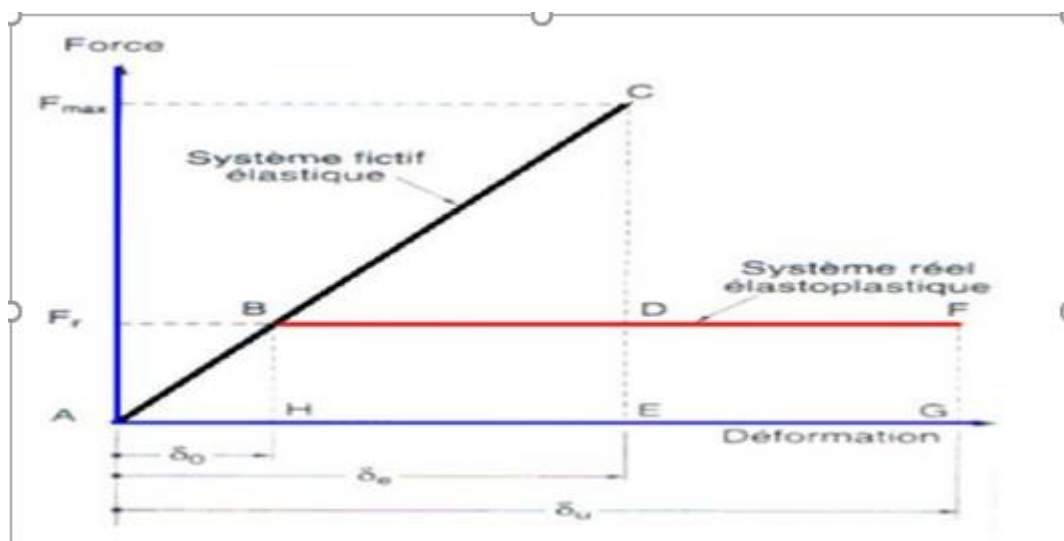


Figure VIII.23 : ductilité en déformation [15]

### VIII.16 Coefficient de comportement :

Le coefficient de comportement ou bien le facteur réducteur des efforts (en anglais : Structural Réponse Modification Factor) noté R dans le code américain UBC et le règlement parasismique algérien RPA et q dans les Eurocodes, proposé pour la première fois par le code ATC-3-06 en 1978 [16], est défini comme le rapport entre la force latérale maximale élastique ( $V_e$ ) et la force latérale inélastique de dimensionnement ( $V_d$ ).

Plusieurs recherches sont venues compléter cette formulation du coefficient de comportement R. Des études récentes y compris celles de l'ATC-34, soutiennent une nouvelle formulation de R. C'est une formulation dans laquelle R est exprimé comme le produit de 3 facteurs, à savoir : un facteur qui compte de la ductilité, un autre qui exprime la réserve de résistance, et un troisième pour tenir compte de la redondance [17]. Donc la nouvelle formule de R est exprimée comme suit :

$$R = R_\mu R_s R_R$$

avec :

$R_\mu$ : Le facteur de ductilité.

$R_s$ : Le facteur de sur-résistance

$R_R$ : Le facteur de redondance.

#### VIII.16.1 Facteur de ductilité $R_\mu$

Le facteur de ductilité est une mesure de la réponse non linéaire globale d'un système de contreventement et non pas celle de ces éléments constituants [18]. Il exprime le rapport entre la force latérale maximale élastique ( $V_e$ ), et l'effort tranchant maximal à la base ( $V_u$ ) obtenu à partir d'une analyse non linéaire (PUSHOVER).

- **Méthode de New mark et Hall**

La méthode new mark et hall est la plus simple de toutes les méthodes dans les basses fréquences, c'est-à-dire quand les périodes sont supérieures à 0.5s, on applique le principe d'égalité des déplacements, ce qui donne :

$$R_\mu = \mu \quad \text{si } T > 0.5 \text{ s}$$

T : la période fondamentale de la structure

#### VIII.16.2 Facteur de redondance :

Une structure redondance doit obligatoirement être composée de plusieurs lignes verticales, les gens continus à construire les structures composées d'un nombre minimal de ligne verticales. Ce résultat est dû principalement à la mauvaise compréhension des ingénieurs de la

parasismiques du rôle important que joue cette redondance dans la réponse sismique de la structure lors des séismes dévastateurs. [16]

Nombre de ligne	Facteur de redondance
2	0.71
3	0.86
4	1

**Tableau VIII.4 :** Valeurs du facteur de redondance [16]

Paramètre	$\delta_u$ (cm)	$\delta_y$ (cm)	$K_i$ (kn/m)	$K_e$ (kn/m)	$T_e$ (s)	$\mu$	$\alpha$	$V_u$ (kn)	$V_d$ (kn)
Valeurs	11.69	5.56	150000	120000	0.625	2.1	0.128	7000	2568.268

**Tableau VIII.5 :** Paramètres utilisés pour le calcul du coefficient de comportement

$$R_\mu = V_u / V_d$$

Méthodes	$R_s$	$R_\mu$	$R_R$	R
New mark et hall	2.725	2.1	1	5.22

**Tableau VIII.6 :** Valeurs du coefficient de comportement

#### Commentaires :

Le tableau VIII.6 montre que le facteur de ductilité pour cette structure renforcée par des voiles en béton armé est égale à la valeur 2.1. Quant au facteur de sur résistance  $R_s$ , il a une valeur égale à 2.725. Pour le coefficient de comportement, il est trouvé après multiplication des facteurs précités ( $R_s * R_\mu * R_R$ ) est de l'ordre de 5.22.

On conclut que la valeur du coefficient de comportement « R » est égale à 5.22 car le domaine de la ductilité était large, et sa signifiera que cette forte ductilité donnera une grande résistance à l'état plastique.

### VIII.17 Raideur de la structure au point de performance " $K_p$ " et indicateur de dégradation global de la structure $I_d$ :

Soit une raideur initial (plastique):

$$K_e = 120000 \text{ kn/m.}$$

Les éléments de la structure se plastifient donc la structure subit des dommages qui se traduisent par une diminution de sa résistance initiale ( $K_e$ ). Au point de performance, la raideur de la structure est de :

$$V_p = 4406.827 \text{ kn.}$$

$$D_p = 0.051 \text{ m}$$

$$K_p = V_p / D_p = 86408.373 \text{ kn/m.}$$

Un indicateur de dégradation global de la structure ( $I_d$ ) peut être défini par :

$$I_d = 1 - K_p / K_e = 1 - (86408.373 / 120000)$$

$$I_d = 0.28$$

On constate qu'au point de performance, la plastification de la structure engendre une diminution de la raideur initiale de 28%

### VIII.18 Conclusion :

Push over est une méthode d'analyse de structures qui permet d'établir la courbe de capacité d'une structure soumise à un chargement statique croissant. Le but essentiel de l'analyse Pushover est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure. Dans mon travail, on a utilisé la non linéarité des matériaux.

## Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

Pendant cette étude, on a réalisé que le rôle d'une ingénieure ne s'arrête pas aux calculs mais à la conception, à l'identification des problèmes et l'élaboration des solutions les plus adéquates.

De multiples raisons d'ordre structural et économique poussent à promouvoir l'utilisation des structures comportant des voiles en BA en zone sismique. Plus le nombre des voiles est important, plus l'effort à transmettre est réduit et les dispositions constructives sont moins contraignantes.

L'étude de l'infrastructure est conçue en radier général permet d'avoir une distribution uniforme des charges qui lui sont appliquées par la superstructure

L'utilisation du logiciel SAP2000 nous a permis de faciliter les calculs, d'avoir une simulation proche de la réalité et un gain de temps important dans l'analyse de cette structure.

L'analyse statique non linéaire, en utilisant la méthode push over, est un outil puissant est très utile qui peut permettre aux ingénieurs de structures de rechercher plusieurs schémas de confortement de bâtiment existant. Les résultats obtenus à partir d'une analyse push over en termes de demande, capacité et de rotules plastiques donnent un aperçu sur le comportement physique de la structure.

## Références bibliographiques

- [BAEL, 91] Jean-Pierre Mouglin, Béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième Edition Eyrolles 2000.
- [DTR B.C 2.2] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation.
- [RPA99 version 2003] Règles parasismique Algérienne RPA99 Version 2003.
- [1] [coursexosup.blogspot.com/2015/04/les-elements-structure-poteaux-et.html](http://coursexosup.blogspot.com/2015/04/les-elements-structure-poteaux-et.html)
- [2] <https://fr.wikipedia.org/wiki/Ascenseur>.
- [3] MOULELKAF. T, BOUDJEMAA.T. Etude d'un bâtiment (R+8+Entre Sol) à usage d'habitation et service contreventé par un système mixte (voiles-portiques). Mémoire de fin d'étude En Vue de l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil, soutenue en Juin 2017, Université Abderrahmane MIRA- Bejaia.
- [4] OUAHMED.B, OUNADJELA.KH. Etude Technico-Managériale d'un bâtiment à usage multiple « 2 SS+RDC+15 ETAGES » en béton armée. Mémoire d'obtention du diplôme du master en génie civil, soutenue en Juin 2017, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen.
- [5] [www.cours-genie-civil.com/.../cours\\_fondations-profondes1\\_procedes-generaux-de-c...](http://www.cours-genie-civil.com/.../cours_fondations-profondes1_procedes-generaux-de-c...)
- [6] A. Boumekik « Analyse push over des structures en béton armé ». Projet de recherche, université de Batna.2006
- [7] K. Hamou, K. Ramdane « Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode push over ». 7<sup>ème</sup> Colloque National AFPS 2007 – Ecole Centrale Paris.
- [8] Applied Technology Council, ATC-40, "Seismic évaluation and rétrofit of concrète buildings", vol 1. Redwood City, California, 1996.
- [9] FEMA-365, "Prestandard and commentary for the seismic réhabilitation of buildings", Fédéral Emergency Management Agency, Washington D.C., 2000.
- [10] Eurocode 8, "Design of structures for earthquake résistance", Part 1 : General rules, seismic actions and rules for buildings, Brussels, Belgium, Ref n° prEN 1998-1 :2004, 2004.
- [11] Evaluation des performances parasismiques des portiques en B.A renforcés par chemisages en béton armée et par bandage en CFRP, Mémoire de Magistères présenté à l'université de constantine Département de génie civil Spécialité Mécaniques des Matériaux sol et structures, présenté par : Drouna Karima.



[12] Mr Mahboub Lotfi Mr Moulessehoool Sid Ahmed étude des systèmes de contreventements des structures en béton armée par matériaux composites, Mémoire pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil Spécialité : ingénieries des structures.

[13] Applied Technologie Council ,1996, The séismique Evaluation and rétrofit of concrète building, ATC 40 volumes 1and 2, Redwood City, California.

[14] Fédéral emergency management agency (FEMA 356). Prestandardand commentary for the seismic réhabilitations of buildings. FEMA, 2000. Washington D.C.

[15] KASSOUL, A. Le Comportement Non Linéaire des Structures en Béton Armé, 2014, 38 p.

[16] Applied technology Council (ATC19). Structural réponse modification factors.ATC, 1995

[17] TEDJDITI, A, K. Evaluation des coefficients de comportement des structures par une approche semi-globale. Mémoire pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil Option : Ingénierie des structures. Université Abou-Bekr-Belkaid. Soutenu le 12 Juin 2017.

[18] Louzai, A. Evaluation du facteur de comportement de structures en portique en béton armé sur la base d'analyses statique et dynamique non-linéaires. Thèse en vue de l'obtention du doctorat en génie civil. Université de Tizi-Ouzou, 2016, Algérie.

[19] BELKHEIR, M.A., Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments, Mémoire de Magister, Tizi-Ouzou, Algérie.