



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 : Structure.

Présenté par :

M. LACENE NECER Mohammed

M. ELOUALI Ahmed

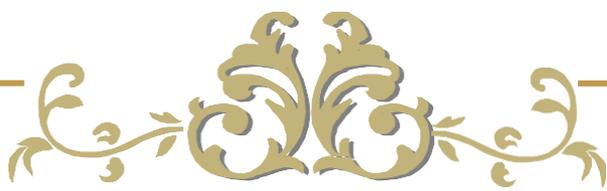
Thème

**Etude technique et analyse statique non linéaire
d'un bâtiment R+7 en béton armé**

Devant le Jury composé de :

Pr: ABOUBEKR N.	Professeur à l'Université de Tlemcen	Président
Pr: MATALLAH M.	Professeur à l'Université de Tlemcen	Examineur
Dr: DJAFOUR N.	Maitre de conférences à l'Université de Tlemcen	Examinatrice
M ^{me} : MEDJAHED. A	Maitre assistante à l'Université de Tlemcen	Encadrant

Année universitaire: 2017/2018



REMERCIEMENTS

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

Nous voudrions remercier chaleureusement notre encadreur Melle MEDJAHED.A de nous avoir pris en charge, et pour leur disponibilité, leur aide et leur précieux conseils.

Nous remercions le président de jury Mr ABOUBEKR N. Ainsi que les examinateurs Mr MATALLAH M A.et Mme DJAFOUR N. 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 notre 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 apportés leur soutien de loin ou de près, trouvent ici, l'expression de nos vive et sincères reconnaissances.





Dédicace

Grace à « Dieu » qui ma 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 :

Je dédie ce modeste travail à ma mère qui ma donné tout son amour pour reprendre mes études.

A la mémoire de mon père qui nous a quittés voilà plus de dix neuf ans.

A mon frère Lakhdar mes sœurs, Rahima et Naima et leurs enfants «Alaa, Marya, Chiheb, Ritedj et Riheb» et leurs maris Abdelkrim et Lakhdar.

A mes frères : mohammed, Mustapha, Smail et Alae

A mes sœurs : Kaou hanane , Touati khadidja, Bachir hanane , Djazia yacheur , et Laouedj amina

Mohammed





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 mes chers parents qui m'ont toujours supporté dans toute ma vie pour atteindre mes objectifs.

A mon grand-père Boumedienne que Dieu bénisse son âme à mon grand-père Benadallah, à ma grande mère, ainsi à ma grande famille ELOUALI et BENTAHAR.

A tous mes amis sans exception, plus particulièrement Younes, Ismail, Karim, Mohammed et Oussama.

Ainsi je dédie ce travail à mes chères amies Bouchrah et sa sœur Rajaa, Fatima, et Hanane.

Enfin à mon binôme Mohammed et à toute ma promotion 2017/2018.

Ahmed



Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'une analyse statique non linéaire d'une structure en béton armé à usage multiple, constitué de rez de chaussée plus (7) étages, implanté dans la wilaya de TLEMCEM. 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 pré-dimensionnement 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 d'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, voiles), tout en prenant en compte les règlements parasismique RPA99 version 2003 et les recommandations du BAEL91 modifié 99.

Et en fin la dernière partie est consacrée à une analyse statique non-linéaire en utilisant la méthode Pushover (poussée progressive).

Mots clés : Bâtiment ; Modélisation, Béton armée ; SAP 2000 ; Etude dynamique ; Analyse pushover.

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 plus (7) stories, implanted in the province of Tlemcen. This region is classified as a seismic zone I based on the parasismic regulation RPA99 version 2003. This study consists of five 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, reinforced concrete, SAP 2000, dynamic study, Push-over analysis.

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة مفصلة لتحليل ثابت غير خطي لهيكل من الخرسانة المسلحة للاستخدام السكني، يتألف من طابق أرضي بالإضافة إلى (7) طوابق، تقع في ولاية تلمسان. تصنف هذه المنطقة في المنطقة الزلزالية 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، الأكريتيريوم 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، الأشعة). 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
Résumé	iii
Abstract	iv
ملخص	v
Sommaire.....	vi
Liste des tableaux	xi
Liste des figures.....	xiii
Liste des notations	xv
Introduction générale.....	xviii
CHAPITRE I : Présentation du projet.....	1
I.1 Introduction :	1
I.2 Présentation de l'ouvrage :	1
I.3 Description géométrique:.....	1
I.4 Caractéristiques géotechniques du sol :	1
I.5 Conception de l'ouvrage :.....	2
I.5.1 Ossature :.....	2
I.5.2 Planchers :	2
I.5.3 Escaliers :	2
I.5.4 Revêtement :	3
I.5.5 Isolation :.....	3
I.5.6 Maçonnerie :.....	3
I.5.7 Acrotères :	3
I.5.8 Ascenseur :	3
I.5.9 Fondations:	3
I.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux :	4
I.6.1 Béton:	4
I.6.1.1 Résistance du béton.....	4
I.6.1.2 Module de déformation longitudinale du béton:	4
I.6.1.3 Coefficient de poisson:.....	5
I.6.1.4 Contrainte admissible de cisaillement :	5
I.6.1.5 Etats limites :	5
I.6.2 Armatures (Aciers):.....	7
I.6.2.1 Types d'aciers :	7

I.6.2.2	Contraintes limites :	7
I.6.2.3	Module d'élasticité longitudinal :	8
I.7	Hypothèses de calcul :	9
I.7.1	Béton :	9
I.7.2	Acier :	9
I.8	Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :	9
	CHAPITRE II : Pré-dimensionnement et descente de charges	10
II.1	Introduction :	10
II.2	Détermination de l'épaisseur du plancher :	10
II.3	Descente de charges :	10
II.4	Pré-dimensionnement des éléments structuraux :	15
II.4.1	Introduction :	15
II.4.2	Pré-dimensionnement des poutres :	15
II.4.2.1	Les poutres principales :	15
II.4.2.2	Les poutres secondaires (Chaînages) :	16
II.4.2.3	Poutres palières :	16
II.4.3	Pré-dimensionnement des poteaux :	16
II.4.3.1	Le poteau central:	16
II.4.4	Récapitulation de pré-dimensionnement:	19
II.4.5	Pré-dimensionnement des voiles :	19
II.5	Conclusion :	20
	CHAPITRE III : Etude de plancher	21
III.1	Introduction :	21
III.2	Différents types de poutrelles :	21
III.3	Ferraillage de poutrelles :	29
III.3.1	Ferraillage de plancher terrasse :	30
III.3.1.1	Ferraillage de poutrelle :	30
III.3.1.2	Ferraillage de dalle de compression :	35
III.3.1.3	Récapitulation de ferraillage :	35
III.4	Conclusion :	36
	CHAPITRE IV : Etude des éléments secondaires	37
IV.1	Etude d'escalier:	37
IV.1.1	Introduction:	37
IV.1.2	Pré-dimensionnement :	37
IV.1.3	Evaluation des charges et des surcharges :	38

IV.1.4	Détermination de ferrailage :	39
IV.1.5.1	Schéma statique :	39
IV.1.5.2	Calcul de Ferrailage :	39
IV.1.5	Etude de la poutre palière :	43
IV.1.5.1	Pré dimensionnement :	43
IV.1.5.2	Charge supportée par la poutre :	43
IV.2	Etude de dalle pleine balcon :	46
IV.2.1	Détermination de l'épaisseur de la dalle :	46
IV.2.2	Combinaisons d'actions :	46
IV.2.3	Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchant :	47
IV.2.4	Détermination de ferrailage de dalle pleine :	48
IV.3	Ascenseur.....	51
IV.3.1.	Introduction :	51
IV.3.2.	Dalle de machine (locale) :	51
IV.3.3.	Dalle au-dessous de l'ascenseur :	56
IV.4	Etude de l'acrotère :	58
IV.4.1	Introduction :	58
IV.4.2	Evaluation des charges	58
IV.4.3	Calcul des sollicitations :	59
IV.4.4	Calcul de l'excentricité :	59
IV.4.5	Détermination du Ferrailages :	61
IV.5	Conclusion :	64
	CHAPITRE V : Etude dynamique.....	65
V.1.	Introduction :	65
V.2.	Méthode de calcul :	65
V.2.1	Méthode statique équivalente :	65
V.2.2	Méthode dynamique modale spectrale	69
V.3.	Conclusion	82
	CHAPITRE VI : Etude des éléments structuraux.....	83
VI.1	Introduction :	83
VI.2	Poteaux :	83
VI.2.1	Combinaisons des charges :	83
VI.2.2	Vérification spécifique sous sollicitations normales réduites :	83
VI.2.3	Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :	84
VI.2.4	Calcul du ferrailage longitudinal :	85

VI.2.5	Calcul du ferrailage transversal :.....	87
VI.3	- Poutres :.....	89
VI.3.1	Introduction :.....	89
VI.3.2	Combinaisons d'actions :.....	89
VI.3.3	Détermination de ferrailage :.....	89
VI.4	Voiles :.....	101
VI.5	Conclusion :.....	108
CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure.....		109
VII.1	Introduction :.....	109
VII.2	Combinaisons de calcul :.....	109
VII.3	Choix du type de fondation :.....	109
VII.4	Etude du radier général :.....	110
VII.4.1	Pré dimensionnement :.....	110
1)	La condition de raideur (rigidité).....	110
2)	Calcule Débordement (D) :.....	111
VII.4.2	Vérification au poinçonnement :.....	111
1)	Charge limite:.....	111
VII.4.3	Vérification de la contrainte du sol :.....	111
1)	SENS X-X :.....	112
2)	SENS Y-Y :.....	112
VII.4.4	Vérification de la stabilité au renversement :.....	112
VII.5	Calcul du ferrailage :.....	112
VII.5.1	Calcul de Ferrailage de la dalle :.....	113
1)	En travée :.....	113
2)	En appui :.....	115
VII.5.2	Calcul de Ferrailage de la nervure :.....	117
1)	En travée :.....	117
a.	ELU :.....	117
b.	Vérification à ELS :.....	117
2)	En appui :.....	118
a.	ELU :.....	118
b.	Vérification à ELS :.....	118
VII.6	Conclusion.....	120
CHAPITRE VIII : Analyse statique non linéaire.....		121
VIII.1.	Introduction :.....	122

VIII.2. Définition et présentation de la méthode (Pushover).....	122
VIII.3. Les différents guides de l'analyse push over :.....	123
VIII.4. But de l'analyse Push over :	124
VIII.5. Formulation de l'analyse statique non-linéaire par poussée progressive « push over»...	124
VIII.6. Courbe de capacité.....	124
VIII.7. Point de performance :.....	124
VIII.8. Rotules plastiques :.....	125
VIII.9. Spectre de demande	126
VIII.10. Idéalisations bi linéaires de la courbe de capacité:	127
VIII.11. Définition du comportement non linéaire de la structure :	128
VIII.11.1. Définition du comportement non linéaire des poteaux et poutre :	128
VIII.11.2. Définition du comportement non linéaire des voiles :.....	131
VIII.11.3. Définition du chargement de l'analyse push over :	133
VIII.11.4. Analyse statique non linéaire et l'extraction de la courbe de capacité	135
VIII.11.5. Développement des Rotules Plastiques / SAP2000.....	138
VIII.12. Le déplacement cible :	140
VIII.13. Ductilité :	142
VIII.14. Coefficient de comportement :	143
VIII.14.1. Facteur de ductilité R_{μ} :.....	143
VIII.14.2. Facteur de redondance :.....	144
VIII.15. Raideur de la structure au point de performance (K_p) et indicateur de dégradation global de la structure (I_d):.....	145
VIII.16. Conclusion :	146
CONCLUSION GENERALE	145
Références bibliographiques	146
ANNEXES.....	148

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques du bâtiment.	1
Tableau II.1: Descente de charges plancher terrasse inaccessible.	11
Tableau II.2 : Descente de charges planchers RDC et étages courants.....	11
Tableau II. 3 : Descente de charges des murs extérieurs.....	12
Tableau II.4 : Descente des charges (1 ^{er} type : Murs intérieurs).....	13
Tableau II.5 : Descente de charges (2 ^{eme} type : Murs intérieurs).....	13
Tableau II.6 : Descente de charges balcon en dalle pleine.....	13
Tableau II.7 : Descente de charges volée.....	14
Tableau II.8 : Descente de charges palier.....	14
Tableau II.9 : Récapitulation de pré-dimensionnement des poteaux et des poutres.....	19
Tableau II. 10 : Valeurs d'épaisseurs de voiles.....	20
Tableau III.1 : Valeurs des efforts et sollicitations de poutrelles type 1.	27
Tableau III.2 : Valeurs des efforts et sollicitations de poutrelles type 2.	28
Tableau III.3 : Valeurs des efforts et sollicitations de poutrelles type 3.	28
Tableau III.4 : Valeurs des efforts et sollicitations de poutrelles type 4.	29
Tableau III.5 : Valeurs des efforts et sollicitations de poutrelles type 5.	29
Tableau III.6 : Récapitulation de calcul de ferrailage des poutrelles.	35
Tableau IV.1 : Résultats de calcul de sollicitations d'escalier.	39
Tableau IV.2 : Sollicitation du balcon	48
Tableau IV.3: Résultats de ferrailage du balcon	50
Tableau IV. 4 : Ferrailage de dalle machine	54
Tableau IV.5 : Vérification des contraintes de dalle machine	55
Tableau IV.6 : Ferrailage de dalle au-dessous de l'ascenseur.....	56
Tableau IV.7 : Vérification des contraintes de dalle au dessous de l'ascenseur	57
Tableau IV.8 : Calcul des sollicitations	59
Tableau V.1 : Valeurs des pénalités P_q	66
Tableau V.2 : Tableau des masses	66
Tableau V.3 : Tableau des forces F_x et F_y	69
Tableau V. 4 : Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.	71
Tableau V.5 : Vérification sous charges verticales pour les voiles sens XX	73
Tableau V. 6 : Vérification sous charges verticales pour les voiles sens YY	74
Tableau V.7 : Vérification sous charges verticales pour les portiques sens XX	74
Tableau V.8 : Vérification sous charges verticales pour les portiques sens YY	75
Tableau V.9 : Vérification sous charges horizontale pour les voiles sens XX.....	75
Tableau V.10 : Vérification sous charges horizontale pour les voiles sens XX.....	76
Tableau V.11 : Vérification sous charges horizontales pour les voiles sens YY	77
Tableau V.12 : Vérification sous charges horizontales pour les portiques sens XX.....	78
Tableau V.13 : Vérification sous charges horizontales pour les portiques sens YY	78
Tableau V.14 : Vérification de l'effort normal réduit.	79
Tableau V.15 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....	79
Tableau V.16 : Vérification des déplacements.....	80
Tableau V.17 : Vérification de l'effet P- Δ	81
Tableau VI.1 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.	84

Tableau VI. 2 : Récapitulatif de calcul de ferrailage.....	86
Tableau VI.3 : Récapitulatif de ferrailage transversal.....	88
Tableau VI. 4 : Combinaisons de calcul des poutres principales de la structure.	89
Tableau VI. 5 : Sollicitation des poutres principales de la structure.	90
Tableau VI.6 : Combinaisons de calcul des poutres principales du 1er étage.....	90
Tableau VI.7 : Ferrailage des poutres principales de la structure.	94
Tableau VI.8 : Sollicitation des poutres secondaire de la structure.	95
Tableau VI.9 : Combinaisons de calcul des poutres secondaires de la structure.	96
Tableau VI.10 : Ferrailage des poutres secondaires de la structure.	100
Tableau VI.11 : Sollicitation des murs voiles	103
Tableau VI.12 : L'ancrage des armatures.	107
Tableau VII.1 : Les sollicitations du radier	113
Tableau VII.2 : Ferrailage de la dalle.....	116
Tableau VII.3 : Ferrailage de nervure	120
Tableau VIII. 1: Développement des Rotules Plastiques	139
Tableau VIII. 2 : Valeurs du coefficient C_0 [17]	139
Tableau VIII. 3 : Valeurs du coefficient C_2 [17]	140
Tableau VIII. 4 : Valeurs du facteur de redondance [13].....	143
Tableau VIII. 5: Paramètres utilisés pour le calcul du coefficient de comportement	143
Tableau VIII. 6: Valeurs du coefficient de comportement.....	143

Liste des figures

Figure I.1: Plancher en corps creux.....	2
Figure I.2 : Diagramme contrainte de compression Déformation de béton à l'ELU	5
Figure I.3: Diagramme de calcul à l'état limite de service.....	6
Figure I. 4: Diagramme contrainte-déformation d'acier.	8
Figure II.1: Plancher terrasse inaccessible.	10
Figure II.2 : Plancher RDC et Etages courants.	11
Figure II.3 : Coupe transversale du mur extérieur.....	12
Figure II.4 : 1 ^{er} type : Coupe transversale du mur intérieur.	12
Figure II.5 : 2 ^{eme} type : Coupe transversale du mur intérieur	13
Figure II.6 : Section du poteau central.	16
Figure III. 1: Schéma statique de poutrelle type 1.	21
Figure III. 2: Schéma statique de poutrelle type 2.	27
Figure III. 3: Schéma statique de poutrelle type 3.	28
Figure III. 4: Schéma statique de poutrelle type 4.	28
Figure III. 5: Schéma statique de poutrelle type 5.	29
Figure III. 6: Détail de poutrelle.....	29
Figure IV.1 : Schéma explicatif d'un escalier.	37
Figure IV.2 : Vue en plan d'escalier	38
Figure IV.3 : Schéma statique escalier.....	39
Figure IV.4 : Schéma de ferrailage de poutre palière	46
Figure IV.5 : Ferrailage d'escalier	46
Figure IV.6 : Dimensions de balcon.....	46
Figure IV.7 : Schéma statique du balcon.	47
Figure IV.8 : Bande de balcon.	48
Figure IV.9 : Schéma de ferrailage du balcon.....	50
Figure IV.10 : Concept de l'ascenseur et schéma statique.....	51
Figure IV. 11 : Schéma représentant la surface d'impact.	52
Figure IV.12 : Schéma de ferrailage de la dalle machine	56
Figure IV.13 : Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur.....	57
Figure IV. 14: Schéma de l'acrotère	58
Figure IV.15 : Section à ferrailer.	61
Figure IV.16 : Ferrailage de l'acrotère.....	64
Figure V.1 : Schéma de model de logiciel sap2000	70
Figure V.2 : Schéma de spectre.....	70
Figure V.3 : Disposition des voiles	71
Figure V.4 : 1 ^{er} mode (translation suivant Y).....	72
Figure V.5 : 2 ^{eme} mode (translation suivant X)	72
Figure V.6 : 3 ^{eme} mode (torsion autour de Z).....	73
Figure VI. 1: Schéma de ferrailage des poteaux.	88
Figure VI. 2: Schéma ferrailage des poutres principales.	95
Figure VI. 3: Schéma de Ferrailage des poutres secondaires.....	101
Figure VI. 4 : voile soumis à la flexion composée.....	102
Figure VI. 5: Schéma de ferrailage de voile V20.....	107
Figure VI. 6: Schéma de ferrailage de voile V15.....	108

Figure VII.1 : Schéma de dimension de radier.....	110
Figure VII.2 : Moment M_{11} a ELU	113
Figure VII.3 : Moment M_{22} a ELU	113
Figure VII.5 : Schéma représente ferrailage de nervure	120
Figure VIII. 1 : Endommagement correspondant. [5]	122
Figure VIII. 2 : Défèrent éléments de la méthode capacité spectrale (ATC 40)	124
Figure VIII.3 : Transformation ADRS du spectre de réponse [7].	126
Figure VIII.4 : Idéalisation bi linéaire de la courbe de capacité.	126
Figure VIII.5 : Représentation d'une famille de spectres réduits.....	127
Figure VIII.6 : Fenêtre principale de USC_RC.....	127
Figure VIII.7 : Fenêtre résultats obtenus par USC_RC.....	128
Figure VIII.8.: Introduction des rotules plastiques des poutres sur SAP2000	129
FigureVIII. 9: Introduction des rotules plastiques des poteaux.....	129
FigureVIII. 10 : Introduction des rotules plastiques des poteaux.....	130
FigureVIII. 11 : Introduction non linéarité des voiles.....	131
FigureVIII. 12 : Introduction des donnés des voiles	131
FigureVIII. 13: Définition du chargement de l'analyse push over sous charges verticales	133
FigureVIII. 14: Définition du chargement de l'analyse push over (Sens yy).	134
FigureVIII. 15: Spectre de RPA =1	134
FigureVIII. 16 : Résultats de l'analyse push over.	135
FigureVIII. 17: Détermination du point de performance par SAP2000.	135
FigureVIII. 18: Données de la courbe de capacité dans la forme (S_a-S_d).....	136
FigureVIII. 19 : Loi de comportement de la rotule plastique [19]	136
FigureVIII. 20: Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sens X-Z.....	137
FigureVIII. 21: Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sens X-Y.....	138
FigureVIII. 22 : Idéalisation selon le FEMA – 356	141
FigureVIII. 23: ductilité en déformation	142

Liste des Notation

G : Action permanente
Q : Action d'exploitation
E : Action accidentelle
 $\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton
 σ_{bc} : Contrainte du béton
 $\overline{\sigma}_t$: Contrainte admissible d'acier
 σ_t : Contrainte d'acier
 $\overline{\tau}$: Contrainte admissible de cisaillement
 τ : Contrainte ultime de cisaillement
 σ_{bc} : Déformation du béton en compression.
fbc: Contrainte de calcul
f_{cj}: Résistance à la compression
f_{tj} : Résistance à la traction
f_{c28}: Résistance caractéristique a 28jours
E_{ij}: Déformations instantanées.
E_{vi}: Déformations différées.
 ν : Coefficient de poisson.
A_{st} : Section d'armature
A_r : Armature de répartition
 γ_b : Coefficient de sécurité de béton
 γ_s : Coefficient de sécurité d'acier
 Θ : Coefficient d'application
 η : Facteur de correction d'amortissement
I_x, I_y: Moment d'inertie
i_x, i_y : Rayon de giration
 μ : Moment ultime réduit
 α : 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.
 λ : 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
 β : Coefficient de pondération
 f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
 L_f : Longueur de flambement.
 \bar{f} : Flèche admissible.
f : Flèche.
 ϕ_l : Diamètre d'une barre d'acier longitudinal
 ϕ_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.
 δ_e : déplacement élastique
 δ_u : déplacement ultime
 β_0 : coefficient d'amplification spectrale

Introduction Générale

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes sont des phénomènes complexes et fortement endommageant, ils ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices. Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparition aléatoire. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte de différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitations. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques) étant donné qu'il est situé en zone I et qu'il dépasse les 14 mètres de hauteur.

Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Notre travail consiste dans un premier lieu à exposer une procédure qui permet d'évaluer la performance sismique des structures mixtes, en utilisant la méthode de capacité spectrale, proposée par le règlement Américain ATC40.

En second lieu, les paramètres (déplacements inter étages, demande en ductilité, raideur au point de *performance*, mécanisme de ruine) issues de la méthode statique non linéaire.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- ✓ La présentation du projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements est donnée au premier chapitre.
- ✓ Le dimensionnement des éléments du bâtiment au deuxième chapitre.
- ✓ Le calcul des éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et, l'acrotère, les dalles pleines, l'ascenseur au troisième chapitre
- ✓ Au chapitre quatre, l'étude dynamique est faite en utilisant le logiciel SAP 2000.
- ✓ Le calcul du ferrailage des éléments structuraux dans le chapitre cinq.
- ✓ Dans le sixième chapitre l'étude des fondations a été menée.

CHAPITRE I : Présentation du projet

I.1 Introduction :

Parmi les types les plus courants des bâtiments modernes, on trouve « les structures à ossature de béton » qui sont les plus communs à l'échelle internationale. Comme son nom l'indique, ce type de bâtiment se compose des éléments suivants : le cadre ou le squelette de béton dit portique dont ces membres horizontaux sont appelés poutres et les membres verticaux sont appelés poteaux ainsi que les plans plats appelés dalles. Parmi ceux-ci, le poteau est l'élément le plus important, car c'est l'élément porteur principal du bâtiment. En effet, si vous endommagez une poutre ou une dalle dans un bâtiment, cela affectera seulement un étage, par contre si vous endommagez un poteau le bâtiment pourrait se faire tout tomber.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Notre travail consiste à étudier un bâtiment composé d'un rez-de-chaussée et de sept (7) étages (R+7) à usage multiple, constitué de :

- Un rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial.
- Du 1er au 7ème étage à usage d'habitation.

Le bâtiment est implanté à la cité Yaghmorassen Ibn Zaiane Commune et Wilaya de TLEMCEM classée en (Zone I) selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version2003) comme une zone de faible sismicité.

I.3 Description géométrique:

Dimensions en élévation	Hauteur du bloc	29.16 m
	Hauteur du rez-de-chaussée	4.08 m
	Hauteur étage courant	3.06 m
Dimensions en plan	Longueur totale	28.66 m
	Largueur totale	25.95 m

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques du bâtiment.

I.4 Caractéristiques géotechniques du sol :

D'après le rapport du sol, le sol d'assise de construction présente les caractéristiques suivantes:

- La contrainte du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 3$ bars, pour un ancrage $D = 2$ m.
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$.
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent).

I.5 Conception de l'ouvrage :

I.5.1 Ossature :

Cette structure est 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.5.2 Planchers :

- Les planchers des différents niveaux sont prévus en corps creux (Figure I.1)
- Le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique (étanchéité multicouche) et une pente moyenne de 10% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.
- Les planchers des balcons sont prévus en dalle pleine.

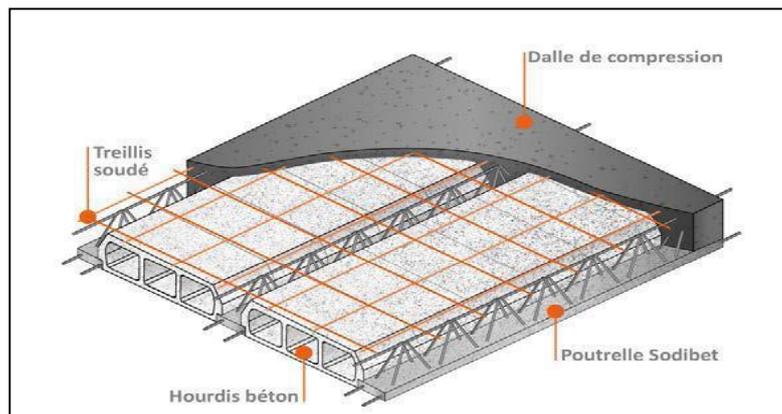


Figure I.1: Plancher en corps creux.

I.5.3 Escaliers :

Le bâtiment est munit d'une cage d'escalier, composée d'un palier et de paillasses, réalisés en béton armé coulé sur place.

I.5.4 Revêtement :

Le revêtement est constitué de:

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

I.5.5 Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher.

Au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois.

L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

I.5.6 Maçonnerie :

a. Murs extérieurs :

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuse extérieur de 15 cm d'épaisseur et intérieur de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm pour l'isolation thermique, d'où l'épaisseur du mur est de 30 cm.

b. Murs intérieurs :

Ils sont réalisés en 2 types de briques creuses de 10 et de 15 cm d'épaisseur.

I.5.7 Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, est entourée d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60 cm et d'une épaisseur de 10 cm.

I.5.8 Ascenseur :

C'est un appareil automatique élévateur, comportant une cabine permettant le déplacement des personnes entre les différents étages du bâtiment.

I.5.9 Fondations:

Le poids du bâtiment repose sur le sol (ou la roche). Donc les fondations transfèrent le poids du bâtiment au sol. La plupart des bâtiments ont une sorte de structure de fondation directement sous chaque poteau principal, de manière à transférer les charges du poteau directement au sol.

I.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99v2003 sont exigés et doivent caractérisés les matériaux utilisés dans la construction

I.6.1 Béton:

Le béton est un mélange de sable, de ciment, de granulats et d'eau.

Lorsque nous parlons de béton dans le secteur du bâtiment, nous parlons de béton armé. Son nom complet est béton de ciment renforcé, c'est un béton qui contient des barres d'acier. Cette combinaison fonctionne très bien, car le béton est très résistant à la compression, facile à produire sur place et peu coûteux, et l'acier est résistant à la traction.

I.6.1.1 Résistance du béton

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} est égale à la rupture par compression à « j » jours sur un cylindre de 200 cm² de section, avec une hauteur de 32 cm et un diamètre de 16 cm.

- **Compression :**

$$\text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa : } f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{Si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ jours}$$

$$\text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa : } f_{cj} = \frac{j}{1,4+0.95j} f_{c28} \quad \text{Si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ jours}$$

- **Traction :** La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée est conventionnellement définie par la relation:

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

I.6.1.2 Module de déformation longitudinale du béton:

- Module instantané : $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ MPa.}$
Pour le calcul sous charges de courte durée (<24h)
- Module différé : $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,9 \text{ MPa.}$
- Pour le calcul sous charges de longue durée (>24h)

I.6.1.3 Coefficient de poisson:

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré (à l'ELU).

$\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré (à l'ELS).

I.6.1.4 Contrainte admissible de cisaillement :

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) \text{ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une section en béton est définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u .

$$\tau_u = \frac{T}{bd}$$

Avec : b : Largeur de la section ; d : Hauteur utile ($d=0.9h$)

I.6.1.5 Etats limites :

- **Etat limite ultime de résistance « ELU » :**

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole- rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

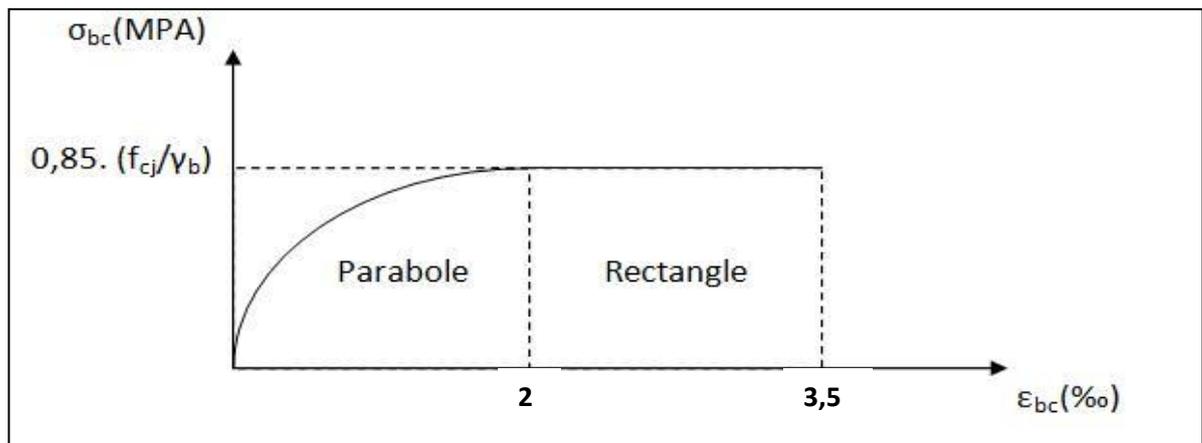


Figure I.2 : Diagramme contrainte de compression Déformation de béton à l'ELU

$$f_{cj} = \frac{0,85Xf_{cj}}{\gamma b X \theta}$$

Avec : f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\% \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\%$

ϵ_{bc} : La déformation du béton à la compression

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

γ_b : Coefficient de sécurité $\left\{ \begin{array}{l} 1,5 \text{ . cas général} \\ 1,15 \text{ cas accidentel} \end{array} \right.$

θ : Facteur de durée d'application des charges $\left\{ \begin{array}{l} 1 \text{ durée } > 24\text{h} \\ 0,9 \text{ durée } < 24\text{h} \\ 0,85 \text{ durée } < 1\text{h} \end{array} \right.$

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement:

$$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \implies \sigma_{bc} = f_{bc} \left[\frac{1 - (2 \times 10^{-3} - \epsilon_{bc})^2}{2 \times 10^{-3}} \right]$$

$$2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \implies \sigma_{bc} = f_{bc}$$

- **Etat limite service de résistance « ELS » :**

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations calculées sans dépassement des contraintes limites, en supposant que le matériau se déforme dans le domaine élastique.

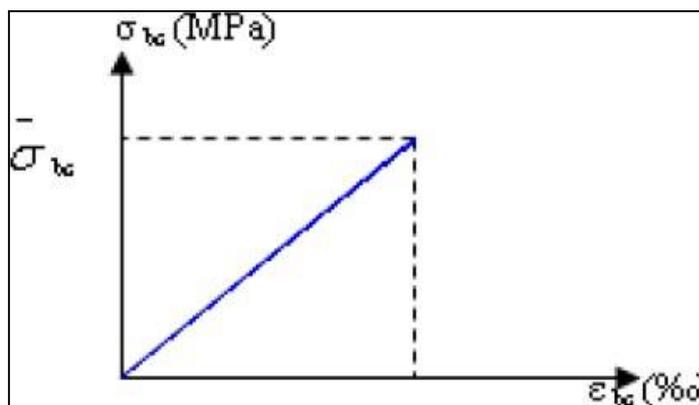


Figure I.3: Diagramme de calcul à l'état limite de service

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

I.6.2 Armatures (Aciers):

Les armatures en acier doivent supporter les efforts de traction dans les éléments fléchis et tendus, et de renforcer les sections des pièces comprimées. La caractéristique importante de l'ossature en acier est sa flexibilité. Il peut se courber sans se fissurer, ce qui est un autre grand avantage. La troisième caractéristique de l'acier est sa plasticité ou sa ductilité, cette propriété permet aux bâtiments en acier de se déformer, avertissant ainsi les habitants de s'échapper.

Dans la plupart des cas, l'acier est beaucoup plus performant en tremblement de terre que la plupart des autres matériaux en raison de ces propriétés.

I.6.2.1 Types d'aciers :

Dans la pratique on utilise les nuances d'acier suivantes :

❖ **Les ronds lisses (R.L) :**

- Fe E 215 MPa
- Fe E 235 MPa

❖ **Les hautes adhérences (H.A) :**

- Fe E 400 MPa
- Fe E 500 MPa

❖ **Les treillis soudés (T.S) :**

- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3,5$ mm
- Treillis soudés de maille 200 x 200 mm² avec $\Phi = 5$ mm

I.6.2.2 Contraintes limites :

❖ **Etat limite ultime « ELU » :**

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte-déformation, tels que représenté sur la figure I.4

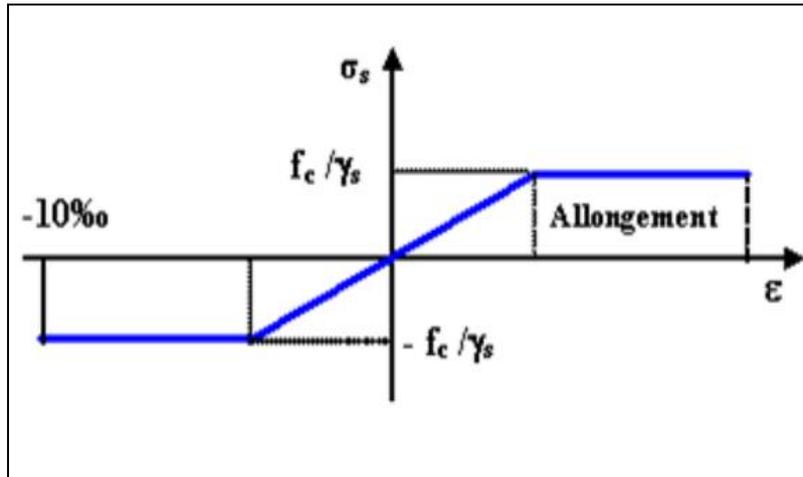


Figure I. 4: Diagramme contrainte-déformation d'acier.

Tels que :

γ_s : coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situation accidentelle.

$\gamma_s = 1,15$ cas de situation général.

❖ **Etat limite de service « ELS » :**

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible $\implies \sigma_{st}$ pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable $\implies \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min (2/3f_e ; 110 \eta \sqrt{f_{tj}})$.
- Fissuration très préjudiciable $\implies \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min (1/2f_e ; 90\eta \sqrt{f_{tj}})$.

η : Coefficient de fissuration:

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

I.6.2.3 Module d'élasticité longitudinal :

Sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier:= 200000 MPa.

I.7 Hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

I.7.1 Béton :

La résistance du béton à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

La résistance du béton à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

Le module d'élasticité instantané de béton à 28 jours : $E_i = 32164,20 \text{ MPa}$

Le module d'élasticité différé de béton : $E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa}$

I.7.2 Acier :

Armatures longitudinales : FeE400 HA $F_e = 400 \text{ MPa}$

Armatures transversales : FeE235 RL $F_e = 235 \text{ MPa}$

Treillis soudés (pour la dalle de compression) $150 \times 150 \text{ mm}^2$ avec $\Phi = 6 \text{ mm}$

Module d'élasticité longitudinal: $E_s = 200000 \text{ MPa}$

I.8 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'actions suivantes :

❖ **Etat limite ultime : $1,35G + 1,5Q$**

❖ **Etat limite service : $G + Q$**

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques Algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

✓ $G + Q \pm E$

✓ $G + Q \pm 1,2E$

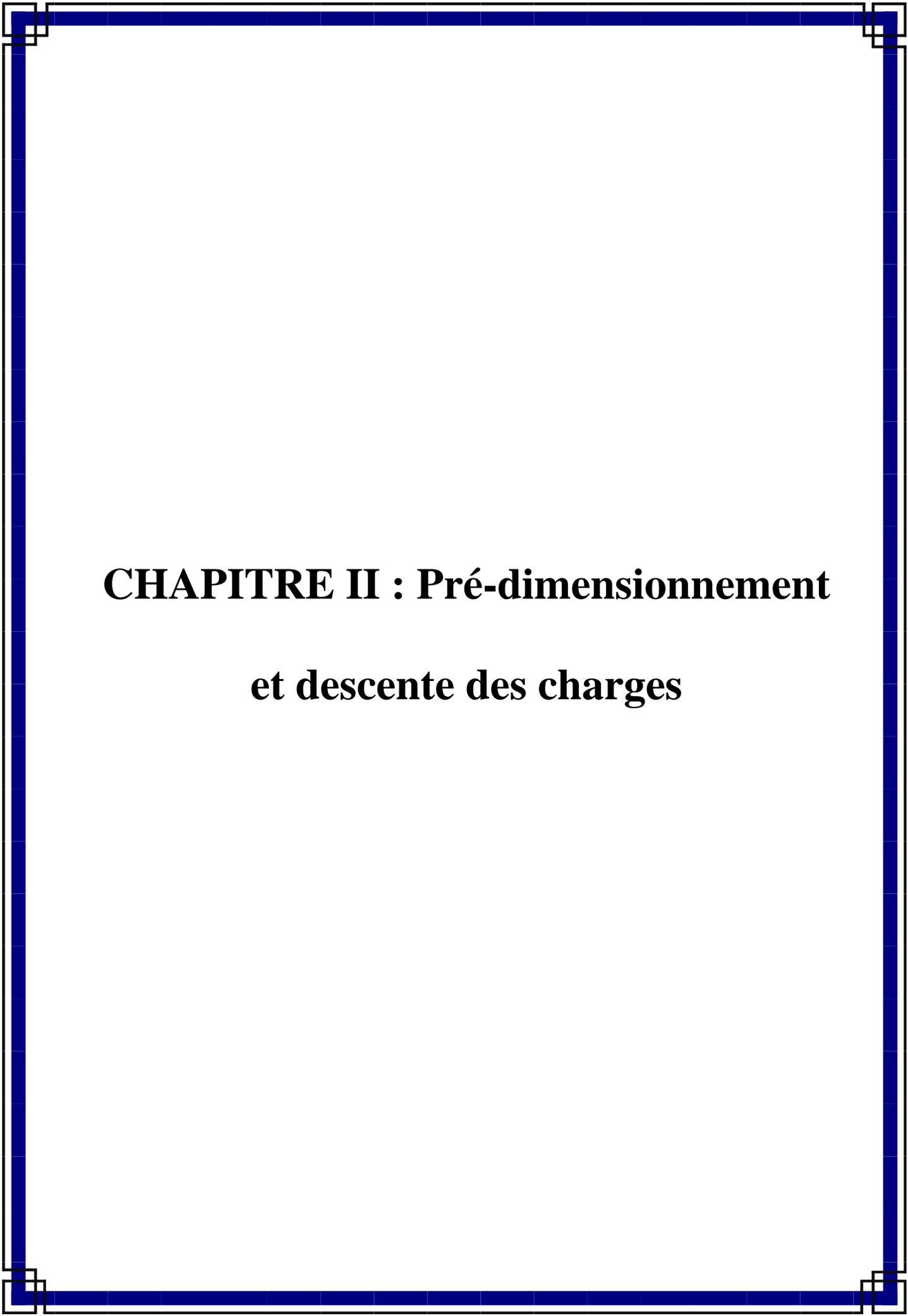
✓ $0,8G \pm E$

Avec :

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme



CHAPITRE II : Pré-dimensionnement et descente des charges

II.1 Introduction :

L'évaluation des différents éléments résistants : poteaux, poutres, voiles et autres, passent impérativement par un dimensionnement préliminaire appelé pré-dimensionnement qui sera fait selon les règles du **B.A.E.L 91** et du **RPA99 V 2003**. Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharge pour chaque élément porteur de tous les niveaux et jusqu'à la fondation.

II.2 Détermination de l'épaisseur du plancher :

On appliquant la condition de flèche : $\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22,5}$

Avec :

L : la plus grande portée d'une poutrelle.

$$\Rightarrow ht \geq \frac{400}{22,5} = 17,77 \text{ cm.}$$

On prend: $ht = 21 \text{ cm}$

Donc les planchers sont de type (16+5) cm, avec 16 cm de corps creux et 5 cm de dalle de compression.

II.3 Descente de charges :

II.3.1 Plancher terrasse inaccessible :

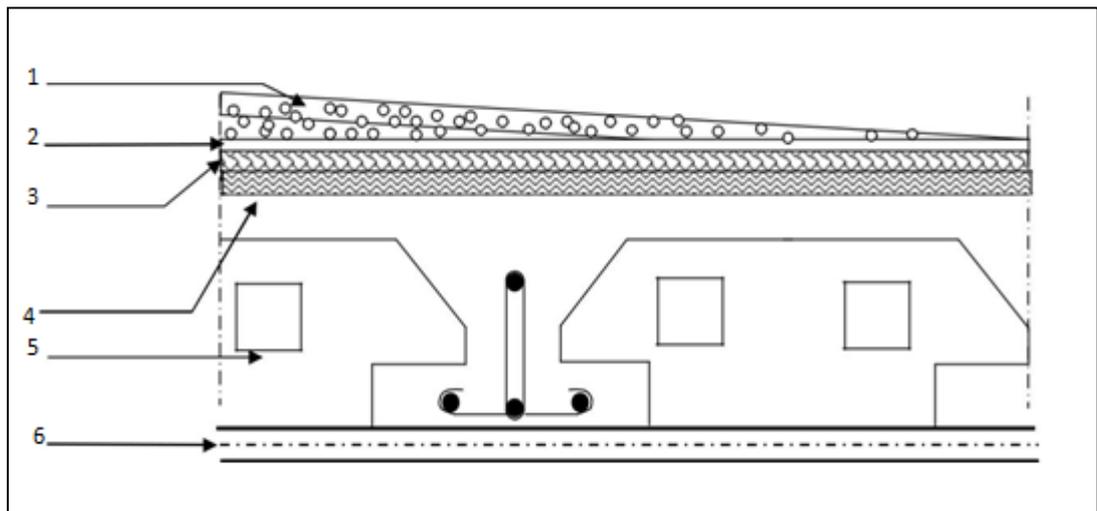


Figure II.1: Plancher terrasse inaccessible.

II: Pré-dimensionnement et descente de charges

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids KN /m ²
1	Gravillon de protection	0,04	0,80
2	Etanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Forme de pente en béton léger	0,1	2,20
4	Isolation thermique en liège	0,04	0,16
5	Plancher à corps creux	(0,16+0,05)	2,93
6	Enduit en plâtre	0,02	0,2
Charge permanente			G = 6,41
Surcharges d'exploitation			Q= 1

Tableau II.1: Descente de charges plancher terrasse inaccessible.

II.3.2 Plancher RDC et étages courants :

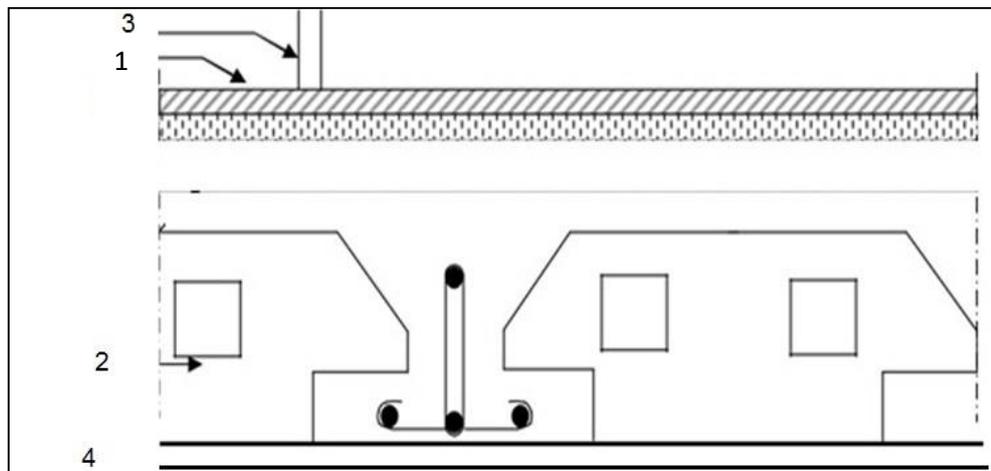


Figure II.2 : Plancher RDC et Étages courants.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids KN /m ²
1	Carrelage + mortier	0,02	1,18
2	Plancher à corps creux	(0,16+0,05)	2,93
3	Cloisons	0,10	1,00
4	Mortier en ciment	0,02	0,40
Charge permanente			G = 5,51
Surcharges d'exploitation			Q = 1,5

Tableau II.2 : Descente de charges planchers RDC et étages courants.

II.3.3 Murs :

- Extérieurs :

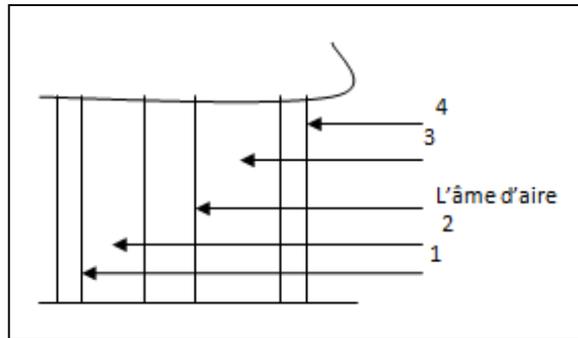


Figure II.3 : Coupe transversale du mur extérieur.

N°	Désignation	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit extérieur en ciment	0,02	0,40
2	Briques creuses	0,15	1,35
3	Briques creuses	0,10	0,90
4	Enduit intérieur en ciment	0,02	0,4
		G	3,05

Tableau II. 3 : Descente de charges des murs extérieurs

- Intérieurs :

On a utilisé deux types de murs :

- a) Type 1 :

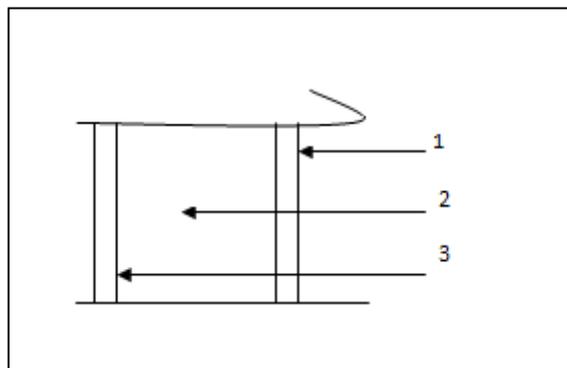


Figure II.4 : 1^{er} type : Coupe transversale du mur intérieur.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0,02	0,18
2	Briques creuses	0,10	0,90
3	Enduit en plâtre	0,02	0,18
		G	1,26

Tableau II.4 : Descente des charges (1^{er} type : Murs intérieurs)

b) Type 2 :

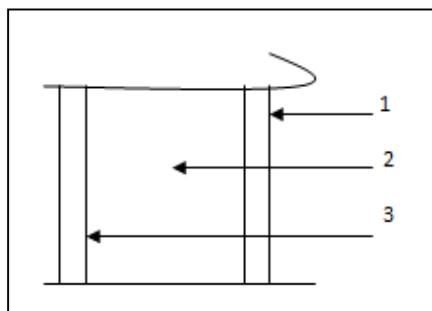


Figure II.5 : 2^{eme} type : Coupe transversale du mur intérieur

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0,02	0,18
2	Briques creuses	0,15	1,35
3	Enduit en plâtre	0,02	0,18
		G	1,71

Tableau II.5 : Descente de charges (2^{eme} type : Murs intérieurs)

II.3.4 Balcons :

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids (KN /m ²)
1	Carrelage	0,02	0,4
2	Mortier de pose	0,02	0,4
3	Lit de sable	0,02	0,38
4	Dalle en béton armé	0,15	3,75
4	Enduit en plâtre	0,02	0,2
		G	5,13
		Q	3,5

Tableau II.6 : Descente de charges balcon en dalle pleine.

II.3.5 Escaliers :

- Volée :

Désignation	P (KN/m ³)	e (m)	P (KN/m ²)
Revêtement de carrelage horizontal	22	0.02	0.44
Revêtement de carrelage vertical	22*0.17/0.30	0.02	0.2493
Mortier en ciment horizontal	20	0.02	0.4
Mortier en ciment vertical	20*0.17/0.3	0.02	0.2267
Lit de sable	19	0.02	0.38
Poids propre de palliasse	25/cos31	0.15	4.37
Poids propre des marches	0.17*22/2	/	1.87
Garde-corps	/	/	0.1
Enduit plâtre	10/cos31	0.015	0.1749
			G
			8,21
			Q
			2.5

Tableau II.7 : Descente de charges volée

- Palier :

Désignation	p (KN/m ³)	e (m)	P (KN/m ²)
Poids propre de palliasse	25	0.15	3.75
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	19	0.2	0.38
Enduit plâtre	10	0.015	0.15
			G
			5.12
			Q
			2.5

Tableau II.8 : Descente de charges palier.

II.4 Pré-dimensionnement des éléments structuraux :

II.4.1 Introduction :

Pour une meilleure stabilité de la structure, il faut que tous ses éléments : poteaux et poutres soient pré-dimensionnés de façon à reprendre les sollicitations suivantes :

- ✓ Sollicitations verticales : les charges permanentes et les surcharges.
- ✓ Sollicitations horizontales: les séismes.

Le pré-dimensionnement de la structure est réalisé selon les règles BAEL91 et RPA99version 2003.

II.4.2 Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux. Il existe 2 types de poutres : poutres principales et poutres secondaires.

Règles de dimensionnement selon le RPA99v2003 :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{et} \quad 0,4.h \leq b \leq 0,7.h$$

Avec $\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right.$

II.4.2.1 Les poutres principales :

Elles reçoivent les charges transmises par les poutrelles et les réparties sur les poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

- Elles relient les poteaux.
- Elles Supportent la dalle.

$$L = 400 \text{ cm} \quad 400/15 \leq h \leq 400/10 \left\{ \begin{array}{l} \implies 26,66 \leq h \leq 40 \text{ cm} \\ \text{On prend: } h= 35 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$h = 35 \text{ cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} 0,4(35) \leq b \leq 0,7(35) \implies 14 \leq b \leq 24,5 \text{ cm} \\ \text{On prend: } b= 30 \text{ cm (min RPA).} \end{array} \right.$$

Selon RPA: $\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30\text{cm} \implies 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{CV}). \\ b \geq 20\text{cm} \implies 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{CV}). \\ h/b \leq 4 \implies 35/30 = 1,16 \leq 4 \dots\dots\dots (\text{CV}). \end{array} \right.$

II.4.2.2 Les poutres secondaires (Chaînages) :

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

$$L = 400 \text{ cm} \quad 400/15 \leq h \leq 400/10 \left\{ \begin{array}{l} 26,66 \leq h \leq 40 \text{ cm} \\ \text{On prend: } h = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$h = 30 \text{ cm} \left\{ \begin{array}{l} 0,4(30) \leq b \leq 0,7(30) \quad 12 \leq b \leq 21 \text{ cm} \\ \text{On prend : } b = 30 \text{ cm (min RPA).} \end{array} \right.$$

Selon RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30\text{cm} \implies 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{CV}). \\ b \geq 20\text{cm} \implies 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{CV}). \\ h/b \leq 4 \implies 30/30 = 1 \leq 4 \dots\dots\dots (\text{CV}). \end{array} \right.$$

II.4.2.3 Poutres palières :

Le rôle des poutres palières consiste à supporter la paillasse de l'escalier.

$$L = 400 \text{ cm} \quad 400/15 \leq h \leq 400/10 \left\{ \begin{array}{l} 26,66 \leq h \leq 40 \text{ cm} \\ \text{On prend: } h = 35 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$h = 35 \text{ cm} \left\{ \begin{array}{l} 0,4(35) \leq b \leq 0,7(35) \implies 14 \leq b \leq 24,5 \text{ cm} \\ \text{On prend : } b = 30 \text{ cm (min RPA).} \end{array} \right.$$

Selon RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30\text{cm} \implies 35 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{CV}). \\ b \geq 20\text{cm} \implies 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{CV}). \\ h/b \leq 4 \implies 35/30 = 1,16 \leq 4 \dots\dots\dots (\text{CV}). \end{array} \right.$$

II.4.3 Pré-dimensionnement des poteaux :

II.4.3.1 Le poteau central:

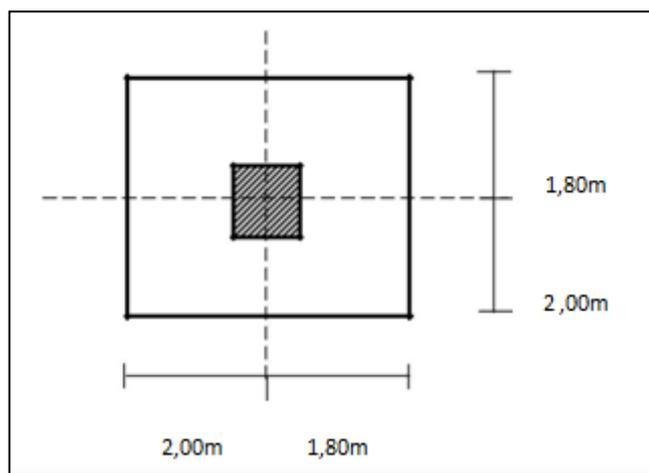


Figure II.6 : Section du poteau central.

Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S:

$$S = (1,8+2)*(1,8+2) = 14,44 \text{ m}^2.$$

Avec :

S : surface supportée par le poteau le plus défavorable.

On suppose une charge moyenne de : $Q = 1 \text{ t/m}^2$.

$$N_u = Q \cdot S \cdot n$$

Q : Charge moyenne répartie de 1 t/m^2 .

n : nombre d'étage (plancher).

▪ Poteaux RDC (n = 9) :

$$N_u = 1 \times 14,44 \times 9 = 129,96 \text{ t.} \quad \text{On prend : } N_u = 130 \text{ t}$$

$$N_u = 1.3 \text{ MN.}$$

$$\text{Soit : } a = \frac{L_f \cdot 2\sqrt{3}}{\lambda}$$

Avec : $\lambda = 35$ (poteau rectangulaire)

L_f : longueur de flambement.

$L_f = 0.7 l_0$ (Poteau est encasté directement sur les fondations)

Avec:

l_0 : Hauteur RDC : $l_0 = 4,08 \text{ m}$.

$$L_f = 0.7 * 4,08 = 2,856 \text{ m}$$

$$a = \frac{2,856 * 2\sqrt{3}}{35} = 0.2826 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } a = 28,26 \text{ cm.}$$

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{35}{35} \right)^2 = 1,2.$$

$$\text{Donc : } \beta = 1,2$$

Calcul de section réduite (B_r) :

$$B_r \geq \frac{\beta * N_u}{\left[\frac{F_{bc}}{0,9} + 0,85 * \frac{A_s}{B_r} * \frac{F_e}{\gamma_s} \right]}$$

Avec:

$A_s / B_r = 1\%$. (**BAEL 91 modifié 99**)

$$F_e = 400 \text{ MPa.}$$

$$F_{bc} = 14,17 \text{ MPa.}$$

$$\gamma_s = 1,15.$$

$$\Rightarrow B_r \geq \frac{1,2 * 1,3}{\left[\frac{14,17}{0,9} + 0,85 * \frac{1}{100} * \frac{400}{1,15} \right]} = 0.083467 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow B_r \geq 834,67 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a - 0,02) \cdot (b - 0,02) \geq 0,0834 \text{ m}^2$$

$$B_r = (0,2826 - 0,02) \cdot (b - 0,02) \geq 0,0834 \text{ m}^2$$

$$b \geq 0,2956 \text{ m} = 29,56 \text{ cm.}$$

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

- **Calcul de section suivant RPA 99v2003 :**

$$\frac{Nu}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

B : section du poteau

- **Poteau RDC :**

$$\frac{Nu}{0,3 \cdot f_{c28}} \leq B \quad \Rightarrow \quad B \geq \frac{1,3}{0,3 \cdot 25} = 1733,33 \text{ cm}^2$$

$$b=a \geq \sqrt{1733,33} = 41,63 \text{ cm, on prend: } b=a=45 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{Poteau de RDC } (45 \cdot 45) \text{ cm}^2$$

- **Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):**

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow 30 \geq 25 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots (\text{CV}) \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20,40 \text{ cm} \Rightarrow 30 \geq 20,40 \quad \dots\dots\dots (\text{CV}) \\ 1/4 < a/b < 4 \Rightarrow 1/4 < 30/30 < 4 \quad \dots\dots\dots (\text{CV}) \end{array} \right.$$

- **Vérification du poteau au flambement :**

$$I_x = I_y = ab^3 / 12 = 30^4 / 12 = 67500 \text{ cm}^4$$

Rayon de giration i_x, i_y :

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{a \cdot b}} = \sqrt{\frac{67500}{30 \cdot 30}} = 8,66 \text{ cm}$$

Elancements mécanique (x, y) :

$$L_f = K \cdot h_o$$

Avec :

L_f : longueur de flambement.

$h_o = 4,08 \text{ m}$ (La hauteur sur le plafond).

$K = 0,7$ Pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.

$$x = y = L_f / i_x = 0,7 \times 4,08 / 8,66 \cdot 10^{-2} = 32,97$$

$$x = y = 32,97 < 70 \quad \dots\dots\dots (\text{CV})$$

II.4.4 Récapitulation de pré-dimensionnement:

Elément	Poteaux (cm ²)	Poutres principales (cm ²)	Poutres secondaires (cm ²)
RDC	(45x45)	(30x35)	(30x30)
1 ^{er} étage	(45x45)	(30x35)	(30x30)
2 ^{ème} étage	(40x40)	(30x35)	(30x30)
3 ^{ème} étage	(40x40)	(30x35)	(30x30)
4 ^{ème} étage	(35x35)	(30x35)	(30x30)
5 ^{ème} étage	(35x35)	(30x35)	(30x30)
6 ^{ème} étage	(35x35)	(30x35)	(30x30)
7 ^{ème} étage	(30x30)	(30x35)	(30x30)
Buanderie	(30x30)	(30x35)	(30x30)

Tableau II.9 : Récapitulation de pré-dimensionnement des poteaux et des poutres.

II.4.5 Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments en béton armé qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme.

On a deux types des voiles :

***Voile de soutènement:** Pour soutenir le sol et avoir une bonne sécurité.

***Voile de contreventement :** C'est l'ensemble des éléments reprenant des efforts horizontaux.

Le R.P.A 99(version 2003) exige que les voiles de contreventement vérifient les conditions suivantes :

$$L \geq 4a$$

$$a \geq h_e / 20$$

✓ **Pour type 1 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} L : \text{longueur du voile} \\ a : \text{épaisseur des voiles (a = 15 cm)} \\ h_e : \text{hauteur libre d'étage (3,87)} \\ a \geq 387/20 = 19,35 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend a= 20 cm.

✓ Pour type 2:

$$\left\{ \begin{array}{l} h_e : \text{hauteur libre d'étage} = 2,85 \text{ m} \\ a \geq 285/20 = 14,25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend $a = 15 \text{ cm}$.

Type	Epaisseur des voiles (cm)
01	20
02	15

Tableau II. 10 : Valeurs d'épaisseurs de voiles

II.5 Conclusion :

Après que nous avons fini le pré-dimensionnement des éléments secondaires et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

Plancher : Corps creux est $(16+5)=21 \text{ cm}$.

Dalle pleine : Balcon = 15 cm .

Poutres :

Poutres principales : $35 \times 30 \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires : $30 \times 30 \text{ cm}^2$.

Poutres palière : $30 \times 30 \text{ cm}^2$.

Escalier : (palier, volée) 15 cm .

Voiles : On a deux type de voile.

$e = 20 \text{ cm}$. et $e = 15 \text{ cm}$.

Poteaux :

Poteaux du RDC et étage 1: $(45 \times 45) \text{ cm}^2$.

Poteaux de l'étage 2 et 3: $(40 \times 40) \text{ cm}^2$.

Poteaux des étages 4,5 et 6 : $(35 \times 35) \text{ cm}^2$.

Poteaux des étages 7 et buanderie : $(35 \times 35) \text{ cm}^2$.

CHAPITRE III : Etude de plancher

III.1 Introduction :

Les planchers sont les éléments horizontaux, ils devront être calculés pour résister aux charges et empêcher des déformations qui dépassent les normes admises.

Les planchers ou les dalles se composent de trois parties distinctes :

La partie portante: poutrelles préfabriquées en béton armé, ainsi que le hourdis de remplissage, les dalles en béton armé, pleines ou à nervures. Ces éléments sont horizontaux et séparent les étages d'une construction mais peuvent également être à gradins ou inclinés.

Le revêtement : constituant le sol fini, reposant sur l'ossature portante: carrelage, parquet en bois, dallages divers exécutés sur place, revêtements synthétiques, etc.

Le plafond : réalisé sous l'élément porteur, enduit ou plaques préfabriquées en matériaux de tous genres, etc.

Donc les trois fonctions du plancher sont

- Fonction structurale (structure, ossature).
- Fonction contrôle du milieu (être capable d'assurer l'isolation thermique, phonique et l'étanchéité).
- Fonction de support (ex revêtement de sol, plafond ou équipement).

III.2 Différents types de poutrelles :

On a 5 types de poutrelles, on va prendre le premier type de plancher terrasse comme exemple de calcul, pour déterminer les efforts internes, et on va traiter les autres par SAP2000 :

III.2.1 Exemple de calcul type 1 (Plancher terrasse):

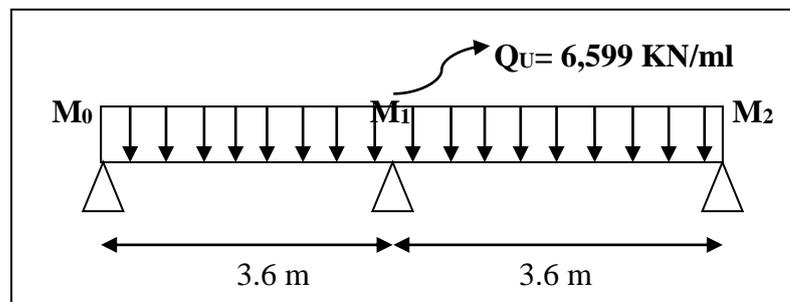


Figure III. 1: Schéma statique de poutrelle type 1.

❖ Méthode des trois moments:

• ELU :

$$M_0.L_1 + 2.M_1.(L_1 + L_2) + M_2.L_2 = -6 (A_1)$$

Avec : $A_1 = R_{1g} + R_{1d}$

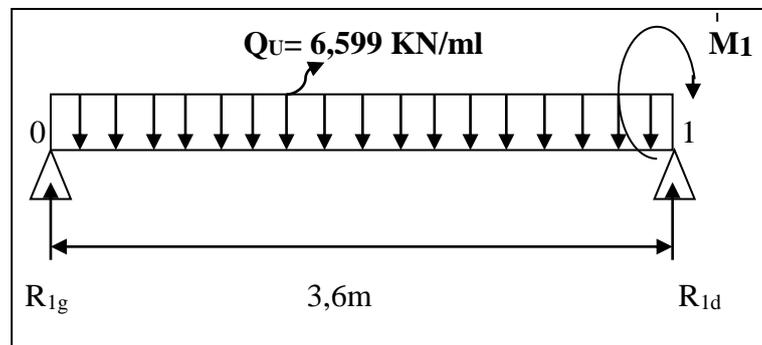
$M_0 = M_2 = 0$ KN.m

$$\Rightarrow 3,6 M_0 + 2.M_1. (3,6+3,6) + M_2.3,6 + 6A_1 = 0$$

$$\Rightarrow 14,4M_1 + 6A_1 = 0$$

✚ Calcul de A_1 et M_1 :

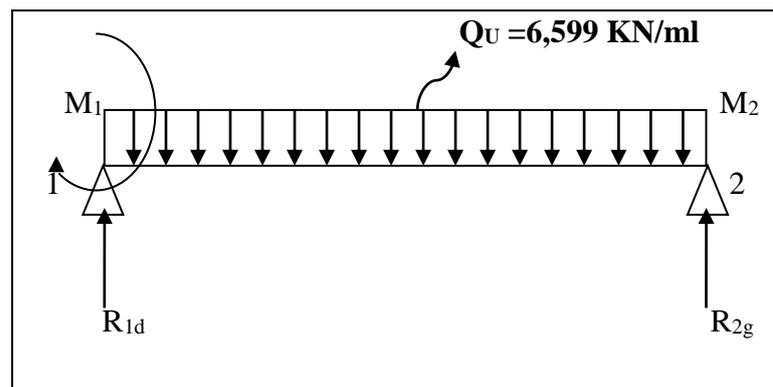
Travée 0-1 :



$$M_{F/0} = 0 \quad \Rightarrow \quad - R_{1g} \cdot 3,6 + 2/3 \cdot [(6,599) \cdot (3,6)^2 / 8] \cdot 3,6 / 2 = 0$$

$$\Rightarrow \quad R_{1g} = 12,82 \text{ KN.}$$

Travée 1-2 :



$$M_{F/2} = 0 \quad \Rightarrow \quad - R_{1d} \cdot 3,6 + 2/3 \cdot [(6,599) \cdot (3,6)^2 / 8] \cdot 3,6 / 2 = 0$$

$$\Rightarrow \quad R_{1d} = 12,82 \text{ KN.}$$

$$A_1 = R_{1d} + R_{1g} \quad \Rightarrow \quad A_1 = 12,82 + 12,82$$

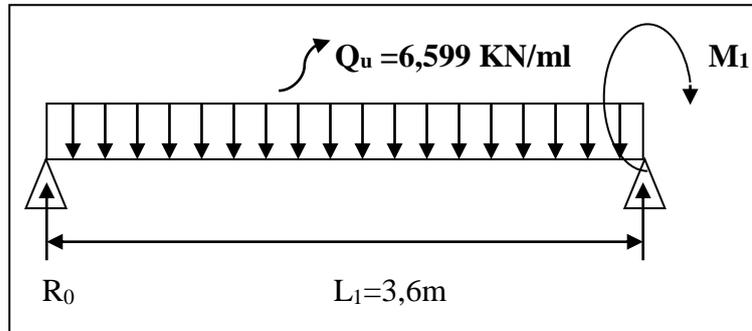
$$\Rightarrow \quad A_1 = 25,64 \text{ KN}$$

On a : $14,4M_1 + 6A_1 = 0$

Donc : $M_1 = (-6 \cdot 25,64) / 14,4$
 $\Rightarrow M_1 = -10,68 \text{ KN.m}$

✚ **Calcul de moment fléchissant et l'effort tranchant :**

Travée 0-1 :



$R_0 + R_1 = q_u \cdot L_1$

$\sum M/1 = 0$

$R_0 \cdot L_1 - (q_u \cdot L^2) / 2 - M_1 = 0$

$\Rightarrow R_0 = 8,91 \text{ KN} \quad \Rightarrow R_1 = 14,84 \text{ KN}$

$\Rightarrow M(x) = R_0 \cdot x - (q_u \cdot x^2) / 2$ $\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(3,6) = -10,68 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

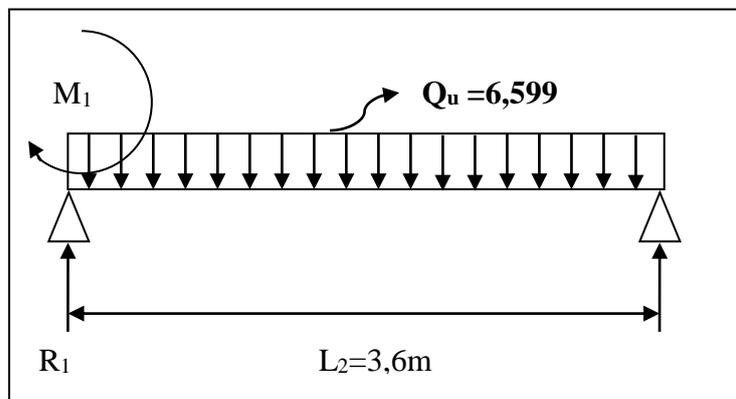
$\Rightarrow T(x) = R_0 - q_u \cdot x$ $\left\{ \begin{array}{l} T(0) = 8,91 \text{ KN} \\ T(3,6) = -14,84 \text{ KN} \end{array} \right.$

$M_{\max} = ?$

Si $T(x) = 0 \Rightarrow x = R_0 / q_u \Rightarrow x = 1,35 \text{ m}$

$\Rightarrow M_{\max} = 6,01 \text{ KN.m}$

Travée 1-2 :



$R_1 + R_2 = q_u \cdot L_2$

$$\sum M/2 = 0$$

$$R_1 \cdot L_2 - (qu \cdot L^2)/2 + M_1 = 0$$

$$\Rightarrow R_1 = 14,84 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad R_2 = 8,91 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_1 \cdot x - (qu \cdot x^2)/2 \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = -10,68 \text{ KN.m} \\ M_1 \\ M(3,6) = 0 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

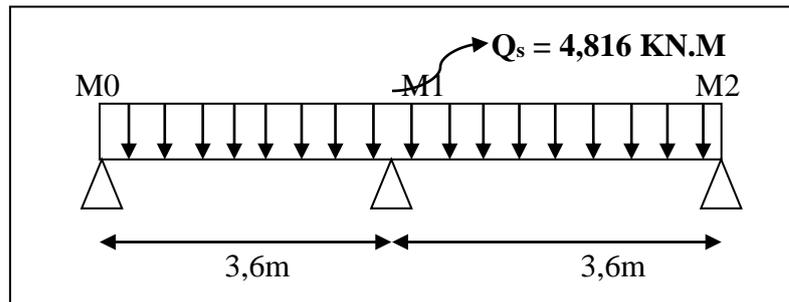
$$T(x) = R_1 - qu \cdot x \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 14,84 \text{ KN} \\ T(3,6) = 8,91 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M_{\max} = ?$$

$$\text{Si } T(x) = 0 \quad \Rightarrow \quad x = R_1 / qu \quad \Rightarrow \quad x = 2,25 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{\max} = 6,00 \text{ KN.m}$$

• **ELS :**



$$M_0 \cdot L_1 + 2 \cdot M_1 \cdot (L_1 + L_2) + M_2 \cdot L_2 = -6 (A_1)$$

Avec : $A_1 = R_1 g + R_1 d$

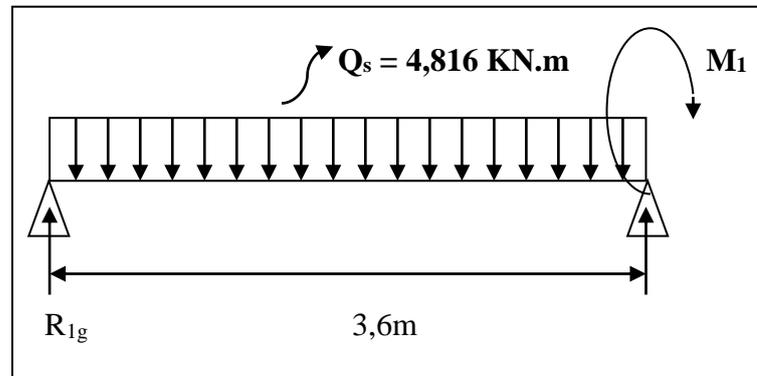
On suppose que : $M_0 = M_2 = 0 \text{ KN.m}$

$$3,6 M_0 + 2 \cdot M_1 \cdot (3,6 + 3,6) + M_2 \cdot 3,6 + 6A_1 = 0$$

$$\Rightarrow 14,4M_1 + 6A_1 = 0$$

✚ Calcul de A_1 et M_1 :

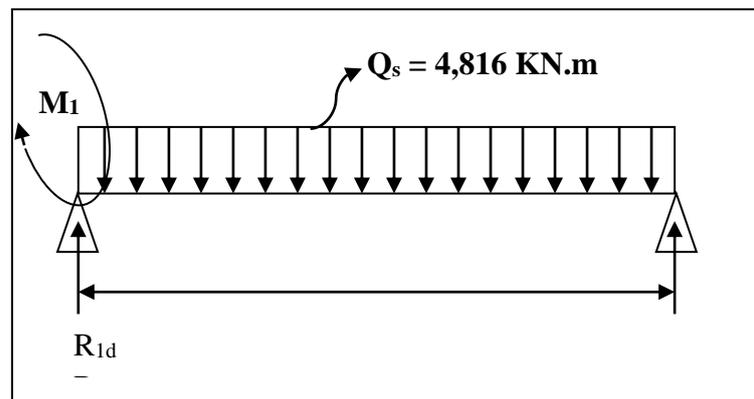
Travée 0-1 :



$$M_{F/0} = 0 \Rightarrow -R_{1g} \cdot 3,6 + 2/3 \cdot [(6,599) \cdot (3,6)^2 / 8] \cdot 3,6 / 2 = 0$$

$$\Rightarrow R_{1g} = 9,36 \text{ KN.}$$

Travée 1-2 :



$$M_{F/2} = 0 \Rightarrow -R_{1d} \cdot 3,6 + 2/3 \cdot [(6,599) \cdot (3,6)^2 / 8] \cdot 3,6 / 2 = 0$$

$$\Rightarrow R_{1d} = 12,84 \text{ KN.}$$

$$A_1 = R_{1d} + R_{1g} \Rightarrow A_1 = 9,36 + 12,84$$

$$\Rightarrow A_1 = 22,2 \text{ KN}$$

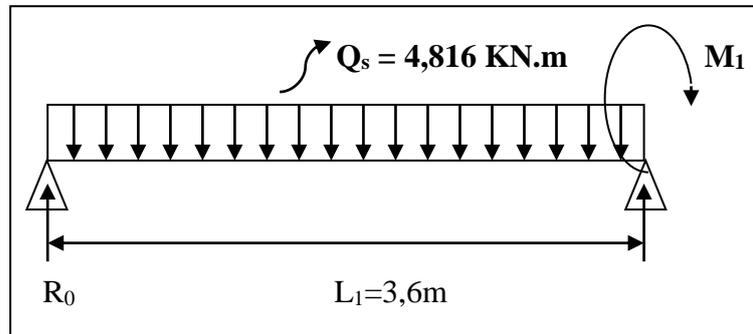
On a : $14,4M_1 + 6A_1 = 0$

Donc : $M_1 = (-6 \cdot 22,2) / 14,4$

$$\Rightarrow M_1 = -9,25 \text{ KN.m}$$

✚ Calcul de moment fléchissant et l'effort tranchant :

Travée 0-1 :



$$R_0 + R_1 = q_s \cdot L_1$$

$$\sum M/1 = 0$$

$$R_0 \cdot L_1 - (q_s \cdot L^2)/2 - M_1 = 0$$

$$\Rightarrow R_0 = 6,09 \text{ KN} \quad \Rightarrow R_1 = 11,24 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_0 \cdot x - (q_s \cdot x^2)/2 \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(3,6) = -9,25 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

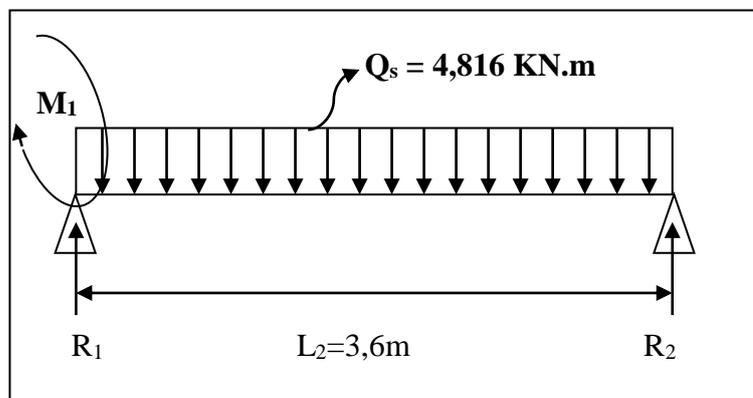
$$T(x) = R_0 - q_s \cdot x \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 6,09 \text{ KN} \\ T(3,6) = -11,24 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M_{\max} = ?$$

$$\text{Si } T(x) = 0 \Rightarrow x = R_0 / q_s \Rightarrow x = 1,25 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{\max} = 3,81 \text{ KN.m}$$

Travée 1-2 :



$$R_1 + R_2 = q_s \cdot L_2$$

$$\sum M/2 = 0$$

$$R_1 \cdot L_2 - (q_s \cdot L_2^2)/2 + M_1 = 0$$

$$\Rightarrow R_1 = 11,24 \text{ KN} \Rightarrow R_2 = 6,09 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_1 \cdot x - (q_s \cdot x^2)/2 + M_1 \begin{cases} M(0) = -9,25 \text{ KN.m} \\ M(3,6) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_1 - q_s \cdot x \begin{cases} T(0) = 11,24 \text{ KN} \\ T(3,6) = -6,09 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max} = ?$$

$$\text{Si } T(x) = 0 \Rightarrow x = R_1 / q_s \Rightarrow x = 2,33 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{\max} = 3,86 \text{ KN.m.}$$

Récapitulatif de calcul :

Plancher	ELU			ELS		
	Mu Travée	Mu Appuis	Tu	Ms Travée	Ms Appuis	Ts
Terrasse	6,00	10,68	14,84	3,86	9,25	11,24

Tableau III.1 : Valeurs des efforts et sollicitations de poutrelles type 1.

III.2.2 .Résultats de calcul des différents types de poutrelles par SAP2000:

- Type 2:

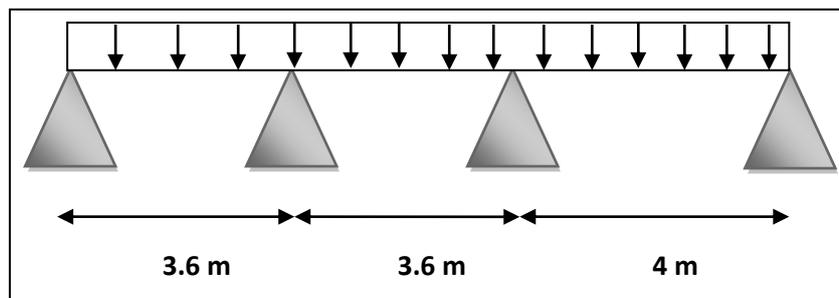


Figure III. 2: Schéma statique de poutrelle type 2.

Récapitulatif de calcul par SAP2000

Plancher	ELU			ELS		
	Mu Travée	Mu Appuis	Tu	Ms Travée	Ms Appuis	Ts
Terrasse	8,62	10,02	15,70	6,29	7,31	11,46
Etages courants	8,22	9,56	13,50	5,95	6,92	10,34
RDC	8,10	9,89	15,25	5,86	7,16	11,06

Tableau III.2 : Valeurs des efforts et sollicitations de poutrelles type 2.

- Type 3:

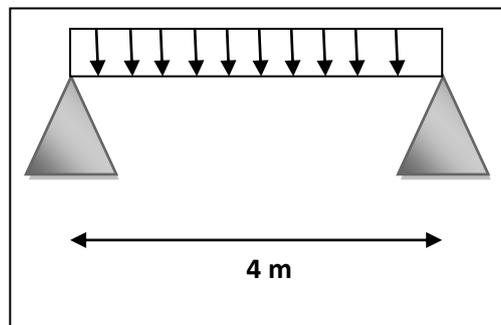


Figure III. 3: Schéma statique de poutrelle type 3.

Récapitulatif de calcul par SAP2000

Plancher	ELU			ELS		
	Mu Travée	Mu Appuis	Tu	Ms Travée	Ms Appuis	Ts
Terrasse	13,20	/	13,20	9,63	/	9,63
RDC+Etages courants	12,60	/	12,60	9,11	/	9,11

Tableau III.3 : Valeurs des efforts et sollicitations de poutrelles type 3.

- Type 4:

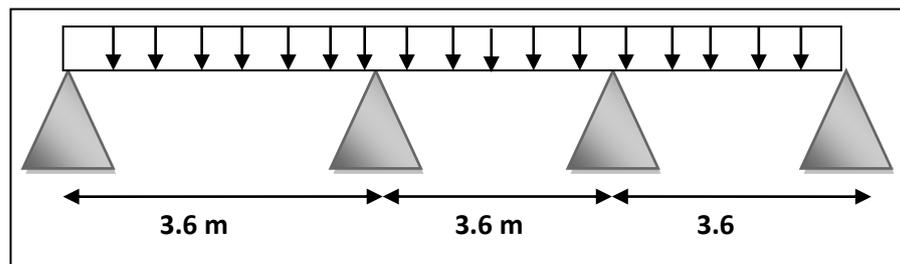


Figure III. 4: Schéma statique de poutrelle type 4.

Récapitulatif de calcul par SAP2000

Plancher	ELU			ELS		
	Mu Travée	Mu Appuis	Tu	Ms Travée	Ms Appuis	Ts
Terrasse	18,39	25,16	23,99	13,42	18,35	17,51
RDC + Etages courants	17,55	24,00	22,89	12,70	17,36	16,56

Tableau III.4 : Valeurs des efforts et sollicitations de poutrelles type 4.

- Type 5:

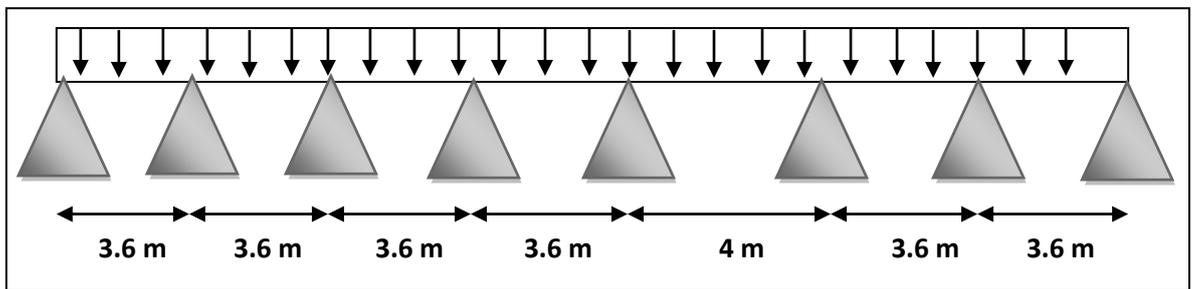


Figure III. 5: Schéma statique de poutrelle type 5.

Récapitulatif de calcul par SAP2000

Plancher	ELU			ELS		
	Mu Travée	Mu Appuis	Tu	Ms Travée	Ms Appuis	Ts
Terrasse	6,76	8,94	14,36	4,94	6,53	10,48
Etages 5 et 6	6,45	8,53	13,71	4,67	6,17	9,92

Tableau III.5 : Valeurs des efforts et sollicitations de poutrelles type 5.

III.3 Ferrailage de poutrelles :

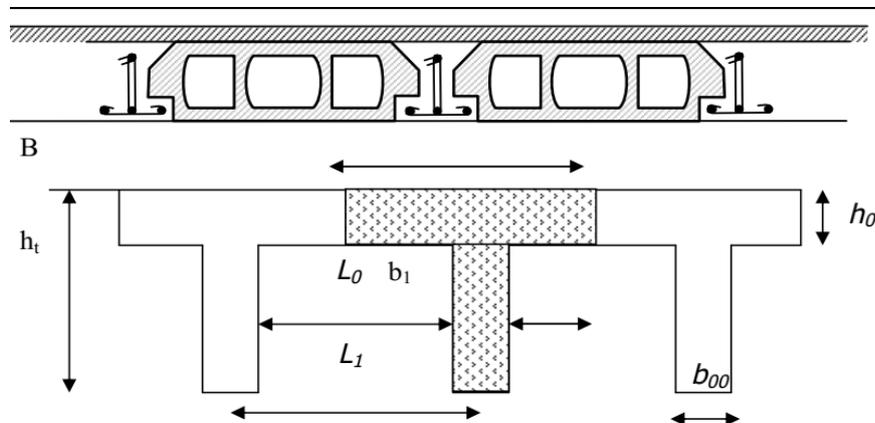


Figure III. 6: Détail de poutrelle.

Dimensions des poutrelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} ht = 16+5 = 21\text{cm} \\ h_0 = 5\text{cm} \\ b_0 = 12\text{cm} \\ l_0 = 2b_1 \\ L = 4\text{m} \end{array} \right.$$

$$B = 2b_1 + b_0$$

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

Tels que :

$$\left\{ \begin{array}{l} ht: \text{Hauteur De La Nervure} \\ h_0: \text{Hauteur De La Dalle De Compression} \\ b_0: \text{Largeur De La Nervure} \\ L: \text{La Largeur Max.} \\ B : \text{Largeur De La Dalle} \\ Ht : \text{La Hauteur Du Plancher} \end{array} \right.$$

Selon les règles B.A.E.L91

La largeur de la dalle de compression « B » est déterminé comme suit :

$$L = 5 \text{ m}$$

$$L_1 = 65\text{cm}$$

$$B = 2b_1 + b_0 \dots\dots\dots (1)$$

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq (L_1 - b_0) \\ b_1 \leq L/10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq (65-12)/2 = 26,5\text{cm} \\ b_0 \leq 400/10 = 40\text{cm} \\ 30 \leq b_1 \leq 40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

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

$$\text{De (1) : } B = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm.}$$

III.3.1 Ferrailage de plancher terrasse :

III.3.1.1 Ferrailage de poutrelle :

1) Armatures longitudinales:

a. ELU :

- En travée :

$$M_u = 6,00 \text{ KN.m} = 0,006 \text{ MN.m}$$

Moment qui équilibre la table :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0.65 \times 0.05 \times 14.17 \left(0.9 \times 0.21 - \frac{0.05}{2} \right)$$

$$M_t = 0.0755 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$M_u < M_t$$

Donc la table n'est pas entièrement comprimée ce qui veut dire que l'axe neutre se trouve dans la table.

On considère notre section (Section Te) comme section rectangulaire de hauteur (h) et de largeur (b) dans les calculs des armatures.

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,006}{0.65 \cdot 0,189^2 \cdot 14,17} = 0,0182 < 0,392 \implies \text{SSA}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u} \right) = 0,0718$$

$$z = d \left(1 - 0,4 \alpha \right) = 0,183 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_{st} = \frac{0,006}{348 \times 0,183} = 0,94 \text{ cm}^2$$

Le choix est : 3T12 = 3,39 cm²

CNF:

$$A_{st} \geq 0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} = 2,26 \text{ cm}^2 \geq 1,48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

• **En appuis :**

$$M_u = 10,28 \text{ KN} \cdot \text{m} = 0,0102 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,0102}{0,65 \times 0,189^2 \times 14,17} = 0,31 < 0,392 \implies \text{SSA}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u} \right) = 0,0994$$

$$z = d \left(1 - 0,4 \alpha \right) = 0,181 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{0,0102}{348 \times 0,181} = 1,61 \text{ cm}^2$$

Le choix est : 2T12 = 2,26 cm²

CNF :

$$A_{st} \geq 0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} = 2,26 \geq 1,48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

b. ELS :

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

• **En travée :**

$$M_u = 6,00 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 3,86 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{6,00}{3,86} = 1,55$$

$$\alpha \leq \frac{1,55-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,525$$

$$\alpha = 0,0718 \leq 0,525 \dots\dots\dots CV.$$

• **En appuis :**

$$M_u = 10,68 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 9,25 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{10,68}{9,25} = 1,15$$

$$\alpha \leq \frac{1,15-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,325$$

$$\alpha = 0,0994 \leq 0,325 \dots\dots\dots CV.$$

2) Armatures transversales:

✚ Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :

Pour des armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne.

D'après le BAEL, la condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_{adm}} = \min (0,2 f_{c28}/\gamma_b ; 5) \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{adm}} = \min (3,33 ; 5) \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{14,84 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,189} = 0,654 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,654 \leq \tau_{ad} = 3,33 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Calcul des armatures transversales:

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; \Phi_t \text{ min } ,b/10)$$

$$\Phi_t \leq \min (21/35 ; 1,2 ; 21/10)$$

$$\Phi_t \leq \min (0,6 ; 1,2 ; 2,1)$$

$$\Phi_t \text{ min} = 0,6 \text{ mm}$$

$$A_t = 2 \Phi_t \cdot 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement des cadres :**

D'après le R.P.A 99 V2003 on a :

▪ **Zone nodale :**

$$St \leq \min (ht/4 ; 12\Phi_1 ; 30\text{cm})$$

$$St \leq \min (21/4 ; 12 \times 1,2 ; 30\text{cm})$$

$$St \leq \min (5,25 ; 14,4 ; 30\text{cm})$$

On prend : St = 7 cm (min RPA)

▪ **Zone courante:**

$$St' \leq h/2 = 21/2 = 10,5 \text{ cm}$$

On prend St = 10 cm.

✚ **CNF:**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max (\tau_u/2 ; 0,4) \text{ MPa}$$

$$\frac{0,57 \cdot 10^{-4} \cdot 400}{0,12 \cdot 0,10} \geq \max (1,1/2 ; 0,4) \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow 1,9 \geq 1 \dots\dots\dots \text{CV}$$

✚ **Vérification au glissement:**

$$\text{En appui : } Vu - \frac{Mu}{0,9d} \leq 0$$

$$14,84 \cdot 10^{-3} - \frac{6,00 \cdot 10^{-3}}{0,9(0,21 \times 0,9)} \leq 0 \implies -0,02 \leq 0 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

✚ Vérification de flèche :

$$f \leq f_{adm}$$

$$\text{Avec : } f_{adm} = L/100 + 0.5 = 3.6/100 + 0.5 = 0.0086 \text{ m}$$

▪ Calcul de f:

$$I_0 = bh^3/12 + 15.Ast \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = \frac{0,65*0,21^3}{12} + 15*2.26.10^{-4} \left(\frac{0,21}{2} - 0.021 \right)^2$$

$$I_0 = 5.25.10^{-4} \text{ m}^4$$

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

$$\varphi = \frac{Ast}{b_0.d} = \frac{0,000226}{0,12*0,189} = 0,009$$

Donc :

$$\lambda_i = 3,92$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75.f_{t28}}{4.\varphi.\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75*2,1}{4*0,009*348 + 2,1} = 0,251$$

$$I_{fi} = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_i.\mu} = \frac{1,1*5,25.10^{-4}}{1 + 3,92*0,251} = 2,91.10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_{ser}}{E_i * I_{fi}}$$

$$E_i = 1100. \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{0,0038}{32164,2*2,91.10^{-4}} = 4,12.10^{-4}$$

Donc:

$$f = \frac{L^2}{10} * \frac{1}{\gamma} = \frac{3,6^2}{10} * 4,12.10^{-4} = 0,00053 \text{ m.}$$

$$f = 0,00053 \leq f_{adm} = 0,0086 \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

▪ L'ancrage des armatures :

$$L_s = \frac{\varphi . f_e}{4. \tau_s} \text{ ---}$$

avec :

$$\overline{\tau_s} = 0,6*\psi^2*f_{t28} = 0,6*1,5^2*2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow L_s = \frac{1,2*400}{4.2,835} = 42,328 \text{ cm}$$

$$L_1 = 10.\varphi = 10*1,2 = 12 \text{ cm}$$

$$L_2 = L_s - \alpha * L_1 - \beta * r$$

$$r = 5,5*\varphi = 6,6 \quad \text{et on a in crochet de } 90^0 : \begin{cases} \alpha = 1,89 \\ \beta = 2,19 \end{cases}$$

$$L_2 = 43,328 - 1,89 * 12 - 2,19 * 6,6 = 5,194 \text{ cm}$$

$$L \geq L_2 + r + \frac{\varphi}{2} \quad L = 12,4 \text{ cm on adopte jusqu'à } L = 15 \text{ cm}$$

III.3.1.2 Ferrailage de dalle de compression :

Dalle de compression d'épaisseur de 5 cm.

20cm : Dans le sens // aux poutrelles.

30cm : Dans le sens ⊥ aux poutrelles.

A. Pour les armatures perpendiculaires aux nervures :

$$A \geq \frac{4.L}{f_e} \quad \text{avec } 50 \leq L \leq 80 \text{ cm et } f_e = 500 \text{ MPa}$$

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

$$A \geq \frac{4.0,65}{500} \geq 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad A = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml} = 5\varphi 6/\text{ml}$$

B. Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A \geq \frac{A}{2} \geq \frac{1,41}{2} \geq 0,705 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend: $A_1 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{lm} = 5\varphi 6/\text{ml}$

Donc on adoptera un treillis soudé de : $\varphi 6 (200 * 200) \text{ mm}^2$

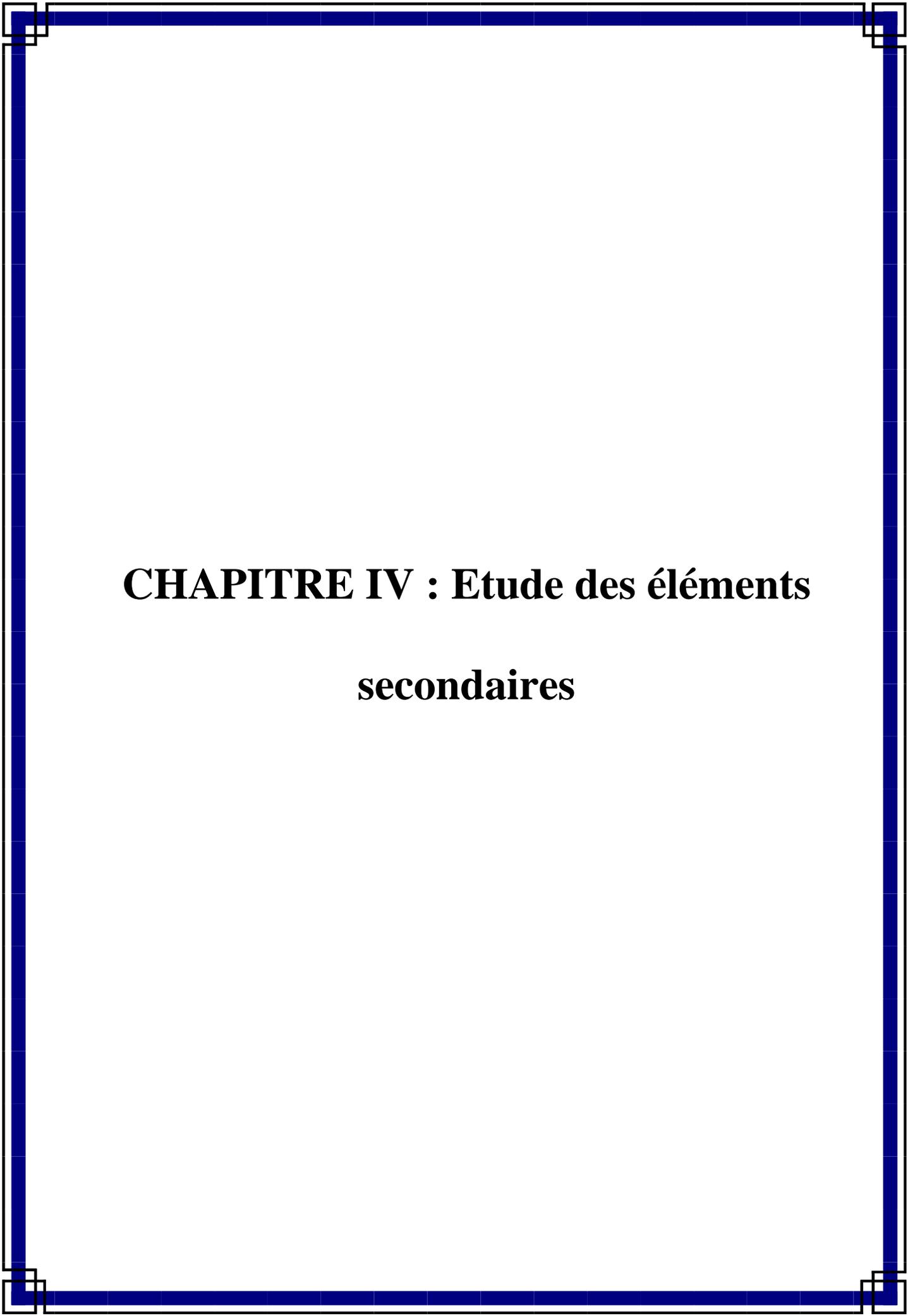
III.3.1.3 Récapitulation de ferrailage :

Type	Niveau	Mt (KN.m)	Mapp (KN.m)	Ast (cm ²)		Ferrailage (cm ² /ml)	
				Travée	Appuis	Ast travée	Ast appuis
2	Terrasse	8,62	10,02	1,32	1,67	2,26	2,26
	EC	8,22	9,56	1,26	1,59	2,26	2,26
	RDC	8,10	9,89	1,24	1,65	2,26	2,26
3	Terrasse	13,20	/	2,04	/	2,26	/
	RDC+EC	12,60	/	1,95	/	2,26	/
4	Terrasse	18,39	25,16	2,88	5,41	3,08	6,16
	RDC+EC	17,55	24,00	2,74	5,00	3,08	6,16
5	Terrasse	6,76	8,94	1,03	1,47	2,26	2,26
	E5 et E6	6,45	8,53	0,99	1,40	2,26	2,26

Tableau III.6 : Récapitulation de calcul de ferrailage des poutrelles.

III.4 Conclusion :

Dans ce chapitre on a réussi à déterminer le ferrailage de toutes les types de poutrelle qu'on a choisi et ce après la détermination des charges et des surcharges.



**CHAPITRE IV : Etude des éléments
secondaires**

IV.1 Etude d'escalier:

IV.1.1 Introduction:

Un escalier est un élément permettant le passage d'un niveau à un autre, il se compose d'un certain nombre de marches et de contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse. La somme de plusieurs marches forme une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier. Du côté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde-corps ou rampe. Deux volées parallèles ou en biais sont réunis par un ou plusieurs paliers ou un cartier tournant. [1]

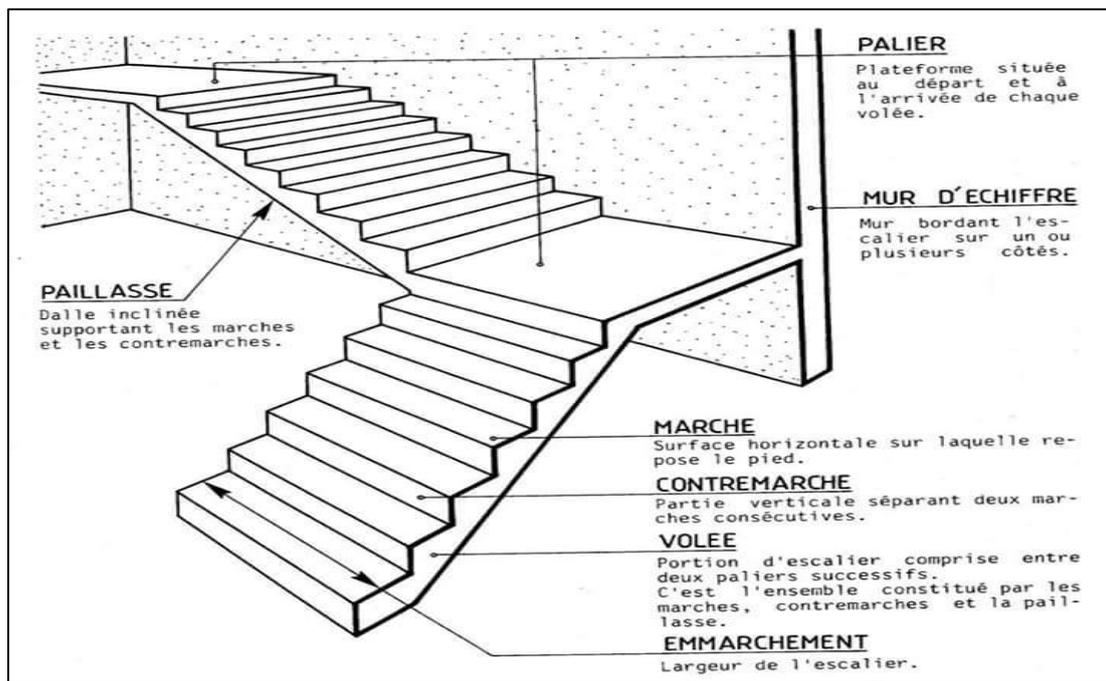


Figure IV.1 : Schéma explicatif d'un escalier.

IV.1.2 Pré-dimensionnement :

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL:

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

Avec h : hauteur de contre marche.

g : largeur de la marche,

On prend $2h + g = 64 \text{ cm}$

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage

n : nombre de contre marches

L : projection horizontale de la longueur totale de la volée

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

$$59 - 2 \cdot 17 \leq g \leq 66 - 2 \cdot 17 \Rightarrow 25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

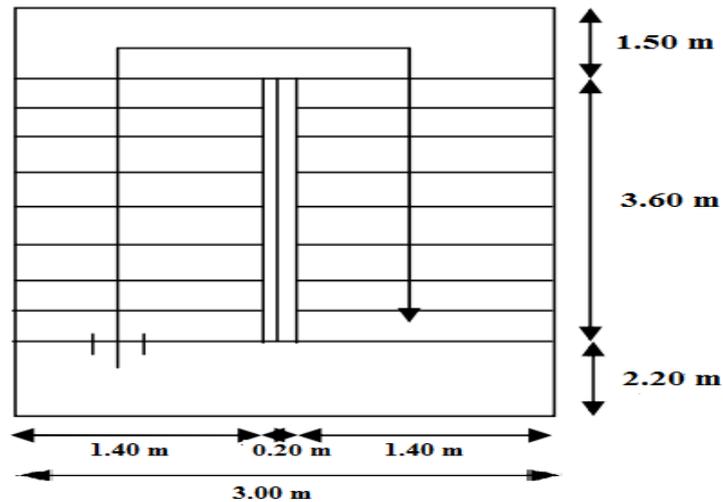


Figure IV.2 : Vue en plan d'escalier

- **Nombre de contre marches :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{408}{17} = 24$$

On a 12 contre marche et 11 marches pour chaque volée .

- **L'angle d'inclinaisons :**

$$\text{Tang } \alpha = 204/305 = 34$$

- **L'épaisseur de la paillasse :**

La longueur de volée :

$$Lp = \frac{204}{\sin 31} = 3,63 \text{ m}$$

$$\frac{Lp}{30} < ep < \frac{Lp}{20}$$

$$12,1 < ep < 18,15$$

On prend $ep = 15 \text{ cm}$

- **Epaisseur de palier (ev):**

$$ev = \frac{ep}{\cos \alpha} = \frac{15}{\cos 34} = 18,05 \text{ cm}$$

On prend $ev = 15 \text{ cm}$.

IV.1.3 Evaluation des charges et des surcharges :

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{\text{volée}}=8,21\text{KN/m}^2 \\ G_{\text{palier}}=5,12\text{KN/m}^2 \\ Q=2,5\text{KN/m}^2 \end{array} \right.$$

- ELU : $Q_{u1} = (1,35G + 1,5Q)$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Volée} = 14,83 \text{ KN/ml} \\ \text{Palier} = 10,662 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

- ELS : $Q_{s1} = (G + Q) * 1 \text{ ml} = 10,71 \text{ KN/ml}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Volée} = 10,71 \text{ KN/ml} \\ \text{Palier} = 7,62 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

IV.1.4 Détermination de ferrailage :

IV.1.5.1 Schéma statique :

- ELU

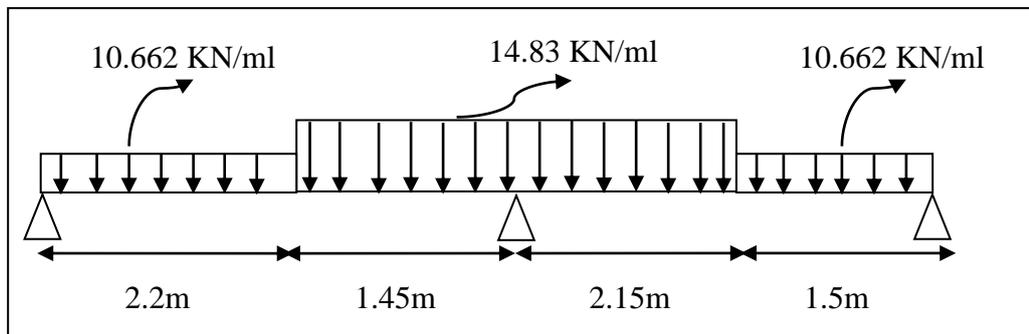


Figure IV.3 : Schéma statique escalier.

IV.1.5.2 Calcul de ferrailage :

- ELU :

En travée :

$$h = 0,15 \text{ m} ; b = 1,4 \text{ m} ; d = 0,135 \text{ m}$$

ELU			ELS		
Mt(KN.m)	Ma(KN.m)	T(KN)	Mt(KN.m)	Ma(KN.m)	T(KN)
20,09	32,41	47,91	14,57	23,50	34,81

Tableau IV.1 : Résultats de calcul de sollicitations d'escalier.

$$\mu_u = \frac{0,06902}{1 * 0,135^2 * 14,17} = 0,0778$$

$$\mu_u = 0,0778 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,101$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) \Rightarrow z = 0,129 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,06902}{0,13 * 348} = 4,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend : 4T12 = 4,52 cm²

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend : 4T8 = 2,01 cm²

- ✓ **CNF:**

$$A_{st} \geq 0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 0,23*1*0,135*2,1/400 = 2,20 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_{st} \geq 2,20 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}.$$

- **Espacement des armatures :**

$$St \leq \min (3h, 33\text{cm}) \text{ (BAEL91)}$$

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \min (45; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{CV}$$

On prend St = 20 cm

En Appui :

$$M_{ua} = 32,41 \text{ KN .m}$$

$$\mu_u = \frac{0,0406}{1*0,135^2*14,17} = 0,125$$

$$\mu_u = 0,125 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,167$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) \Rightarrow z = 0,126 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{z.\sigma_{st}} = \frac{0,0406}{0,127*348} = 7,39 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On prend : 7T12 = 7,92 cm²

- **Armature de répartition :**

$$A_r = A_{st}/4 = 7,92/4 = 1,98 \text{ cm}^2$$

On prend : 4T8 = 2,01 cm²

- ✓ **Condition de fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23.b.d.f_{t28}/f_e$$

$$A_{st} \geq 0,23.1(0,135)*2,1/400$$

$$A_{st} \geq 2,20 \text{ cm}^2 \text{ C.V}$$

- **Espacement des armatures :**

$$St \leq \min (3h , 33\text{cm}) \text{ (BAEL91)}$$

$$St = 100 / 4 = 25 \text{ cm} \leq \min (45 , 33\text{cm}) \text{ CV}.$$

On prend St = 20 cm

- ELS :

En travée :

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

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - n \cdot A_{st} (d-x) = 0 \implies \frac{100 \cdot x^2}{2} - 15 \cdot 4,52 \cdot (13,5-x) = 0$$

$$\implies 50x^2 + 67,8x - 915,3 = 0$$

$$x = 3,65 \text{ cm}$$

- 1. Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + n A_{st} (d-x)^2 = \frac{100 \cdot 3,65^3}{3} + 15 \cdot 4,52 \cdot (13,5 - 3,65)^2 = 8199,024 \text{ cm}^4 = 0,81 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$I = 0,8199 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

- 2. Calcul des contraintes :**

$$\text{Béton: } \sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{14,57 \cdot 10^{-3} \cdot 0,0365}{0,81 \cdot 10^{-4}} = 6,48 \text{ MPa.}$$

$$\text{Acier: } \sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d-x)}{I} = \frac{15 \cdot 14,57 \cdot 10^{-3} \cdot (0,135 - 0,0365)}{0,81 \cdot 10^{-4}} = 265,14 \text{ MPa.}$$

- 3. Calcul des contraintes admissible:**

$$\text{Béton: } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Acier: } \overline{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) = 201,63 \text{ Mpa. (FP).}$$

✚ Vérification:

$$\sigma_{bc} = 6,48 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = 265,14 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CNV}$$

Donc il faut augmenter le ferrailage.

$$\text{On prend } 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

$$x = 4,32 \text{ cm}$$

$$I = 1,127 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5,58 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = 178,02 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- 4. Vérification au cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{bd} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,35 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

5. Vérification de flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{18} * \frac{Ms}{Mu} \quad \Rightarrow \quad \frac{4,08}{6,66} \geq \frac{1}{18} * \frac{14,57}{20,09}$$

$$\Rightarrow 0,612 > 0,04 \dots \dots \dots CV$$

En appui :

1. Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - n \cdot Ast(d-x) = 0 \Rightarrow \frac{100 \cdot x^2}{2} - 15 \cdot 7,92 \cdot (13,5-x) = 0$$

$$\Rightarrow 50x^2 + 118,8x - 1603,8 = 0$$

$$x = 4,59 \text{ cm}$$

2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot Ast(d-x)^2 = \frac{100 \cdot 4,59^3}{3} + 15 \cdot 7,92 \cdot (13,5 - 4,59)^2 = 12660,72 \text{ cm}^4$$

$$I = 1,26 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

3. Calcul des contraintes :

$$\text{Béton: } \sigma_{bc} = \frac{Ms \cdot x}{I} = \frac{23,50 \cdot 10^{-3} \cdot 0,0459}{1,26 \cdot 10^{-4}} = 8,52 \text{ MPa.}$$

$$\text{Acier: } \sigma_{st} = \frac{n \cdot Ms \cdot (d-x)}{I} = \frac{15 \cdot 23,50 \cdot 10^{-3} \cdot (0,135 - 0,0459)}{1,26 \cdot 10^{-4}} = 248,08 \text{ Mpa.}$$

4. Calcul des contraintes admissibles:

$$\text{Béton: } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Acier: } \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) = 201,63 \text{ Mpa. (FP).}$$

🚦 Vérification:

$$\sigma_{bc} = 8,52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots CV$$

$$\sigma_{st} = 248,08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots CNV$$

Donc il faut augmenter le ferrailage.

On prend 7T14 = 10,78 cm²

$$x = 5,184 \text{ cm}$$

$$I = 1,58 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 7,71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots CV$$

$$\sigma_{st} = 185,53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots CV$$

✚ Vérification de flèche:

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{4,08}{7,3} \geq 0,0625$$

$$\Rightarrow 0,558 > 0,0625 \dots \dots \dots (CV)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{18} * \frac{Ms}{Mu} \Rightarrow 0,558 > 0,04 \dots \dots \dots (CV)$$

$$\frac{Ast}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \Rightarrow \frac{6,79}{100 * 13,5} \leq \frac{4,2}{400}$$

$$\Rightarrow 0,005 \leq 0,0105 \dots \dots \dots CV$$

IV.1.5 Etude de la poutre palière :

IV.1.5.1 Pré dimensionnement :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \quad \frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10} \quad (BAEL)$$

$$22,66 \leq h \leq 34$$

On prend h=35 cm et b=30 cm

✚ Vérification RPA :

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad 30 \geq 20 \text{ CV}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad 35 \geq 30 \text{ CV}$$

$$h/b \leq 4 \quad 1,16 \leq 4 \text{ CV}$$

IV.1.5.2 Charge supportée par la poutre :

Poids propre de la poutre : $0,35 * 0,30 * 25 = 2,625 \text{ KN/m}$.

Poids propre du mur voile situé sur la poutre : $0,15 * 5,16 * 25 = 19,35 \text{ KN/m}$

Réaction de palier sur la poutre : $R_b = 44,23 \text{ KN/m}$

$G = 66,205 \text{ KN/m}$

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

• **ELU :** $M_t = 131,82 \text{ KN.m}$ $T_u = 158,32 \text{ KN}$

• **ELS :** $M_s = 80,66 \text{ KN.m}$ $T_s = 116,80 \text{ KN}$

1) Calcul de ferrailage:

✓ **Moment réduit ultime :**

$$\mu_u = \frac{0,1318}{0,3 * 0,315^2 * 14,17} = 0,312$$

$$\mu_u = 0,312 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,483$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) \Rightarrow z = 0,254 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,1318}{0,254 \cdot 348} = 14,91 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On prend : 10T14 = 15,39 cm²

✓ **Condition de fragilité :**

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

$$A_{st} \geq 0,23 \cdot 0,3 (0,315) \cdot 2,1 / 400$$

$$A_{st} \geq 1,14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

En travée :

1. Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - n \cdot A_{st}(d-x) = 0 \Rightarrow \frac{30 \cdot x^2}{2} - 15 \cdot 15,39 \cdot (31,5-x) = 0$$

$$\Rightarrow 15x^2 + 230,85x - 7271,77 = 0$$

$$x = 15,62 \text{ cm}$$

2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + n A_{st}(d-x)^2 = \frac{30 \cdot 15,62^3}{3} + 15 \cdot 15,39 \cdot (31,5 - 15,62)^2 = 96324 \text{ cm}^4$$

$$I = 9,63 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

3. Calcul des contraintes :

$$\text{Béton: } \sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{80,66 \cdot 10^{-3} \cdot 0,1562}{9,63 \cdot 10^{-4}} = 13,08 \text{ MPa.}$$

$$\text{Acier: } \sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d-x)}{I} = \frac{15 \cdot 80,66 \cdot 10^{-3} \cdot (0,315 - 0,1562)}{9,63 \cdot 10^{-4}} = 199,51 \text{ Mpa.}$$

4. Calcul des contraintes admissible:

$$\text{Béton: } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Acier: } \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) = 201,63 \text{ Mpa. (FP).}$$

✚ **Vérification:**

$$\sigma_{bc} = 13,40 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = 199,51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

5. vérification au cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{0,158}{0,3 \times 0,315} = 1,67$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa}\right) = 2,5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,67 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \dots\dots\dots (\text{CV})$$

6. Calcul des armatures transversales:

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_L; \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(1; 1,4; 30/10 \text{ cm}) \text{ en prend } \Phi_t = 10 \text{mm.}$$

7. Calcul d'espacement des cadres St:

$$St \leq \min(0,9d; 40 \text{cm}) = \min(28,35; 40 \text{cm}) \text{ en prend } St = 25 \text{ cm.}$$

Selon RPA :

❖ **Zone nodale :**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \Phi_L; 30 \text{cm}\right)$$

$$St \leq \min(8,75; 16,8; 30 \text{cm}) \text{ en prend } St = 8 \text{ cm}$$

❖ **Zone courante :**

$$St \leq \frac{h}{2} = 15 \text{cm}$$

8. Vérification de flèche :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \qquad \frac{4,08}{3,4} \geq 0,0625$$

$$1,2 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{18} * \frac{Ms}{Mu} \qquad \frac{4,08}{3,4} \geq \frac{1}{18} * \frac{Ms}{Mu}$$

$$\frac{4,08}{3,4} \geq \frac{1}{18} * \frac{97,25}{131,82}$$

$$1,2 \geq 0,041 \dots\dots\dots \text{CV}$$

9. Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi^2 \cdot f_{tj} = 0,6 * 1,5^2 * 2,1 = 2,835 \text{MPa}$$

La longueur de scellement droit l_s :

$$l_s = \phi \cdot f_e / 4 \tau_s = 1,4 * 400 / 4 * 2835 = 49,38 \text{cm}$$

On prévoit une courbe égale à : $r = 5,5 \text{ Ø} = 7,7 \text{cm} \approx 8 \text{cm}$

$$L_2 = d - (c + \phi/2 + r) = 31,5 - (2,5 + 0,7 + 8) = 20,3 \text{cm}$$

$$L_1 = (l_s - 2,19r - L_2)/1,87 = (49,38 - 2,19 \cdot 8 - 20,3)/1,87 = 4,57 \text{ cm}$$

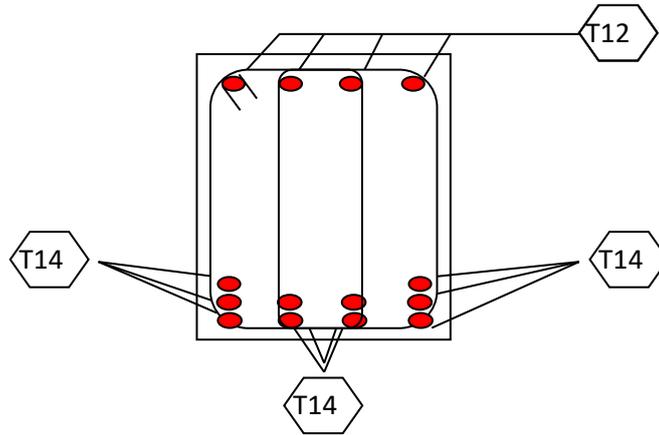


Figure IV.4 : Schéma de ferrailage de poutre palière

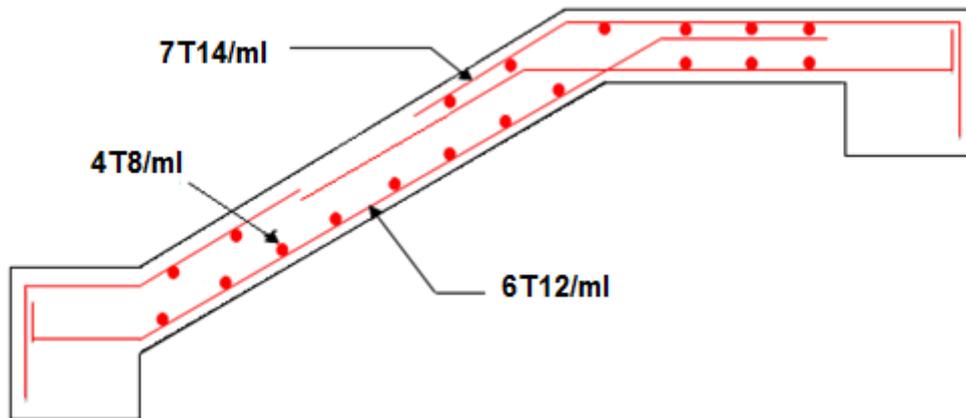


Figure IV.5 : Ferrailage d'escalier

IV.2 Etude de dalle pleine balcon :

IV.2.1 Détermination de l'épaisseur de la dalle :

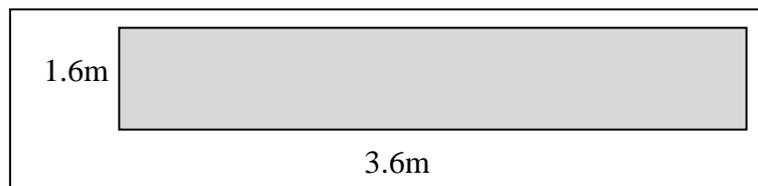


Figure IV.6 : Dimensions de balcon.

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1,6}{3,6} = 0,44 \implies \frac{L_x}{L_y} > 0,4$$

Donc la dalle portant dans les deux sens .

$$h \geq \frac{L_x}{30} \implies h \geq \frac{160}{30} \implies h \geq 5,33 \text{ cm.}$$

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

IV.2.2 Combinaisons d'actions :

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

$$G = 5,13 \text{ KN/ml} * 1\text{ml} \implies G = 5,13 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/ml} * 1\text{ml} \implies Q = 3,5 \text{ KN/ml.}$$

$$P = (1,35 + 0,4 * 2) * 1,2 * 1\text{ml} = 2,58 \text{ KN.}$$

- **ELU:**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \implies q_u = 12,175 \text{ KN/ml.}$$

$$p_u = 1,35 P = 3,483 \text{ KN/ml.}$$

- **ELS:**

$$q_s = G + Q \implies q_s = 8,63 \text{ KN/ml.}$$

$$p_s = P = 2,58 \text{ KN/ml.}$$

IV.2.3 Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchant :

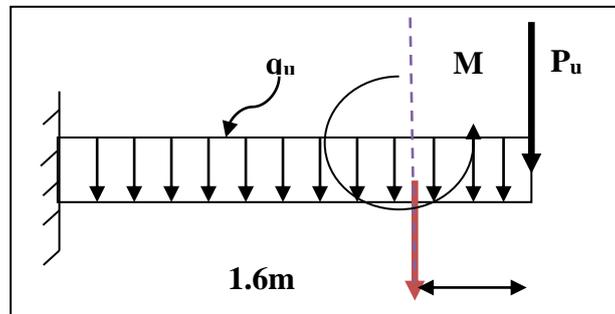


Figure IV.7 : Schéma statique du balcon.

- **ELU :**

S 1-1 : $0 \leq x \leq 1.6 \text{ m.}$

$$M(x) = -p_u \cdot x - q_u \cdot x^2 / 2 = -3,483x - 12,175x^2 / 2$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.6) = -21,15 \text{ KN.ml.} \end{cases}$$

$$M'(x) = -p_u - q_u \cdot x = 0 \implies x = -p_u / q_u = -3,483 / 12,175 = -0,28 \notin [0 ; 1]$$

$$T(x) = p_u + q_u \cdot x = 3,483 + 12,175 \cdot x$$

$$\begin{cases} T(0) = 3,483 \text{ KN} \\ T(1.6) = 22,96 \text{ KN} \end{cases}$$

- **ELS :**

S 1-1 : $0 \leq x \leq 1.6 \text{ m.}$

$$M(x) = -p_s \cdot x - q_s \cdot x^2 / 2 = -2,58x - 8,63x^2 / 2$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1) = -15,17 \text{ KN.ml.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M'(x) = -ps - qs \cdot x = 0 \implies x = -ps/qs = -0,29 \notin [0 ; 1] \\ T(x) = ps + qs \cdot x = 2,58 + 8,63 \cdot x \\ T(0) = 2,58 \text{ KN} \\ T(1) = 16,38 \text{ KN} \end{cases}$$

Récapitulation de calcul :

	ELU		ELS	
X (m)	M(x) (KN.ml)	T(x) KN	M(x) (KN.ml)	T(x) KN
0	0	3,483	0	2,58
1.6	-21,15	22,96	-15,17	16,38

Tableau IV.2 : Sollicitation du balcon

IV.2.4 Détermination de ferrailage de dalle pleine :

On considère le balcon comme une poutre console soumise à la flexion simple et le calcul se fait par une bande de 1ml.

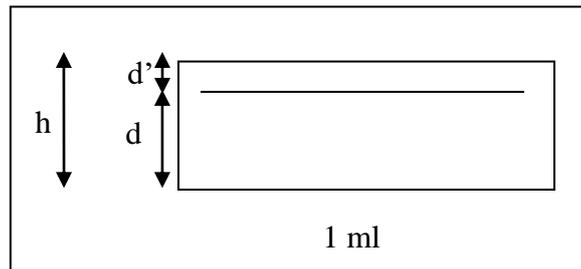


Figure IV.8 : Bande de balcon.

$h = 15 \text{ cm.}$

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

$d' = 0,1 h = 1,5 \text{ cm.}$

- **ELU :**

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{21,15 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,135^2 \cdot 14,17} = 0,081 < \mu_r = 0,392 \implies \text{SSA.}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \implies \alpha = 0,105$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) \implies z = 0,129 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{21,15 \cdot 10^{-3}}{0,124 \cdot 348} = 4,90 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- **CNF :**

La section minimale :

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 100 \cdot 15 \cdot 2,1 / 400 = 1,811 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adopte 5T12 de section 5,65 cm²/ml.

▪ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,90}{4} = 1,22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 4T10 de section 3,14 cm²/ml.

▪ **Espacement:**

$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm})$ Selon BAEL91

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \min(45 ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

• **ELS:**

En travée:

1-Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - n \cdot A_{st}(d-x) = 0 \implies \frac{100 \cdot x^2}{2} - 15 \cdot 5,65 \cdot (13,5 - x) = 0 \implies 50x^2 + 84,75x - 1144,12 = 0$$

$$\implies \sqrt{\Delta} = 485,80 \text{ cm}$$

$$x = 5,70 \text{ cm}$$

2-Moment d'inertie:

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + n A_{st}(d-x)^2 = 11329,29 \text{ cm}^4 = 1,13 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

3-Calcul des contraintes:

$$\text{Béton: } \sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{15,17 \cdot 10^{-3} \cdot 0,057}{1,13 \cdot 10^{-4}} = 7,65 \text{ Mpa}$$

$$\text{Acier: } \sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d-x)}{I} = \frac{15 \cdot 15,17 \cdot 10^{-3} \cdot (0,135 - 0,057)}{1,13 \cdot 10^{-4}} = 157,06 \text{ Mpa}$$

4-Contraintes admissible:

$$\text{Béton: } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{Acier: } \overline{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) = 201,63 \text{ Mpa (FP)}$$

5-Vérification :

$$\sigma_{bc} = 7,65 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = 157,06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\implies A_{\min} = 0,5\% \cdot B = 5 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (\text{RPA99}).$$

6-Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{FP})$$

$$\tau_u = \frac{22,96 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,135} = 0,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{CV})$$

7-Vérification de flèche :

$$\frac{h}{l} > \frac{15}{160} \implies \frac{0,15}{1,6} > \frac{1}{16} \implies 0,09 > 0,0625 \dots\dots\dots (\text{CV})$$

$$\frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \implies \frac{5,65 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 0,135} < \frac{4,20}{400} \implies 0,004 < 0,010 \dots\dots\dots (\text{CV})$$

Les conditions sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

Récapitulation de ferrailage :

Armatures longitudinales (cm ² /ml)			Armatures de répartition (cm ² /ml)	
A _{st} calculé	A _{min} RPA	A _{st} choisi	Ar calculé	Ar choisi
4,90	1,81	5,65 (5T12)	1,22	3,14 (4T10)

Tableau IV.3: Résultats de ferrailage du balcon

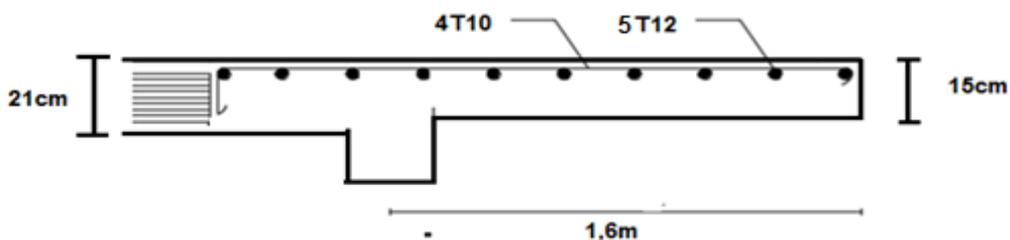


Figure IV.9 : Schéma de ferrailage du balcon

IV.3 Ascenseur

IV.3.1. Introduction :

L'ascenseur c'est un appareil avec lequel on élève ou on descend des personnes et des chargements aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $V = 0,63 \text{ m/s}$: 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.
- $F_c = 50 \text{ KN}$: Charge due à la rupture des câbles.
- Course maximale = 50 m.
- Largeur \times Longueur = $(1,80 \times 1,80) \text{ m}^2$
- le poids estimatif du 8 personnes est de 630 Kg.

On définit deux types de dalles qui sont :

- * Dalle de salle machine (locale).
- * Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

Avec : $P = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 43 + 15 + 6.3 = 64.3 \text{ KN}$.

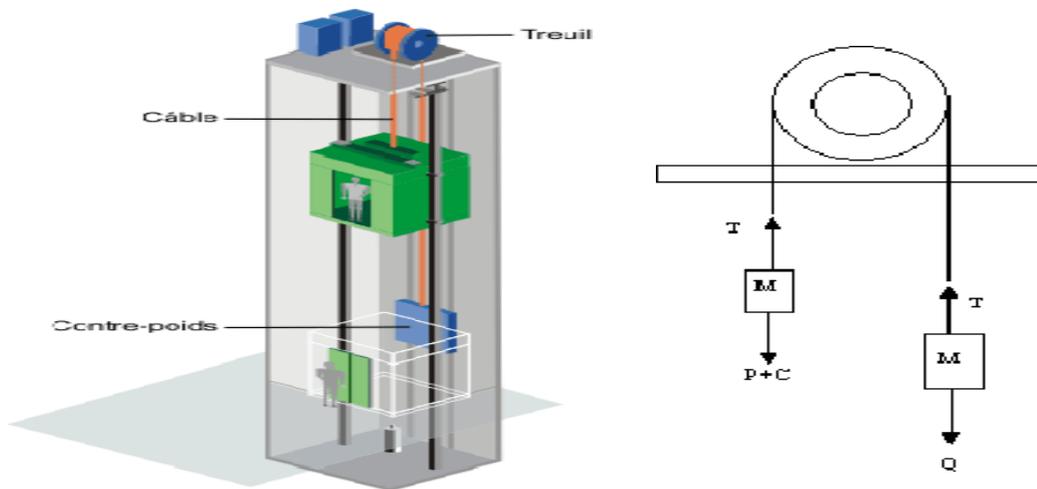


Figure IV.10 : Concept de l'ascenseur et schéma statique.

IV.3.2. Dalle de machine (locale) :

e : épaisseur de la dalle.=12 cm

e_0 : épaisseur de revêtement=6 cm.

$$\left\{ \begin{array}{l} a_0 \text{ et } U \text{ sont } \parallel \text{ à } l_x. \\ b_0 \text{ et } V \text{ sont } \parallel \text{ à } l_y. \end{array} \right.$$

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur aire $a_0 \times b_0$. Elle agit uniformément sur aire $(u \times v)$ située sur le plan moyen de la dalle.

$(a_0 \times b_0)$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de vitesse.

$(u \times v)$: Surface d'impact.

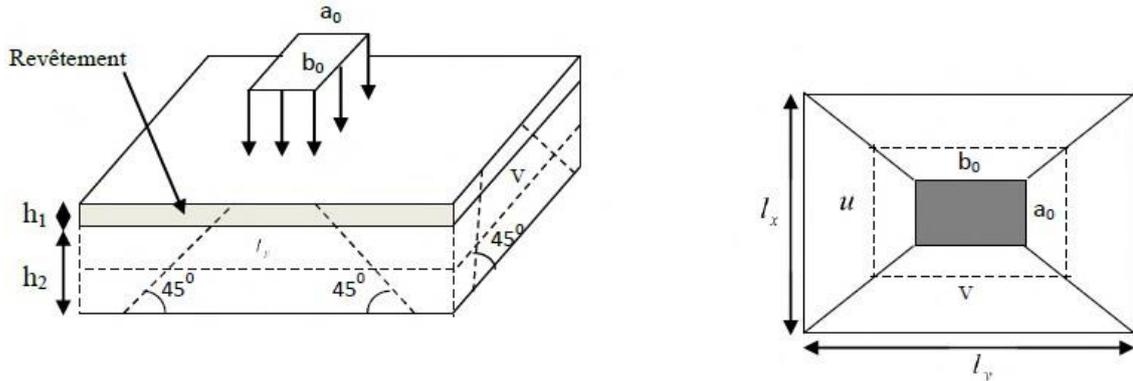


Figure IV. 11 : Schéma représentant la surface d'impact.

On doit calculer la surface d'impact

$$\begin{cases} U = a_0 + e + 2\xi \times e_0 \\ V = b_0 + e + 2\xi \times e_0 \end{cases}$$

Avec :

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (revêtement moins résistant $\xi = 0.75$).

$$\begin{cases} U = 80 + 12 + 2 \times 0.75 \times 6 = 102.2 \text{ cm} \\ V = 80 + 12 + 2 \times 0.75 \times 6 = 102.2 \text{ cm} \end{cases}$$

✚ Evaluation des moments sous charge concentrée :

a. M_{x1} et M_{y1} du système :

M_{x1} , M_{y1} sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie Selon le **BAEL91** :

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q \end{cases}$$

Avec : ν est le coefficient de poisson (ELU=0 ; ELS=0,2)

M_1 et M_2 : données par l'abaque de **PIGEAUD**

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.6}{4} = 0.9 \frac{U}{l_x} = 0.283 \frac{V}{l_y} = 0.255$$

D'où : $M_1 = 0.11$

$M_2 = 0.14$

$$q_u = 1,35 * P = 1,35 * 64,3 = 86,81 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = M_1 \times q_u = 0,11 \times 86,81 = 9,55 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = M_2 \times q_u = 0,14 \times 86,81 = 12,15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b. Mx2 et My2 du système :

M_{x2}, M_{y2} sont dus aux poids propre et la charge d'exploitations d'entretien.

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

$$P = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,6}{4} = 0,9 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0456 \text{ ELU} \\ \mu_y = 0,7834 \end{cases}$$

Le poids propre de la dalle et de revêtements (pour un revêtement de 5cm)

$$G_2 = 6,25 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_2 = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35 * G + 1,5Q = 1,35 * 6,25 + 1,5 * 1 = 9,93 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0456 \times 9,93 \times (3,6)^2 = 5,867 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,7834 \times 5,867 = 4,597 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La superposition des moments donne :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,55 + 5,867 = 15,417 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 12,15 + 4,597 = 16,747 \text{ KN.m} \end{cases}$$

+ Correction des moments:

En travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 13,11 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 M_t = 14,24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appui:

$$\begin{cases} M_{ax} = 0,4 M_x = 6,17 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0,4 M_y = 6,7 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Ferrailage:

Le ferrailage se fait pour une longueur de 1 mètre

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{choisi} (cm ²)
Travée sens x	13.11	0.028	0.036	0.177	2.12	2.17	5HA10=3.92
Appui sens x	6.17	0.013	0.017	0.178	0.99	2.17	5HA10=3.92
Travées ens y	14.24	0.031	0.039	0.177	2.31	2.17	5HA10=3.92
Appui sens y	6.7	0.014	0.018	0.178	1.07	2.17	5HA10=3.92

Tableau IV. 4 : Ferrailage de dalle machine

✚ Vérification de l'espacement :

$$S_{tx} = 33\text{cm} \leq \min(3e ; 33\text{cm}) = 25\text{cm} \quad \text{CV}$$

$$S_{ty} = 33\text{cm} \leq \min(4e ; 45\text{cm}) = 25\text{cm} \quad \text{CV}$$

✚ 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 :

$$Q_u \leq 0,045 \times U \times h \times (f_{c28}/\gamma_b)$$

Q_u : La charge de calcul à l'état ultime

U_c : Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (102 + 102) = 408 \text{ cm}$$

$$Q_u = 86.81 \text{ KN.}$$

$$Q_u = 86.81 \leq 0.045 \times 4.08 \times 0.2 \times (25/1.5) = 612 \text{ KN}$$

✚ Vérification de l'effort tranchant:

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), $U=V$

$$T_U = T_V = Q_u / (3U) = 28.37 \text{ KN}$$

$$\tau_u = T_U / (b \cdot d) = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07(f_{c28}/\gamma_b) = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Calcul à l'ELS:

• Moments engendré pas le système délavage

$$P_{ser} = 64.3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_I^x = (M_1 + v \times M_2) \times q \times (U \times V) & M_I^x = 9.23 \text{ KN.m} \\ M_I^y = (M_2 + v \times M_1) \times q \times (U \times V) & M_I^y = 10.84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moment dû au poids propre de la dalle :**

$$Q_s = 6.25 + 1 = 7.25 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = l_x / l_y = 0.9$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0456 \\ \mu_y = 0.7834 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = 0.0456 \times 7.25 \times (3.6)^2 = 4.28 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.7834 \times 4.28 = 3.35 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• **Moment de superposition :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.23 + 4.28 = 13.51 \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10.84 + 3.35 = 14.19 \end{array} \right.$$

✚ **Vérification des contraintes des bétons :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0.85 M_x = 11.48 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_y = 12.06 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = 0.3 M_x = 4.053 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.3 M_y = 4.26 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

✚ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

On vérifie : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

On prend : $M_t \text{ max} = 12.06$ et $M_a \text{ max} = 4.26 \text{ KN.m}$ et $d = 18 \text{ cm}$

$$b/2 y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0$$

$$I = b/3 y^3 + 15 \cdot A_s \cdot (d - y)^2$$

	M_x (KN.m)	A choisi (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs.
Travé max(x,y)	11.48	5HA10=3.92	3.8	11167.927	5.06 ≤ 15	CV
Appui max(x,y)	4.26	5HA10=3.92	3.8	11167.927	5.06 ≤ 15	CV

Tableau IV.5 : Vérification des contraintes de dalle machine

Donc : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ est vérifiée

✚ **Vérification de la flèche Sens X-X & Y-Y :**

$$e/l_x > \max (3/80 ; M_{tx}/20M_x) \iff 0.055 > \max (0.037 ; 0.042) \text{ CV}$$

$$e/l_y > \max (3/80 ; M_{ty}/20M_y) \iff 0.05 > \max (0.037 ; 0.042) \text{ CV}$$

$$A_s/(b \cdot d) \leq 2/f_e \iff 3.39 \cdot 10^{-4} / (1 \cdot 0.18) \leq 2/400 \iff 0.0018 \leq 0.005 \text{ CV}$$

• Schéma de ferrailage

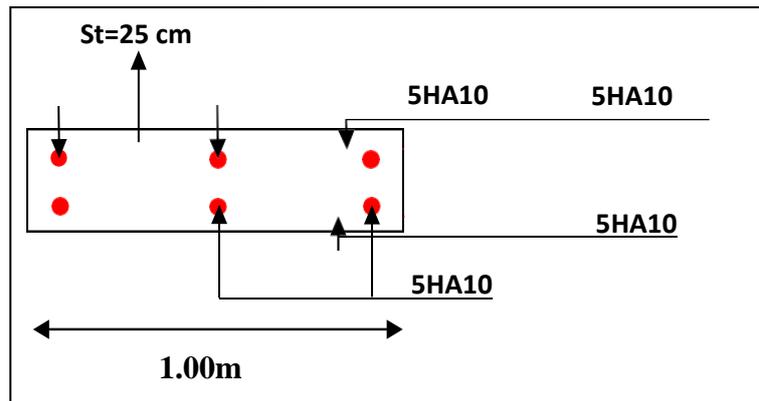


Figure IV.12 : Schéma de ferrailage de la dalle machine

IV.3.3. Dalle au-dessous de l'ascenseur :

Les dimensions sont les mêmes

Poids propre de la dalle et du revêtement : $G1 = 6.52 \text{ KN/m}^2$

Poids propre de l'ascenseur : $G2 = Fc / S = 50 / 3.24 = 15.43 \text{ KN/m}^2$

$G \text{ total} = G1 + G2 = 21,95 \text{ KN/m}^2$

$Qu = 1,35 \times G_{\text{total}} = 29.63 \text{ KN/m}^2$

$\rho = lx/ly = 360/4 = 0.9$

$\mu_x = 0,0456$

$\mu_y = 0.7834$

• Calcul des moments à l'ELU :

$M_x = 0,0456 \times 29.63 \times (3,6)^2 = 17.51 \text{ KN.m}$

$M_y = \mu_y * M_x = 13,72 \text{ KN.m}$

$M_{t x} = 0,85 M_x = 14.88 \text{ KN.m}$

$M_{t y} = 0,85 M_y = 11.662 \text{ KN.m}$

$M_{ax} = 0.3 M_x = 5.25 \text{ KN.m}$

$M_{ay} = 0,3 M_y = 4.116 \text{ KN.m}$

➤ Tableaux calcul des armatures :

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{choisi} (cm ²)
Travée sens x	14.88	0.032	0.041	0.177	2.41	2.17	5HA10=3.92
Appui sens x	5.25	0.011	0.014	0.179	0.84	2.17	5HA10=3.92
Travée sens y	11.662	0.025	0.032	0.178	1.89	2.17	5HA10=3.92
Appui sens y	4.116	0.009	0.011	0.179	0.66	2.17	5HA10=3.92

Tableau IV.6 : Ferrailage de dalle au-dessous de l'ascenseur

✚ Vérification de l'espacement :

$$S_{tx} = 33\text{cm} \leq \min(3e ; 33\text{cm}) = 25 \text{ cm} \dots \text{CV}$$

$$S_{ty} = 33\text{cm} \leq \min(4e ; 45\text{cm}) = 25 \text{ cm} \dots \text{CV}$$

• Calcul des moments à l'ELS :

$$Q_{ser} = 21.95 \text{ KN/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = 0,0456 \times 21.95 \times (3,6)^2 = 12.97 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y \cdot M_x = 10.16 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,85 M_x = 11.02 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 8.64 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = 0,3 M_x = 3.89 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0,3 M_y = 3.05 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = 0,3 M_x = 3.89 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0,3 M_y = 3.05 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = 0,3 M_x = 3.89 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0,3 M_y = 3.05 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = 0,3 M_x = 3.89 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0,3 M_y = 3.05 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

✚ Vérification des contraintes

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

	M_x (KN.m)	A choisi (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.
Travé max(x,y)	11.02	5HA10=3.92	3.8	11167.927	5.06 ≤ 15	CV
Appui max(x,y)	3.89	5HA10=3.92	3.8	11167.927	5.06 ≤ 15	CV

Tableau IV.7 : Vérification des contraintes de dalle au dessous de l'ascenseur

✚ Vérification de la flèche :

• Sens X-X et Y-Y : ($L_x = L_y$) :

$$e/l_x > \max(3/80 ; M_{ix}/20M_x) \quad 0.0667 > 0.0425 \dots \text{CV}$$

$$A_s/b.d \leq 2/fe \quad 0.0024 \leq 0.0050 \dots \text{CV}$$

Donc : la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

• Schéma de ferrailage :

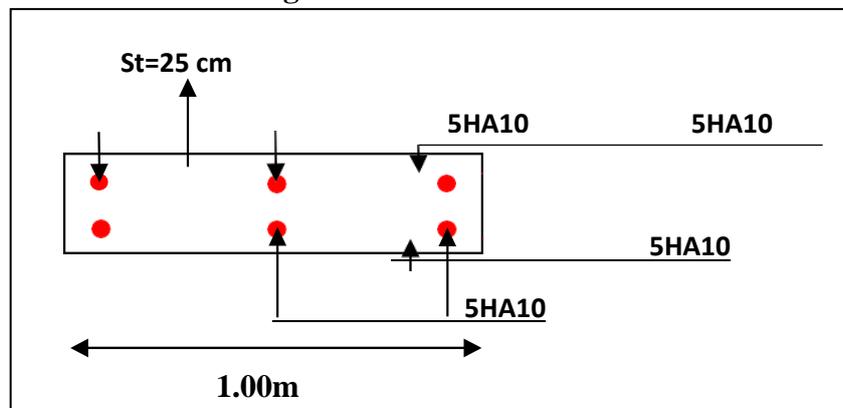


Figure IV.13 : Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur

IV.4 Etude de l'acrotère :

IV.4.1 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,

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,

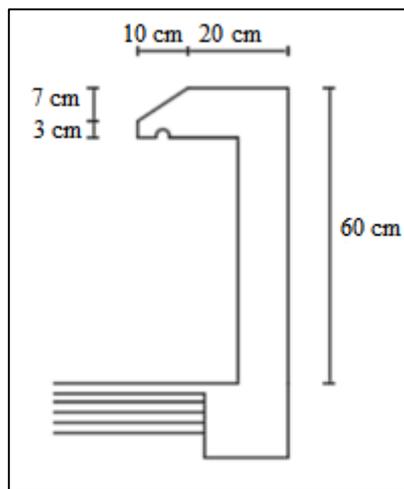


Figure IV. 14: Schéma de l'acrotère

IV.4.2 Evaluation des charges

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

$$w_p = \rho * S$$

Avec :

w_p : Poids propre

S : surface écrire de l'acrotère

ρ : 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:

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

Avec :

$$A = 0.1 \text{ (Coefficient d'accélération de la zone)}$$

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

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

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

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

IV.4.3 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]
ELU	2.58	0.165
ELS	1.9125	0.110

Tableau IV.8 : Calcul des sollicitations

IV.4.4 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 définies 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.

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

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

α : 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.

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

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

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

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

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

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

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

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

IV.4.5 Détermination du Ferrailages :

- ELU:

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

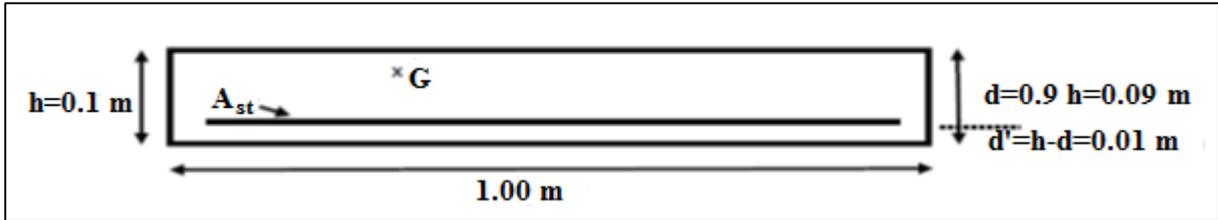


Figure IV.15 : Section à ferrailer.

- **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 :**

$$A_{st \min} \geq 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

- ✓ **Vérification au cisaillement :**

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

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

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

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

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

$$\tau_u = 0.0179 < 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{c.v}$$

➤ **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 cm²/ 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^{ème} degré suivante :

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

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

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

➤ **Méthode des interactions successives :**

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

On prend la valeur de: $e_1 = 0.5 \text{ m}$; valeurs initial forfaitaire

$$e_1 = 0.5 \text{ m} \longrightarrow 0.085$$

$$-0.085 \longrightarrow 0.067$$

$$0.067 \longrightarrow 0.040$$

$$0.040 \longrightarrow 0.047$$

$$0.047 \longrightarrow 0.046$$

$$0.046 \longrightarrow 0.046 \text{ Donc on prend } e_1 = 0.046 \text{ m} = 4.6 \text{ cm}$$

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

➤ **Calcul des contraintes :**

a. Béton

$$\sigma_{bc} = \frac{Ns.x}{S}$$

Avec :

$$S = \frac{b.x^2}{2} - n. Ast. (d - x)$$

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

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

b. Acier:

$$\sigma_{st} = \frac{n.Ns.(d-x)}{S}$$

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

➤ **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

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

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

✓ **Vérification :**

Béton : $\sigma_{bc} = 0.13 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$ CV

Acier : $\sigma_{st} = 2.525, \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$ CV

➤ **Espacement :**

$$S_t = \min (3h ; 33\text{cm}) = \min (30 ; 33 \text{ cm}) ==> S_t = 30 \text{ cm}$$

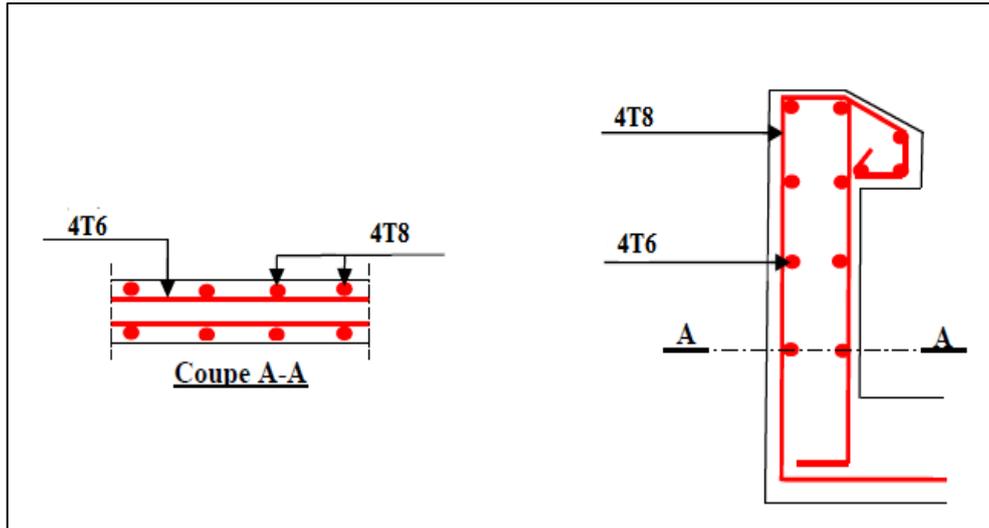
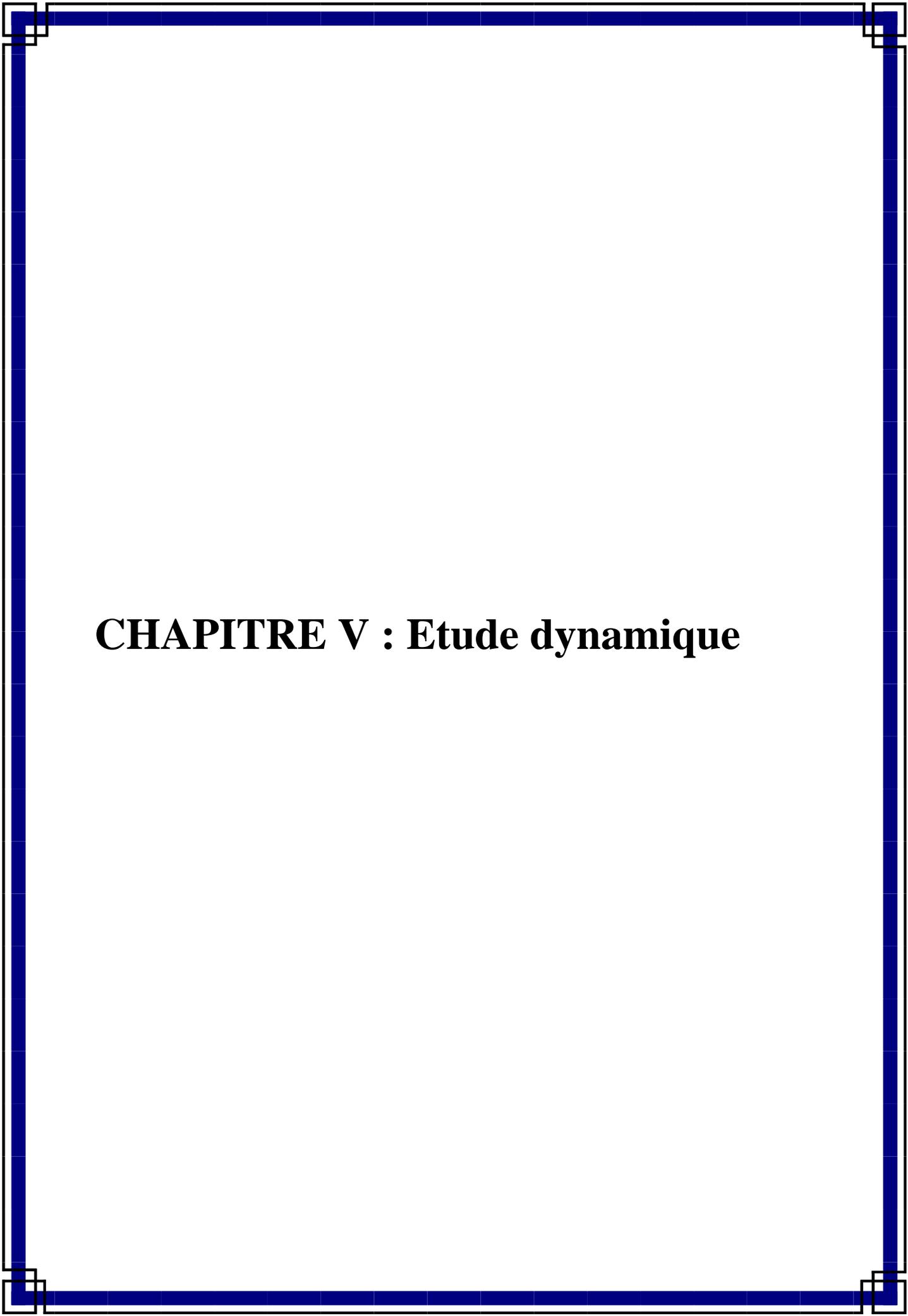


Figure IV.16 : Ferrailage de l'acrotère

IV.5 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons réussi à déterminer les différentes sollicitations pour l'intégralité des éléments secondaires indépendamment de l'action sismique et arriver à un ferrailage qui vérifie toutes les conditions de RPA



CHAPITRE V : Etude dynamique

V.1. Introduction :

Notre projet est localisé à la Wilaya de Tlemcen qui est classée zone 1 groupe 2 des régions sismiques. De ce qui précède et afin de limiter les dommages face à un séisme modéré, relativement fréquent, les ouvrages doivent être dotés d'une rigidité, résistance et d'une ductilité suffisante. Tout cela est dans le but à permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dégâts (matériels et humains) limités et sans effondrements.

V.2. Méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente;
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale;
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V.2.1 Méthode statique équivalente :

Principe de la méthode

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

Calcul de la force sismique totale: RPA99 (Article4.2.3).

La force sismique V appliqué a la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule suivante :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

➤ **A**: Coefficient d'accélération de la zoneRPA (Tableau 4.1).

Le coefficient A représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Il dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone I $\Rightarrow A = 0.10$

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. RPA99 (Tableau4.3)

Dans le cas de notre projet, on fait les calculs avec **R =5**

- **Q** : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \dots\dots RPA99 \text{ (Formule 4.4)}$$

- Pq: est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Critère q	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0.00
2- Redondance en plan	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05
4- Régularité en elevation	Oui	0.00
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05
6- Contrôles d'exécution	Non	0,1

Tableau V.1 : Valeurs des pénalités Pq.

Donc : **Q = 1.25**

- **W** : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

	Masse(w) en T	Masse(w) en KN
RDC	633,931582	6339,31582
1 ^{er} étage	566,429503	5664,29503
2 ^{ème} étage	556,805231	5568,05231
3 ^{ème} étage	548,097555	5480,97555
4 ^{ème} étage	539,38988	5393,8988
5 ^{ème} étage	611,004626	6110,04626
6 ^{ème} étage	603,213549	6032,13549
7 ^{ème} étage	522,120342	5221,20342
Buanderie	96,821497	968,21497
	W_{totale}	46778,1377

Tableau V.2 : Tableau des masses

➤ **D:** Facteur d'amplification dynamique moyen:

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \text{ RPA (Formule 4-2)} \\ 2.5 \eta (T_2/0.3)^{2/3} (0.3/T)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

➤ T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site rocheux (S1).

$$\Rightarrow \begin{aligned} T_1 &= 0.15s \\ T_2 &= 0.3s \end{aligned}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99 (Formule 4.3)}$$

D'où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend: $\xi=7\%$ donc : $\eta=0.88 > 0.7$

D'après le **RPA formule4-6** : $T_c = C_T \cdot h_n^{3/4}$

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage donné par **RPA 99 (Tableau4.2)**

$$\Rightarrow C_T = 0.050$$

$$T_c = 0,050 \times (28,56)^{3/4} = 0,62s$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = 0.09 h_n / \sqrt{L_{x,y}} \quad \text{RPA99 formule 4-7}$$

➤ L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$\begin{cases} T_x = \frac{0,09 * 28,56}{\sqrt{28,27}} = 0,48s \\ T_y = \frac{0,09 * 28,56}{\sqrt{25,60}} = 0,51s \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_x = \min(T_x, T_c) = 0.48s \\ T_y = \min(T_y, T_c) = 0.51s \end{cases}$$

Remarque : La période de vibration ne doit pas dépasser 30 % de la période calculée par la formule empirique (**RPA. Art (4.2.4)**), C'est à dire :

$$\begin{cases} 1.3 \times T_x = 1.3 \times 0.48 = 0.624s \\ 1.3 \times T_y = 1.3 \times 0.51 = 0.663s \end{cases}$$

$$D = 2,5n(T_2/T)^{2/3}T_2 \leq T \leq 3.0 s$$

Donc :

$$\begin{cases} D_x = 2,5 \times 0,88 \times (0,3/0,624)^{2/3} = 1,348 \\ D_y = 2,5 \times 0,88 \times (0,3/0,663)^{2/3} = 1,296 \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} * W$$

$$V_{stx} = \frac{0.1 \cdot 1,348 \cdot 1,25}{5} * 46778,1377 = 1576,42324 \text{KN.}$$

$$V_{sty} = \frac{0.1 \cdot 1,296 \cdot 1,25}{5} * 46778,1377 = 1515,61166 \text{KN.}$$

Calcul des forces (Fx et Fy) :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i \text{ RPA(4-10)}$$

La force concentrée Ft au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule: $F_t = 0,07 TV$

T est la période fondamentale de la structure (en secondes)

La valeur de Ft ne dépassera en aucun cas **0,25 V** et sera prise égale à **0** quand T est plus petite ou égale à **0,7 secondes**.

La partie restante de V soit (V - Ft) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad \text{RPA(4-11)}$$

$$\text{L'effort tranchant au étage K: } V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \quad \text{RPA(4-12)}$$

Le tableau suivant donne les résultats des calculs :

étages	Hi (m)	Wi (kN)	Wi*Hi (KN.m)	$\frac{W*H}{Wi*Hi}$	Vx (KN)	Vy (KN)	Fx (KN)	Fy (KN)
RDC	4,08	6339,31582	25864,4085	0,03703516	1576,42324	1515,61166	58,3830809	56,1309146
1	7,14	5664,29503	40443,0665	0,05791029	1576,42324	1515,61166	91,29112	87,7695041
2	10,2	5568,05231	56794,1336	0,08132332	1576,42324	1515,61166	128,199974	123,254574
3	13,26	5480,97555	72677,7358	0,104067	1576,42324	1515,61166	164,053631	157,725152
4	16,32	5393,8988	88028,4284	0,1260476	1576,42324	1515,61166	198,704364	191,039211
5	19,38	6110,04626	118412,697	0,16955473	1576,42324	1515,61166	267,290011	256,97912
6	22,44	6032,13549	135361,12	0,19382312	1576,42324	1515,61166	305,547263	293,760573
7	25,5	5221,20342	133140,687	0,19064368	1576,42324	1515,61166	300,535135	288,941791
BDR	28,56	968,21497	27652,2195	0,03959512	1576,42324	1515,61166	62,4186619	60,0108203

Tableau V.3 : Tableau des forces Fx et Fy

V.2.2 Méthode dynamique modale spectrale

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calcul sophistiquées et en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (exemple RPA88) dès lors que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).

L'étude vibratoire d'un système donné suppose le choix du modèle mécanique dont le comportement reflète aussi fidèlement que possible celui du système réel.

- **Modélisation et résultants:**

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.

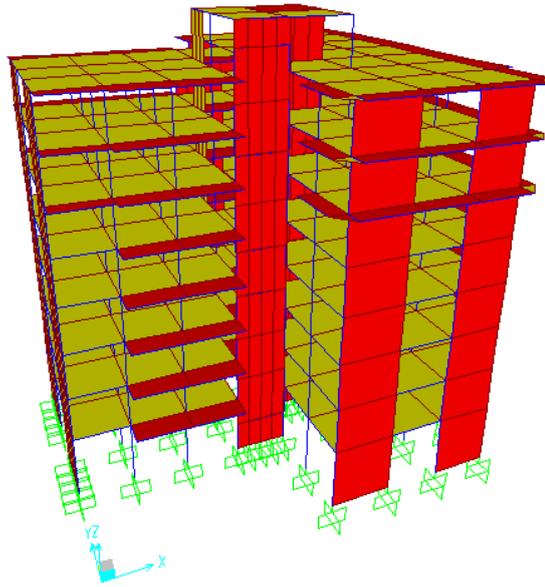


Figure V.1 : Schéma de model de logiciel sap2000

- Schéma de spectre de calcul :

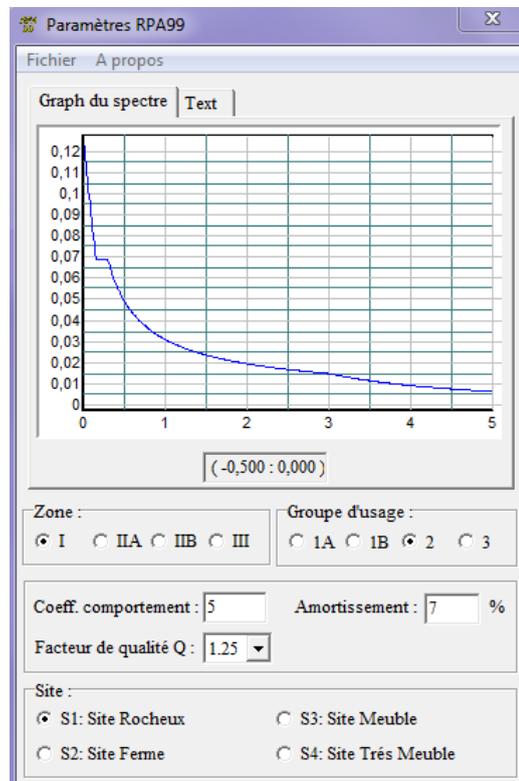


Figure V.2 : Schéma de spectre

➤ **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 a donné les meilleurs résultats vis-à-vis l'interaction et le comportement aussi qui est suivante :

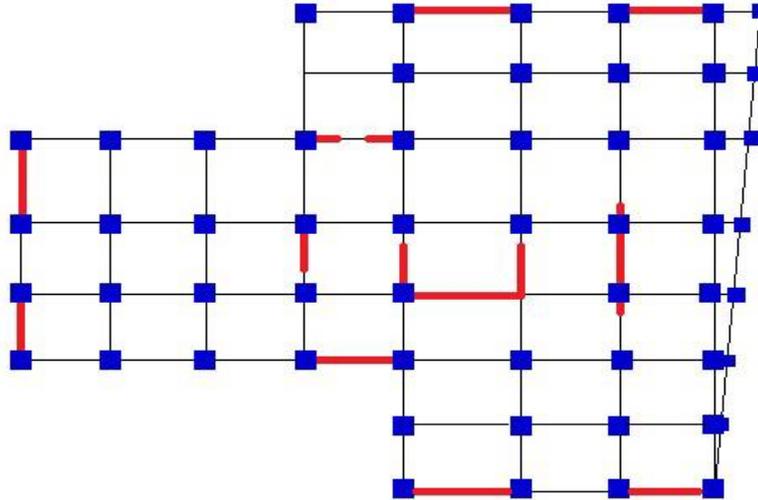


Figure V.3 : Disposition des voiles

➤ **Vérifications:**

Tableau des périodes de vibration et participation massique

Modes	Périodes T (Sec)	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
		U_x	U_y	U_x	U_y
Mode 1	0,754693	0,00813	0,66947	81,30	66,947
Mode 2	0,707008	0,63221	0,0007	64,034	67,017
Mode 3	0,635333	0,07408	0,03804	71,442	70,821
Mode 4	0,191709	0,00103	0,17254	71,545	88,075
Mode 5	0,188548	0,14394	0,00012	85,939	88,087
Mode 6	0,159244	0,02707	0,00351	88,646	88,438
Mode 7	0,124533	0,000002729	0,000000524	88,647	88,438
Mode 8	0,098971	0,00004569	0,00052	88,651	88,49
Mode 9	0,098376	0,00224	0,00001571	88,875	88,492
Mode 10	0,095302	0,0082	0,0017	89,695	88,662
Mode 11	0,093786	0,01232	0,02311	90,927	90,972
Mode 12	0,092546	0,02259	0,02595	93,186	93,567

Tableau V. 4 : Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA sont vérifiées.

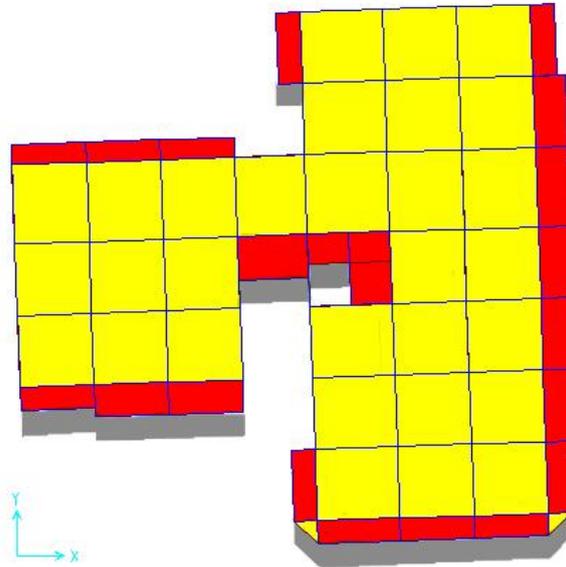


Figure V.4 : 1^{er} mode (translation suivant Y)

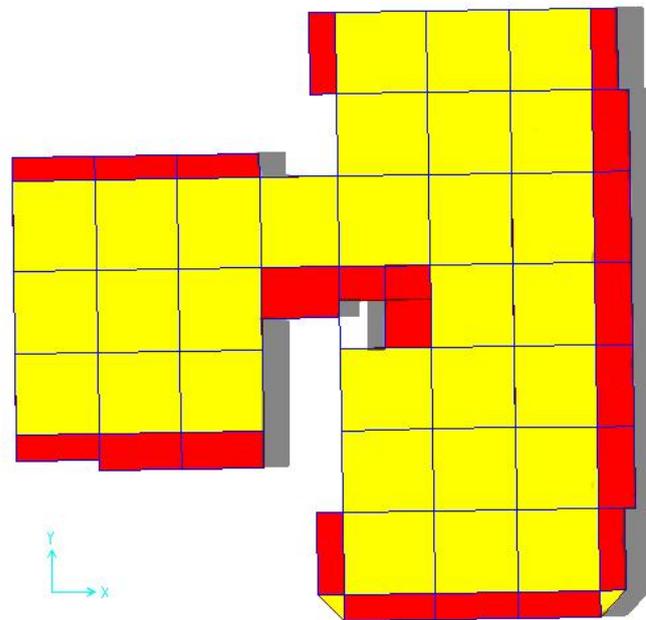


Figure V.5 : 2^{ème} mode (translation suivant X)

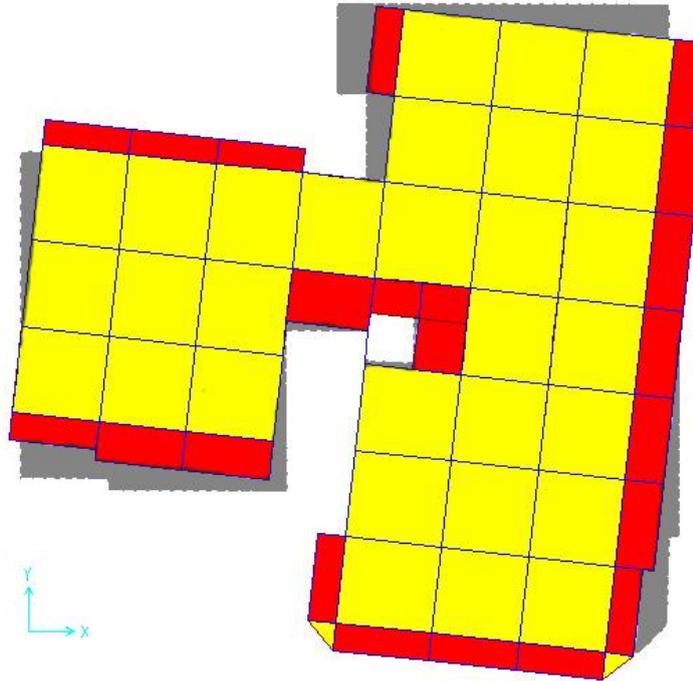


Figure V.6 : 3ème mode (torsion autour de Z)

➤ Justification de l'interaction sous chargement verticale "Voiles-portiques"

- Pour les voiles :

	<u>Sens X-X</u>		
	<u>Effort KN</u>	<u>Effort Global KN</u>	<u>Pourcentage%</u>
RDC	3935,234	51134,08	7,695912393
Niv 1	3406,968	44126,687	7,720878751
Niv 2	2994,422	38032,422	7,873340278
Niv 3	2628,748	31960,969	8,224869528
Niv 4	2307,417	25802,439	8,942631354
Niv 5	1886,803	20002,981	9,43260907
Niv 6	1452,793	13867,004	10,47661773
Niv 7	915,181	7904,995	11,57724957
Buanderie	276,353	1014,683	27,23540258

Tableau V.5 : Vérification sous charges verticales pour les voiles sens XX

	<u>Sens Y-Y</u>		
	<u>Effort KN</u>	<u>Effort Global KN</u>	<u>pourcentage %</u>
RDC	4533,302	51134,08	8,865519826
Niv 1	3883,179	44126,687	8,800069219
Niv 2	3529,582	38032,422	9,280455502
Niv 3	3060,813	31960,969	9,576721532
Niv 4	2616,258	25802,439	10,13957634
Niv 5	2068,379	20002,981	10,34035377
Niv 6	2579,499	13867,004	18,60170373
Niv 7	1432,274	7904,995	18,11859464
Buanderie	218,628	1014,683	21,54643371

Tableau V. 6 : Vérification sous charges verticales pour les voiles sens YY

- Pour les portiques :

	<u>Sens X-X</u>		
	<u>Effort KN</u>	<u>Effort Global KN</u>	<u>pourcentage %</u>
RDC	47198,846	51134,08	92,30408761
Niv 1	40719,719	44126,687	92,27912125
Niv 2	35038	38032,422	92,12665972
Niv 3	29332,221	31960,969	91,77513047
Niv 4	23495,022	25802,439	91,05736865
Niv 5	18116,178	20002,981	90,56739093
Niv 6	12414,211	13867,004	89,52338227
Niv 7	6989,814	7904,995	88,42275043
Buanderie	738,33	1014,683	72,76459742

Tableau V.7 : Vérification sous charges verticales pour les portiques sens XX

	<u>Sens Y-Y</u>		
	<u>Effort KN</u>	<u>Effort Global KN</u>	<u>pourcentage %</u>
RDC	46600,778	51134,08	91,13448017
Niv 1	40243,508	44126,687	91,19993078
Niv 2	34502,84	38032,422	90,7195445
Niv 3	28900,156	31960,969	90,42327847
Niv 4	23186,181	25802,439	89,86042366
Niv 5	17934,602	20002,981	89,65964623
Niv 6	11287,505	13867,004	81,39829627
Niv 7	6472,721	7904,995	81,88140536
Buanderie	796,055	1014,683	78,45356629

Tableau V.8 : Vérification sous charges verticales pour les portiques sens YY

- **Analyse des résultats**

L'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux.

- **Justification de l'interaction sous chargement Horizontale "Voiles-portiques" :**

- **Pour les voiles :**

	<u>Sens X-X</u>		
	<u>Effort KN</u>	<u>Effort Global KN</u>	<u>pourcentage %</u>
RDC	-1414,41	-1784,062	79,26008996
Niv 1	-1527,10	-1956,17	78,06581227
Niv 2	-1488,612	-1904,223	78,17424744
Niv 3	-1155,251	-1535,51	75,23565460
Niv 4	-1109,783	-1488,207	74,57181695
Niv 5	-747,155	-1241,32	60,19036187
Niv 6	-477,041	-667,783	71,43652953
Niv 7	-224,762	-472,04	47,61503262
Buanderie	-83,152	-107,53	77,32911745

Tableau V.9 : Vérification sous charges horizontale pour les voiles sens XX

Remarque : On remarque que l'interaction horizontale dans le sens xx ne vérifie pas les conditions RPA (Maximum de la charge des voiles est 75%), donc il faut, soit augmenter les sections des poteaux soit modifier les voiles.

Aussi, même dans l'interaction horizontale dans le sens yy ne vérifie pas les conditions RPA.

Dans ce cas on augmente les sections des poteaux et non pas la modification des voiles afin d'éviter l'augmentation de la période fondamentale et la rotation dans le 2^{ème} mode de vibration.

Alors, les poteaux 55x55 et on reprend tous les calculs.

Tout les résultats précédent sans calculés avec la nouvelle modéfication.

	<u>Sens X-X</u>		
	<u>Effort KN</u>	<u>Effort Global KN</u>	<u>pourcentage %</u>
RDC	-1500,507	-1992,159	75,32064459
Niv 1	-1638,381	-2209,519	74,15102563
Niv 2	-1524,373	-2113,459	72,12692558
Niv 3	-1224,384	-1955,821	62,60204794
Niv 4	-1059,798	-1688,423	62,76851239
Niv 5	-781	-1487,665	52,49837833
Niv 6	-576,991	-956,541	60,32057173
Niv 7	-296,3	-713,776	41,51162269
Buanderie	-111,82	-166,985	66,96409857

Tableau V.10 : Vérification sous charges horizontale pour les voiles sens XX

	<u>Sens Y-Y</u>		
	<u>Effort KN</u>	<u>Effort Global KN</u>	<u>pourcentage %</u>
RDC	-1847,249	-2256,265	81,87198755
Niv 1	-1660,156	-2271,499	73,08636279
Niv 2	-1512,364	-2084,416	72,55576622
Niv 3	-1206,203	-1899,682	63,49499548
Niv 4	-1089,583	-1606,203	67,83594602
Niv 5	-802,138	-1472,695	54,46735407
Niv 6	-712,542	-1126,871	63,23190498
Niv 7	-344,028	-737,953	46,61922914
Buanderie	-121,849	-172,988	70,43783384

Tableau V.11 : Vérification sous charges horizontales pour les voiles sens YY

▪ Pour les portiques :

	<u>Sens X-X</u>		
	<u>Effort KN</u>	<u>Effort Global KN</u>	<u>pourcentage %</u>
RDC	-491,652	-1992,159	24,67935541
Niv 1	-571,138	-2209,519	25,84897437
Niv 2	-589,086	-2113,459	27,87307442
Niv 3	-731,437	-1955,821	37,39795206
Niv 4	-628,625	-1688,423	37,23148761
Niv 5	-706,665	-1487,665	47,50162167
Niv 6	-379,55	-956,541	39,67942827
Niv 7	-417,476	-713,776	58,48837731
Buanderie	-55,165	-166,985	33,03590143

Tableau V.12 : Vérification sous charges horizontales pour les portiques sens XX

	<u>Sens Y-Y</u>		
	<u>Effort</u> <u>KN</u>	<u>Effort Global</u> <u>KN</u>	<u>pourcentage</u> <u>%</u>
RDC	-409,016	-2256,265	18,12801245
Niv 1	-611,343	-2271,499	26,91363721
Niv 2	-572,052	-2084,416	27,44423378
Niv 3	-693,479	-1899,682	36,50500452
Niv 4	-387,9637841	-1206,203	32,16405398
Niv 5	-670,557	-1472,695	45,53264593
Niv 6	-414,329	-1126,871	36,76809502
Niv 7	-393,925	-737,953	53,38077086
Buanderie	-51,139	-172,988	29,56216616

Tableau V.13 : Vérification sous charges horizontales pour les portiques sens YY

- **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge horizontales (sens X-X et Y-Y) est vérifiée dans tous les niveaux.

- **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 :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Niveau	Type de Poteau	B (cm ²)	Nd (KN)	v	Observation
RDC et 1 ^{er} étage	55×55	3025	1877,223	0,248	Vérifiée
RDC	35×35	1225	347,204	0,108	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	50×50	2500	1429,619	0,229	Vérifiée
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	45×45	2025	936,375	0,185	Vérifiée
6 ^{ème} étage et 7 ^{ème} étage	40×40	1600	473,815	0,118	Vérifiée
buanderie	35×35	1225	164,611	0,054	Vérifiée

Tableau V.14 : Vérification de l'effort normal réduit.

➤ Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Résultante des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	V_{dyn}/V_{st}	Observation
Sens x-x	2886,731	1576,39	1,83	Vérifiée
Sens y-y	2860,738	1515,6	1,88	Vérifiée

Tableau V.15 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

➤ 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 :

$$\Delta K = \delta K - \delta K-1$$

$$\delta K = R \times \delta e K$$

Avec :

δK : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA (Art4.43)

δeK : déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement ($R=5$).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau IV.9.

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	δeK (cm)	δK (cm)	$\delta K-1$ (cm)	ΔK (cm)	hK (cm)	$\Delta K/hK$ (%)	δeK (cm)	δK (cm)	$\delta K-1$ (cm)	ΔK (cm)	$\Delta K/hK$ (%)
RDC	0,11	0,55	0	0,55	408	0,00134804	0,07	0,35	0	0,35	0,00085784
NIV 01	0,27	1,35	0,55	0,8	306	0,00261438	0,19	0,95	0,35	0,6	0,00196078
NIV 02	0,48	2,4	1,35	1,05	306	0,00343137	0,33	1,65	0,95	0,7	0,00228758
NIV 03	0,7	3,5	2,4	1,1	306	0,00359477	0,49	2,45	1,65	0,8	0,00261438
NIV 04	0,94	4,7	3,5	1,2	306	0,00392157	0,66	3,3	2,45	0,85	0,00277778
NIV 05	1,17	5,85	4,7	1,15	306	0,00375817	0,83	4,15	3,3	0,85	0,00277778
NIV 06	1,39	6,95	5,85	1,1	306	0,00359477	1	5	4,15	0,85	0,00277778
NIV 07	1,6	8	6,95	1,05	306	0,00343137	1,15	5,75	5	0,75	0,00245098

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.

➤ **Justification vis à vis de l'effet P-Δ : [RPA (5.9)]**

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k"

$$P_K = \sum_{i=K} n(W_{gi} + \beta \times W_{qi})$$

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "k".

ΔK : 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-Δ peuvent être pris en compte de manière

approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} 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 IV.10.

Niveau	hk (cm)	Pk (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δk	Vk (KN)	Θ_k	Δk	Vk (KN)	Θ_k
RDC	408	45809,92	0,55	1992,159	0,03099831	0,35	2256,265	0,01741716
NIV 01	306	39470,61	0,8	2209,519	0,04670299	0,6	2271,499	0,03407149
NIV 02	306	33806,31	1,05	2113,459	0,05488729	0,7	2084,416	0,03710137
NIV 03	306	28238,26	1,1	1955,821	0,05190152	0,8	1899,682	0,03886204
NIV 04	306	22757,28	1,2	1688,423	0,05285656	0,85	1206,203	0,05240798
NIV 05	306	17363,39	1,15	1487,665	0,04386375	0,85	1472,695	0,0327506
NIV 06	306	11253,34	1,1	956,541	0,04229111	0,85	1126,871	0,02773989
NIV 07	306	5221,203	1,05	713,776	0,02510016	0,75	737,953	0,0173413

Tableau V.17 : Vérification de l'effet P-Δ.

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.10, les effets P-Δ peuvent être négligés.

➤ **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 :

$$\frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$M_x = 50969,268 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 49155,7389 \text{ KN.m}$$

$$N = 55338,218 \text{ KN.}$$

$$B_x = 28,27 \text{ m}$$

$$B_y = 25,6 \text{ m}$$

$$\frac{M_x}{Nt} = \frac{50969,268}{55338,218} = 0,92 \text{ m} < \frac{B_x}{4} = 7,0675 \text{ m} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{M_y}{Nt} = \frac{49155,7389}{N} = 0,88 \text{ m} < \frac{B_y}{4} = 6,4 \text{ m} \dots\dots\dots \text{CV}$$

V.3. Conclusion

Dans notre étude dynamique on a opté pour la disposition des voiles qui a permis d'avoir les meilleurs résultats vis-à-vis des normes du **RPA 99 version 2003**.

Toutes les étapes de cette étude, à partir de la vérification de la période a travers le passage par le comportement de la structure et l'interaction voiles-portiques jusqu'à l'effort normal réduit, découlent de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique est très complexe pour certain type de structures, parce que des contraintes architecturales peuvent gêner certaines étapes.

Pour notre cas, nous avons pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003, et cela avec les dimensions suivantes :

❖ **Poteaux:**

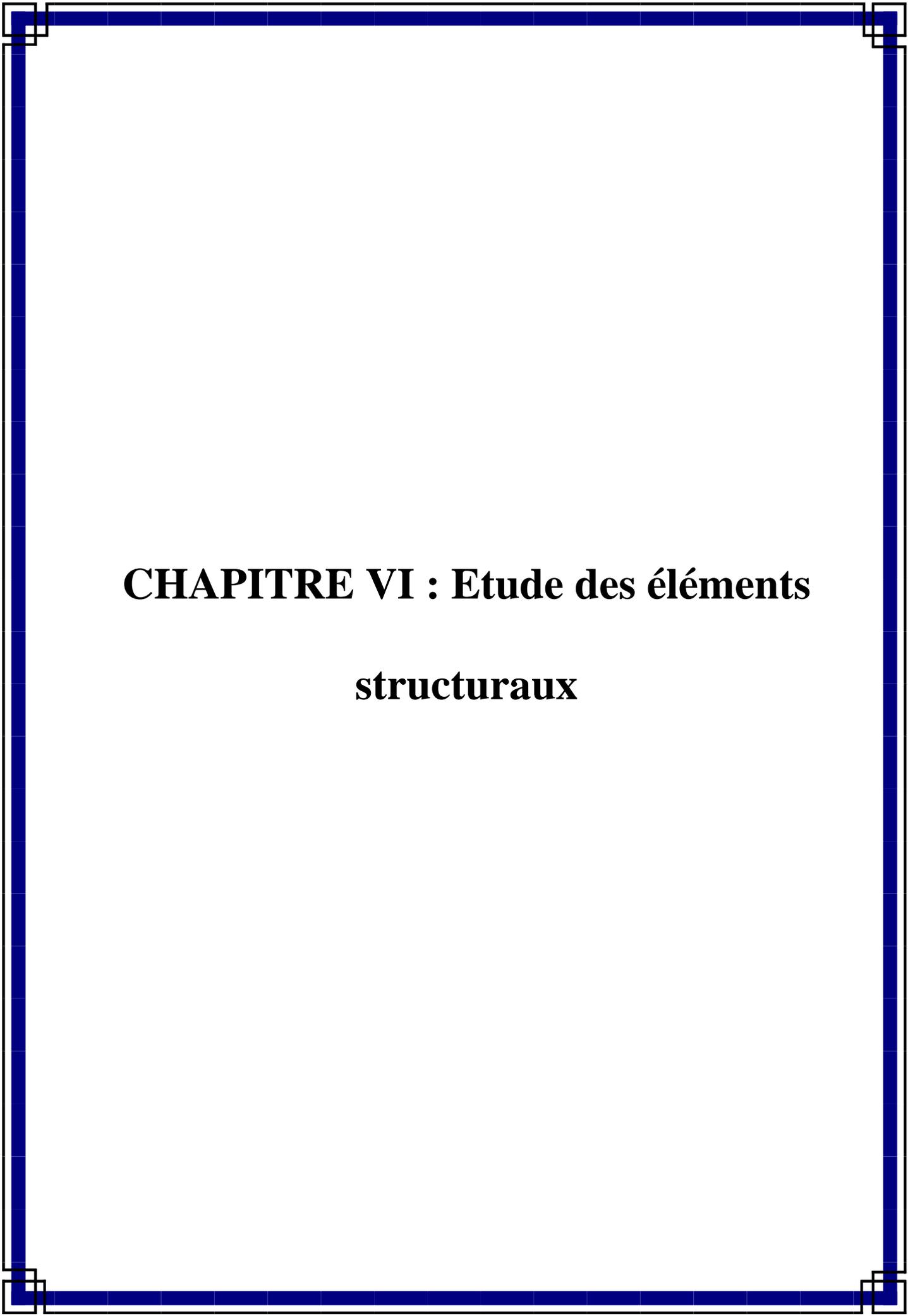
- Entre sol, R.D.C et 1^{er} étage (55x55)cm².
- 2^{ème}, et 3^{ème} étage (50x50)cm².
- 5^{ème}, et 4^{ème} étage (45x45)cm².
- 6^{ème} et 7^{ème} étage (40x40)cm².
- Buanderie..... (35x35)cm².

❖ **Poutres :**

- Poutres principales (35x30)cm²
- Poutres secondaires (30x30)cm².

❖ **Voiles:**

- type01 e = 20cm.
- type02 e = 15cm.



CHAPITRE VI : Etude des éléments structuraux

VI.1 Introduction :

Après le calcul dynamique et la détermination des efforts internes des différents éléments de la structure à l'aide du logiciel SAP2000, nous allons par la suite dans ce chapitre déterminer le ferrailage des éléments structuraux nécessaire à la résistance et à la stabilité aux différentes sollicitations.

Le ferrailage sera fait conformément aux règles CBA93, BAEL91 et le RPA99V2003.

Dont :

- ✓ Les poutres seront calculées en flexion simple.
- ✓ Les poteaux seront calculés en flexion composée.
- ✓ Les voiles seront calculées en flexion composée.

VI.2 Poteaux :

VI.2.1 Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

Selon BAEL 91 : [Combinaisons fondamentales]

ELU : **1,35G + 1,5Q**

ELS : **G + Q**

Selon RPA 99/2003 : [Combinaisons accidentelles]

ELA **G + Q ± E**

ELA **0,8G ±E**

VI.2.2 Vérification spécifique sous sollicitations normales réduites :

Avant de calculer le ferrailage, il faut d'abord faire les vérifications prescrites par le RPA 99 version 2003, et 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 :

$$v = \frac{Nd}{Bc \cdot f_{c28}} \leq 0,3 \quad (\text{voir chapitre V Tableau V.14})$$

VI.2.3 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

D'après le RPA99v2003, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur suivante:

$$\tau_u \leq \tau_{bu}$$

Avec :

τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique :

$$\tau_u = \frac{T}{bd}$$

$$\tau_{bu} = \rho_d * f_{c28} \dots\dots\dots \text{RPA99v2003}$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_d = 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

Avec :

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0,7 * l_0$$

$$l_f \text{ (RDC)} = 0,7 * 4,08 = 2,856 \text{ m}$$

$$l_f \text{ (Etages 1 à 7)} = 0,7 * 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

Niveau	V (MN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	Obs
RDC(55x55)	0,0316	0,0638	5,192	0,075	1,875	CV
1 ^{er} étage(55x55)	0,0257	0,0520	8,160	0,075	1,875	CV
2 ^{ème} étage(50x50)	0,0713	0,1440	3,894	0,040	1	CV
3 ^{ème} étage(50x50)	0,0610	0,1356	4,284	0,040	1	CV
4 ^{ème} étage(45x45)	0,0659	0,1464	4,284	0,040	1	CV
5 ^{ème} étage(45x45)	0,0588	0,1452	4,760	0,040	1	CV
6 ^{ème} étage(40x40)	0,0656	0,1620	4,760	0,040	1	CV
7 ^{ème} étage(40x40)	0,0552	0,1534	5,355	0,075	1,875	CV

Tableau VI.1 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.

VI.2.4 Calcul du ferrailage longitudinal :

On va calculer manuellement un seul poteau qui est le poteau du RDC le plus sollicité, et on va traiter les autres par logiciel SAP2000.

Le calcul de ferrailage se fait en flexion composée, car le poteau est sollicité par un effort normal N et un moment fléchissant M.

Données :

- b = 0,55 m
- h = 0,55 m
- d = 0,49 m ; d' = 0,05 m
- $\sigma_{sc} = 348 \text{ MPa}$
- Nu = 1877,223 KN/m.
- Mu = 61,825 KN.m
- V = 31,577 KN/m.

✚ Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{61,825}{1877,223} = 0,033 \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,033 + \frac{0,55}{2} - 0,055 = 0,253 \text{ m}$$

✚ Moment fictive (Ma) :

$$Ma = Nu * e_a = 1877,223 * 0,253 = 474,937 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow Ma = 0,4749 \text{ MN. M}$$

$$Nu * (d - d') - Ma = 1877,22 \cdot 10^{-3} * (0,495 - 0,05) - 0,4749 = 0,36 \dots\dots\dots \text{I}$$

$$\left(0,337 - 0,81 * \frac{d'}{d} \right) * b * d^2 * f_{bc} = 0,601 \dots\dots\dots \text{II}$$

Donc :
I < II CV

La section est partiellement comprimée avec les armatures inférieures tendus
 $\Rightarrow A_{sc} = 0$

ELU :

$$\mu_u = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,4749}{0,55 * 0,495^2 * 14,17} = 0,248 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{SSA. (A}_2=0)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,362$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) \Rightarrow z = 0,423 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_a}{z} - N_u \right) = \frac{1}{348} \left(\frac{0,4749}{0,423} - 1,877 \right) = -21,67 \text{ cm}^2$$

Le béton seul à la possibilité de résister sans ferrailage donc on va ferrailer avec A_{min} (RPA99v2003).

Le bâtiment est implanté à Tlemcen zone I, donc :

Le pourcentage minimum des armatures est 0.7% B

Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

Récapitulation de calcul de ferrailage :

Niveau	Section (cm ²)	A cal (cm ²)	A _{min} RPA(cm ²)	A _{max} RPA (cm ²) ZC	A _{max} RPA (cm ²) ZR	Ferrailage	
						Section choisie	Choix
RDC	(55x55)	-21,67	21,175	90,75	181,5	22,24	8T16+4T14
	(35x35)	1,87	8,575	36,75	73,5	9,03	8T12
1 ^{er} étage	(55x55)	-21,67	21,175	90,75	181,5	22,24	8T16+4T14
2 ^{ème} étage	(50x50)	13,99	17,5	75	150	18,48	12T14
3 ^{ème} étage	(50x50)	13,99	17,5	75	150	18,48	12T14
4 ^{ème} étage	(45x45)	7,12	14,175	60,75	121,5	15,19	4T14+8T12
5 ^{ème} étage	(45x45)	7,12	14,175	60,75	121,5	15,19	4T14+8T12
6 ^{ème} étage	(40x40)	0,03	11,2	48	96	13,57	12T12
7 ^{ème} étage	(40x40)	0,03	11,2	48	96	13,57	12T12
Buanderie	(35x35)	1,87	8,575	36,75	73,5	9,03	8T12

Tableau VI. 2 : Récapitulatif de calcul de ferrailage.

VI.2.5 Calcul du ferrailage transversal :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule:

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho.Vu}{h_1.f_e} \quad (\text{RPA99v2003})$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale $f_e = 235$ MPa.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$\rho = 2.5$ si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$

$\rho = 3.75$ si l'élançement géométrique $\lambda_g < 5$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées comme suit :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_1 \right) \quad \text{BAEL91modifié99}$$

Avec :

Φ_1 : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{55}{35} ; \frac{55}{10} ; 1,2 \right) = \min (1,57 ; 5,5 ; 1,2) \Rightarrow \Phi_t \leq 1,2 \text{ cm On adopte } \Phi 10.$$

✚ Calcul de l'espacement : (RPA99v2003)

$t \leq \text{Min} (10 \Phi_1, 15 \text{ cm})$ en zone nodal (zone I).

$t' \leq 15\Phi_1$ en zone courante.

Donc :

$t \leq \text{Min} (12, 15 \text{ cm})$ on prend $t = 10 \text{ cm}$

$t' \leq 18$ on prend $t' = 15 \text{ cm}$

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I) :

$\Phi = 1,2 \text{ cm } L_r = 40 * 1.2 = 48 \text{ cm}$ on prend $L_r = 50 \text{ cm}$.

$\Phi = 1,4 \text{ cm } L_r = 40 * 1.4 = 56 \text{ cm}$ on prend $L_r = 60 \text{ cm}$.

$\Phi = 1,6 \text{ cm } L_r = 40 * 1.6 = 64 \text{ cm}$ on prend $L_r = 65 \text{ cm}$.

Récapitulation de calcul :

Etage	h (cm)	V (MN)	λ_g	ρ_a	t (cm)	t' (cm)	At (cm ²)	Φt (mm)
RDC	55	0,0316	5,192	2,5	10	15	0,6112	10
1 ^{er} étage	55	0,0713	3,894	3,75	10	15	2,0686	10
2 ^{ème} étage	50	0,061025	4,284	3,75	10	15	1,9476	10
3 ^{ème} étage	50	0,065903	4,284	3,75	10	15	2,1032	10
4 ^{ème} étage	45	0,058845	4,760	3,75	10	15	2,0867	10
5 ^{ème} étage	45	0,065636	4,760	3,75	10	15	2,3275	10
6 ^{ème} étage	40	0,055256	5,355	2,5	10	15	1,4695	10
7 ^{ème} étage	40	0,053724	5,355	2,5	10	15	1,4288	10
Buanderie	35	0,0283	6,120	2,5	10	15	0,8601	10

Tableau VI.3 : Récapitulatif de ferrailage transversal.

Dessin de ferrailage :

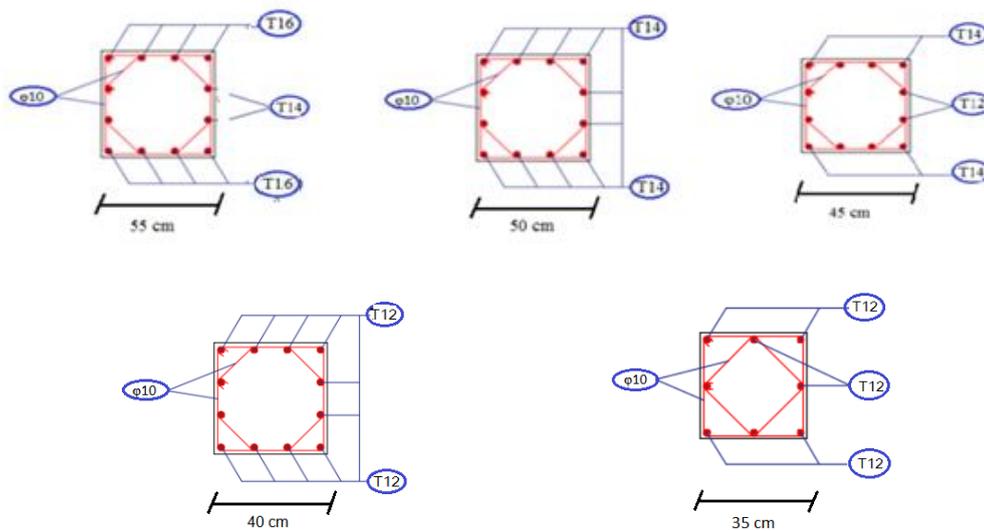


Figure VI.

1: Schéma

de ferrailage des poteaux.

VI.3 - Poutres :

VI.3.1 Introduction :

Le calcul des poutres se fait en flexion simple d'après les règlements BAEL 91 modifié 99 et le RPA 99v2003 pour la vérification.

VI.3.2 Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sont :

Combinaison fondamentale BAEL 91 :

$$1,35 G + 1,5 Q \ll \text{ELU} \gg$$

Combinaisons accidentelles RPA 99v2003 :

$$G + Q \pm E.$$

$$0,8 G \pm E.$$

Pour les combinaisons fondamentales et accidentelles, on prend le moment maximum et on vérifie avec la combinaison ELS.

	ELU		ELS		G+Q+E		0,8G+E	
	Mt (KN)	Mapp (KN)						
PP 30*35	57,8849	73,588	29,8672	51,9999	77,3378	101,769	81,3089	97,7979
V (KN)	100,107		72,569		133,595		125,583	

Tableau VI. 4 : Combinaisons de calcul des poutres principales de la structure.

VI.3.3 Détermination de ferrailage :

D'après le RPA 99v2003, le ferrailage des poutres doit respecter les recommandations suivantes :

- ⇒ Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par des forces latérales sismiques, ils doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égal à la moitié de la section sur appui
- ⇒ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- ⇒ La longueur minimale des recouvrements est de 40 Øl en zone II
- ⇒ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement.

VI.3.3.1 Poutres Principales :

Niveau	Mapp (KN.m)	Mtra (KN.m)	V (KN)
RDC	73,588	57,8849	100,107
Etage 1	91,3692	73,9633	122,727
Etage 2	101,769	77,3378	133,595
Etage 3	99,5421	78,966	75,5159
Etage 4	96,9178	65,739	65,739
Etage 5	84,0248	64,9891	53,229
Etage 6	78,0481	55,5552	36,8
Etage 7	60,8444	41,4003	46,158
Buanderie	61,8519	27,506	35,228

Tableau VI. 5 : Sollicitation des poutres principales de la structure.

On va prendre les poutres du 1^{er} étage comme exemple de calcul qui a comme dimensions (30 x 35), et les autres seront traités par SAP2000.

	ELU		ELS		G+Q+E		0,8G+E	
	Mt (KN)	Mapp (KN)						
PP 30*35	58,6871	26,1974	18,9915	42,7739	73,9633	91,3692	76,7895	88,5431
V (KN)	45,189		32,959		122,727		115,958	

Tableau VI.6 : Combinaisons de calcul des poutres principales du 1er étage.

1) Calcul des armatures longitudinales :

En travée :

➤ ELU:

$$M_u = 73,963 \text{ KN.m} = 0,0739 \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,0739}{0,3 \cdot 0,315^2 \cdot 14,17} = 0,175 < 0,392 \implies \text{SSA}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 0,242$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,284 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{0,0739}{348 \times 0,284} = 7,47 \text{ cm}^2$$

Le choix est : 4T14+2T12=8,42cm².

✓ **CNF:**

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{bh}{1000} ; 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{30 \times 35}{1000} ; 0,23 \times 30 \times 35 \frac{2,1}{400} \right)$$

$$A_{st} = 8,42 \text{ cm}^2 \geq 1,26 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

➤ **ELS:**

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

Avec:

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{0,0739}{0,0189} = 3,91$$

$$\text{Donc : } \alpha \leq \frac{3,91 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow 0,242 \leq 1,705 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton.

En appui :

➤ **ELU :**

$$M_u = 91,369 \text{ KN.m} = 0,0913 \text{ MN.m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,0913}{0,30 \times 0,315^2 \times 14,17} = 0,216 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 0,307$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,276 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{0,0913}{348 \times 0,276} = 9,50 \text{ cm}^2$$

Le choix est : 4T16+2T14=11,12cm²

• **CNF :**

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{bh}{1000} ; 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{30 \cdot 35}{1000} ; 0,23 \cdot 30 \cdot 35 \frac{2,1}{400} \right)$$

$$A_{st} = 11,12 \geq 1,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **ELS :**

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

Avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{0,0913}{0,0427} = 2,13$$

$$\text{Donc : } \alpha \leq \frac{2,13-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow 0,307 \leq 0,815 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton

Armatures minimales :

$$A_{\min} = 0,5\% (b \cdot h) = 0,5\% (30 \cdot 35)$$

$$A_{\min} = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tra}} + A_{\text{app}} = 19,54 \text{ cm}^2 > 4,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Armatures maximales :

Zone courante :

$$A_{\max} = 4\% (b \cdot h)$$

$$A_{\max} = 4\% (30 \cdot 35) = 42 \text{ cm}^2$$

Zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 6\% (b \cdot h)$$

$$A_{\max} = 6\% (30 \cdot 35) = 63 \text{ cm}^2$$

✚ **Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :**

Pour des armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne, d'après le BAEL, la condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_{ad}} = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right) \text{ MPa.}$$

$$\tau_{ad} = \min (3,33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{0,122}{0,30 \cdot 0,315} = 1,29 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 1,29 \leq \tau_{ad} = 3,33 \dots\dots\dots \text{CV}$$

2) Calcul des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \Phi_t \text{ min} , \frac{b}{10} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{35}{35} ; \Phi_t \text{ min} , \frac{30}{10} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min (1 ; 1,2 ; 3)$$

On adopte $\Phi_t = 10 \text{ mm}$

✚ Espacement des cadres :

D'après le R.P.A 99 V2003 on a :

❖ Zone nodale :

$$St \leq \min \left(\frac{ht}{4} ; 12\Phi_1 ; 30\text{cm} \right)$$

$$St \leq \min \left(\frac{21}{4} ; 12*1,2 ; 30\text{cm} \right)$$

$$St \leq 5,25 \text{ cm.}$$

On prend : $St = 7 \text{ cm}$ (min RPA)

❖ Zone courante :

$$St' \leq \frac{h}{2} = \frac{21}{2} = 10,5 \text{ cm}$$

On prend $St = 10 \text{ cm}$.

✚ L'ancrage des armatures :

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I) :

$$\Phi = 1,2 \text{ cm } L_r = 40*1,2 = 48 \text{ cm on prend } L_r = 50 \text{ cm.}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm } L_r = 40*1,4 = 56 \text{ cm on prend } L_r = 60 \text{ cm.}$$

$$\Phi = 1,6 \text{ cm } L_r = 40*1,6 = 64 \text{ cm on prend } L_r = 65 \text{ cm.}$$

Les longueurs à prendre en considération pour chaque barre sont :

$$l' = 2*h = 2*35 = 70 \text{ cm.... « RPA99 V2003, p66, fig7.2 »}$$

✚ Vérification de flèche :

$$L_{\max} = 4\text{m.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{400} = 0,0875 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{CV}$$

En travée :

$$\frac{Ast}{b.d} \leq \frac{4,2}{fe} \Rightarrow \frac{8,42}{30*31,5} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,0089 \leq 0,010 \dots\dots \text{CV}$$

Donc le calcul de la flèche est inutile

Récapitulatif de calcul poutres principales :

Niveau	A calculé (cm ²)		A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) ZC	A _{max} (cm ²) ZR	A choisi (cm ²)		Armatures transversales (cm)		
	App	Tra				App	Tra	St	St'	Φt
RDC (35*30)	7,43	5,7	5,25	42	63	8,42= 4T14+2T12	6,79= 6HA12	7	10	10
Etage 1 (35*30)	9,50	7,47	5,25	42	63	11,12= 4HA16+2HA14	8,42= 4HA14+2HA12	7	10	10
Etage 2 (35*30)	10,8	7,86	5,25	42	63	11,12= 4HA16+2HA14	8,42= 4HA14+2HA12	7	10	10
Etage 3 (35*30)	10,52	8,04	5,25	42	63	11,12= 4HA16+2HA14	8,42= 4HA14+2HA12	7	10	10
Etage 4 (35*30)	10,2	6,56	5,25	42	63	11,12= 4HA16+2HA14	8,42= 4HA14+2HA12	7	10	10
Etage 5 (35*30)	8,63	6,47	5,25	42	63	9,24= 6HA14	6,79= 6HA12	7	10	10
Etage 6 (35*30)	7,96	5,45	5,25	42	63	9,24= 6HA14	6,79= 6HA12	7	10	10
Etage 7 (35*30)	6,02	3,98	5,25	42	63	6,79= 6HA12	6,79= 6HA12	7	10	10
Blanchisserie (35*30)	6,13	2,6	5,25	42	63	6,79= 6HA12	6,79= 6HA12	7	10	10

Tableau VI.7 : Ferrailage des poutres principales de la structure.

❖ Schémas de ferrailage des poutres principales:

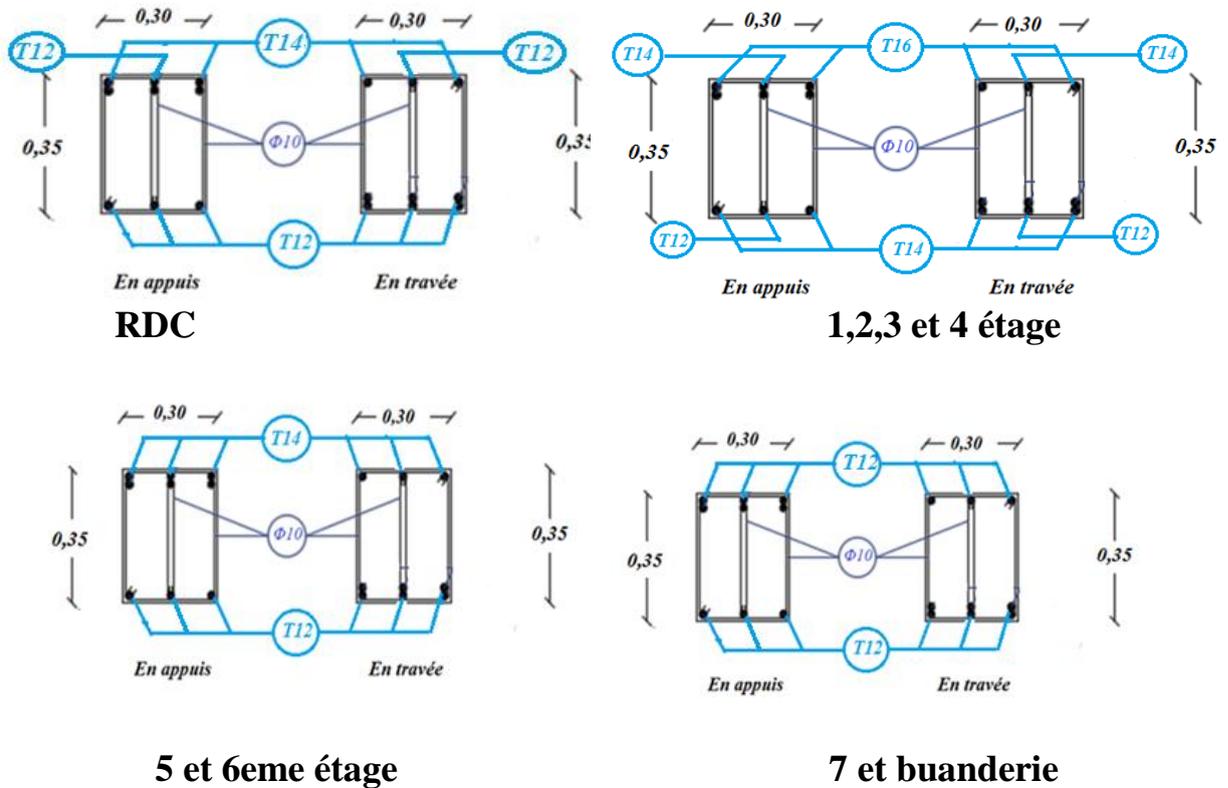


Figure VI. 2: Schéma ferrailage des poutres principales.

VI.3.3.2 Poutres secondaires :

Niveau	Mapp (KN.m)	Mtra (KN.m)	V (KN)
RDC	64,376	38,8893	114,172
1 ^{er} Etage	82,5865	48,3707	142,009
Etage 2	96,6985	59,8892	160,682
Etage 3	101,3081	65,6631	165,824
Etage 4	101,9637	69,9644	164,652
Etage 5	98,6398	68,4426	157,73
Etage 6	91,5041	68,9353	144,939
Etage 7	83,4747	53,8359	129,152
Buanderie	47,4438	27,3109	62,269

Tableau VI.8 : Sollicitation des poutres secondaire de la structure.

On va prendre les poutres du 1^{er} étage comme exemple de calcul qui a comme dimensions (30 x 30).

	ELU		ELS		G+Q+E		0,8G+E	
	Mt (KN)	Mapp (KN)						
PS 30*30	9,8168	45,658	7,1414	33,2796	48,3707	82,5865	51,5935	76,7809
V (KN)	35,226		25,725		142,009		124,917	

Tableau VI.9 : Combinaisons de calcul des poutres secondaires de la structure.

1) . Calcul des armatures longitudinales :

En travée :

➤ **ELU:**

$$M_u = 48,3707 \text{ KN.m} = 0,0483 \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,0483}{0,3 \cdot 0,27^2 \cdot 14 \cdot 17} = 0,155 < 0,392 \implies \text{SSA}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 0,211$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,247 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_{st} = \frac{0,0483}{348 \times 0,247} = 5,62 \text{ cm}^2$$

Le choix est : 6T12=6,79 cm².

• **CNF:**

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{bh}{1000} ; 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{30 \cdot 30}{1000} ; 0,23 \cdot 30 \cdot 30 \frac{2,1}{400} \right)$$

$$A_{st} = 6,79 \text{ cm}^2 \geq 1,08 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **ELS :**

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

Avec :

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{0,04837}{0,00714} = 6,77$$

$$\text{Donc : } \alpha \leq \frac{6,77-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow 0,211 \leq 3,635 \dots\dots\dots\text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton

En appuis :

➤ **ELU :**

$$Mu = 82,5865 \text{ KN.m} = 0,0825 \text{ MN.m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,0825}{0,30 \times 0,27^2 \times 14,17} = 0,266 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 0,394$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,227 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{0,0825}{348 \times 0,227} = 10,44 \text{ cm}^2$$

Le choix est : 4T16+2T14=11,12 cm²

• **CNF :**

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{bh}{1000} ; 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{30 \cdot 30}{1000} ; 0,23 \cdot 30 \cdot 30 \frac{2,1}{400} \right)$$

$$A_{st} = 11,12 \text{ cm}^2 \geq 1,08 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

➤ **ELS :**

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

Avec :

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{0,0825}{0,0332} = 2,48$$

$$\text{Donc : } \alpha \leq \frac{2,48-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow 0,394 \leq 0,990 \dots\dots\dots CV$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton

❖ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = 0,5\% (b \cdot h) = 0,5\% (30 \cdot 30)$$

$$A_{\min} = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tra}} + A_{\text{app}} = 17,91 \text{ cm}^2 > 4,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

❖ **Armatures maximales :**

$$A_{\max} = 4\% (b \cdot h) \dots\dots \text{zone courante.}$$

$$A_{\max} = 4\% (30 \cdot 30) = 36 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 6\% (b \cdot h) \dots\dots \text{zone de recouvrement.}$$

$$A_{\max} = 6\% (30 \cdot 35) = 54 \text{ cm}^2$$

✚ **Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :**

Pour des armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne, d'après le BAEL, la condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_{ad}} = \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b ; 5) \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ad}} = \min (3,33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{0,142}{0,30 \cdot 0,27} = 1,75 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 1,75 \leq \tau_{ad} = 3,33 \dots\dots\dots CV$$

2) **Calcul des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \Phi_{l\min} , \frac{b}{10} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{30}{35} ; \Phi_{l\min} , \frac{30}{10} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min (0,85 ; 1,2 ; 3)$$

On adopte $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

✚ **Espacement des cadres :**

D'après le R.P.A 99 V2003 on a :

❖ **Zone nodale :**

$$St \leq \min \left(\frac{ht}{4} ; 12\Phi_{\min} ; 30\text{cm} \right)$$

$$St \leq \min \left(\frac{21}{4} ; 12*1,2 ; 30\text{cm} \right)$$

$$St \leq 5,25 \text{ cm.}$$

On prend : $St = 7 \text{ cm}$ (min RPA)

❖ **Zone courante :**

$$St' \leq \frac{h}{2} = \frac{21}{2} = 10,5 \text{ cm}$$

On prend $St = 10 \text{ cm}$.

✚ **L'ancrage des armatures :**

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I) :

$$\Phi = 1,2 \text{ cm } Lr = 40*1,2=48 \text{ cm on prend } Lr = 50 \text{ cm.}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm } Lr = 40*1,4=56 \text{ cm on prend } Lr = 60 \text{ cm.}$$

$$\Phi = 1,6 \text{ cm } Lr = 40*1,6=64 \text{ cm on prend } Lr = 65 \text{ cm.}$$

Les longueurs à prendre en considération pour chaque barre sont :

$$l' = 2*h = 2*30 = 60 \text{ cm.... « RPA99 V2003, p66, fig7.2 »}$$

✚ **Vérification de flèche :**

$$L_{\max} = 4\text{m.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{400} = 0,0875 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots\text{CV}$$

$$\frac{A_{st}}{b.d} \leq \frac{4,2}{fe} \Rightarrow \frac{6,79}{30*31,5} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,007 \leq 0,010 \dots\dots\dots\text{CV}$$

Donc le calcul de la flèche est inutile

Récapitulatif de calcul poutres secondaires :

Niveau	A calculé (cm ²)		A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) ZC	A _{max} (cm ²) ZR	A choisis (cm ²)		Armatures transversales (cm)		
	App	Tra				Appuis	Travée	St	St'	Φt
RDC (30*30)	7,77	4,44	4,5	36	54	8,42= 4T14+2T12	6,79= 6T12	7	10	8
Etage 1 (30*30)	10,44	5,63	4,5	36	54	11,12= 4T16+2T14	6,79= 6T12	7	10	8
Etage 2 (30*30)	12,76	7,15	4,5	36	54	14,22= 4T16+4T14	8,42= 4T12+2T1 4	7	10	8
Etage 3 (30*30)	13,58	7,95	4,5	36	54	14,2= 4T16+4T14	8,42= 4T14+2T1 2	7	10	8
Etage 4 (30*30)	13,7	8,36	4,5	36	54	14,2= 4T16+4T14	8,42= 4T14+2T1 2	7	10	8
Etage 5 (30*30)	13,1	8,34	4,5	36	54	14,2= 4T16+4T14	8,42= 4T14+2T1 2	7	10	8
Etage 6 (30*30)	11,88	8,41	4,5	36	54	12,06= 6T14	8,42= 4T14+2T1 2	7	10	8
Etage 7 (30*30)	10,58	6,34	4,5	36	54	12,06= 6T14	8,424= 4T14+2T1 2	7	10	8
BAN (30*30)	5,51	3,05	4,5	36	54	6,79= 6T12	6,79= 6T12	7	10	8

Tableau VI.10 : Ferrailage des poutres secondaires de la structure.

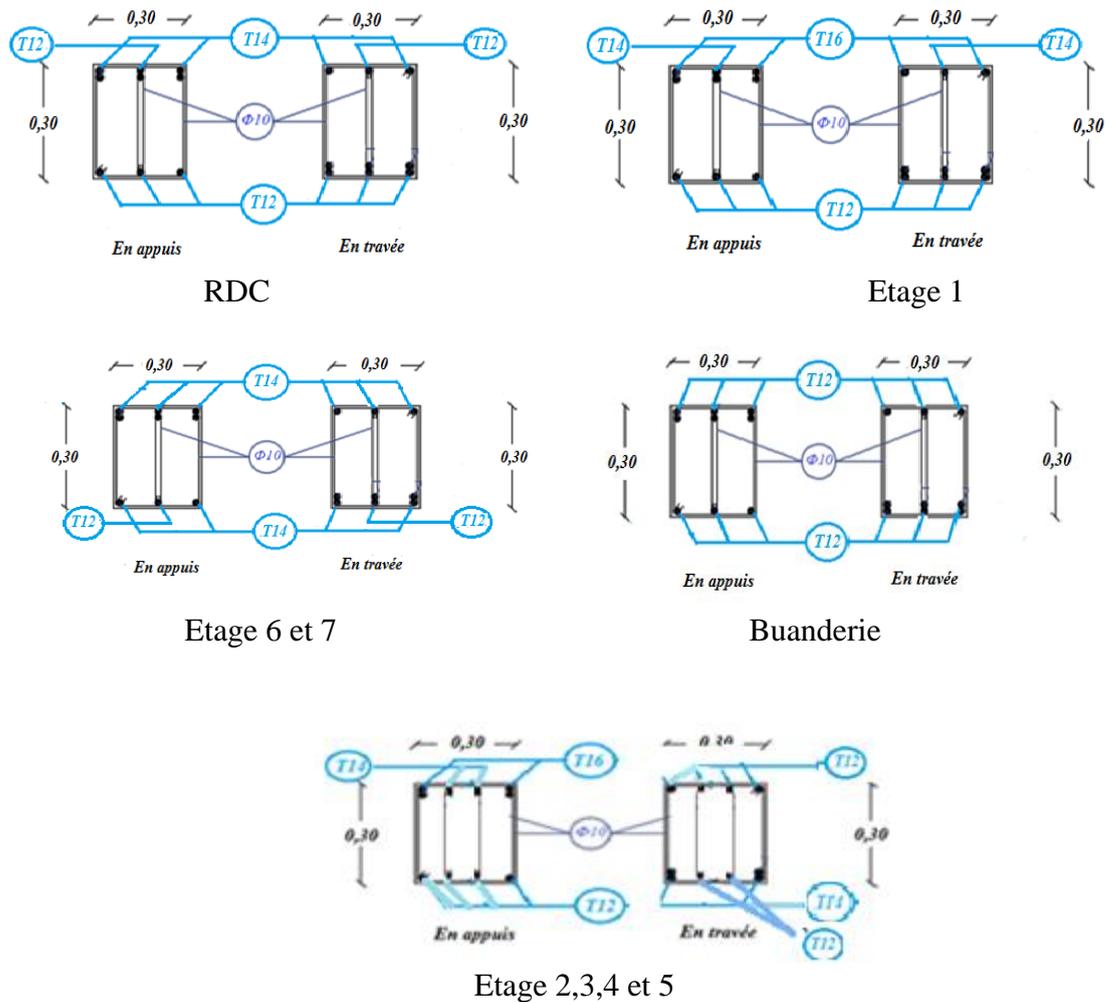


Figure VI. 3: Schéma de Ferrailage des poutres secondaires.

VI.4 Voiles :

VI.4.1 Introduction :

Un voile en béton armé est une structure spatiale dont l'épaisseur est très faible par rapport aux deux autres dimensions.

Les voiles doivent :

- Reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers.
- Participer au contreventement.
- S'opposer à la poussée de terre éventuellement d'eau.
- Assurer une isolation acoustique
- Assurer une protection contre l'incendie

Donc le voile est sollicité par :

- ✓ Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- ✓ Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations ainsi que la charge sismique.

Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement. Ce qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant:

- ✓ Sur le plan vertical (aciers verticaux).
- ✓ Sur le plan horizontal (aciers horizontaux).

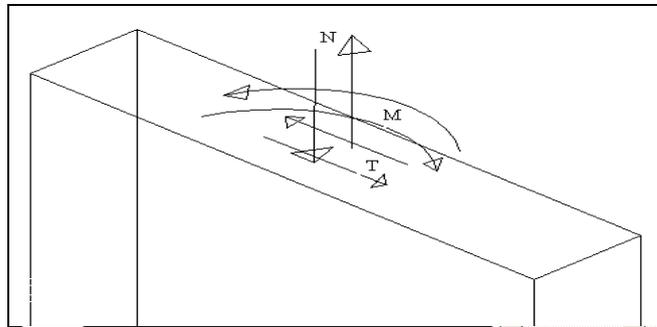


Figure VI. 4 : voile soumis à la flexion composée.

VI.4.2 Combinaisons de calcul :

Selon le RPA99 les combinaisons des actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont :

$$\mathbf{G+Q \pm E}$$

$$\mathbf{0.8G \pm E}$$

✚ Vérification vis à vis de RPA :

$A_{\min}=0.15\%b.h$ globalement dans la section du voile

La combinaison plus défavorable : $\mathbf{G+Q \pm E}$

On a deux type de voiles selon l'épaisseur :

Type 01 : 20cm

Type 02 : 15cm

Voile	L(m)	b(m)	S(m ²)	Y(m)	N(KN)	M(KN.m)	V(KN)
Type 01	1	0,2	0,2	0,5	1976,24	24,2938	195,25
Type 02	1	0,15	0,15	0,5	1178,99	14,0507	134,62

Tableau VI.11 : Sollicitation des murs voiles

Exemple de calcul de type 01 :

Le calcul de ferrailage se fait selon la flexion composée :

$$e = \frac{M}{N} = 0,012 \text{ m} < \frac{L}{2} = 0,5 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \text{Le centre de pression est à l'intérieure de}$$

la section donc il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d-d') - M_a > (0,337 - 0,81 \frac{d'}{h}) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Avec : $h = 0,2 \text{ m}$, $d = 0,9 \cdot h$, $d' = 0,1 \cdot h$ et $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$.

- $e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,012 + 0,1 - 0,02 = 0,092 \text{ m}$.
- $M_a = N \cdot e_a = 1976,24 \cdot 0,092 = 181,81 \text{ KN.m}$
- $(0,337 - 0,81 \frac{d'}{d}) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} = 0,1399 \text{ MPa} \dots \dots (1)$
- $N_u(d-d') - M_a = 0,1344 \text{ MPa} \dots \dots (2)$

On a (1) > (2) donc la section est partiellement comprimée avec les armatures inférieures tendues.

⇒ **Domaine 2.**

Détermination des armatures verticales à l'ELU :

$$\mu_u = \frac{M_a}{(b \cdot d^2 \cdot f_{bc})} = 0,396 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \quad (A_2 = 0)$$

Le moment résistant :

$$M_r = 0,8 \cdot \alpha_r \cdot (1 - 0,4 \alpha_r) \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$M_r = 179,79 \text{ kN.m}$$

$$A_1 = 1/\sigma_{st} \cdot [(M_a - M_r)/(d - d') + M_r/d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_r) \pm N]$$

$$A_1 = -0,3541 \text{ cm}^2$$

Si $A_1 < 0$

▪ $A_1 = A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}/f_e$ selon **BAEL**

$$A_1 = 2,17 \text{ cm}^2$$

$A_{\min}=0.15\%b.h$ selon RPA

$$A_1= 3 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = Nu-\chi*b*fb_c/\sigma_{sc}$$

$$\chi= d'+\sqrt{(d')^2 + 2 * \frac{[(d-d')*Nu-Ma]}{b} * fbc}$$

$$\chi=1,98$$

$$A_2=1,895\text{cm}^2$$

Donc le ferrailage vertical obtenu est : 5T12=5,65 cm² pour chaque 1 ml

Vérification à l'ELS :

$$e \geq h/6 \implies e= 3,33\text{cm}$$

$$x = h/2 + e_1 - e$$

$$P = -3(e-h/2)^2 + \frac{6nA_2}{b}(e-h/2+d') + \frac{6nA_1}{b}(e-h/2+d)$$

$$P = -3(3,33-10)^2 + \frac{6*15*(4,52)}{1}(3,33-10+2) + \frac{6*15*(4,52)}{1}(3,33-10+18)$$

$$P = 2575,8123$$

$$q = 2(e-h/2)^3 - \frac{6nA_2}{b}(e-h/2+d')^2 - \frac{6nA_1}{b}(e-h/2+d)^2$$

$$q = 2(3,33-10)^3 - \frac{6*15*(4,52)}{1}(3,33-10+2)^2 - \frac{6*15*(4,52)}{1}(3,33-10+18)^2$$

$$q = 61685,811$$

La résolution de $x = h/2 + e_1 - e$ se fait par tâtonnement :

$$e_1 = \frac{-e_1^3 - q}{P} \dots\dots(1) \quad \text{ou} \quad e_1 = \sqrt[3]{-Pe_1 - q} \dots\dots(2)$$

Pour déterminer e_1 on choisit forfaitairement $e_1=4\text{cm}$

On remplace $e_1=4\text{cm}$ dans (1) ou (2) et on s'arrête quand e_1 est constante.

Donc $e_1=20,57 \text{ cm}$

$$x = 10 + 20,57 - 3,33 = 27,24 \text{ cm}$$

$$S = bx^2/2 + n.A_2(x-d') - n.A_1(d-x)$$

$$S = 50*27,24^2/2 + 15 * 4,52(27,24-2) - 15*4,52(18-27,24)$$

$$S = 20888,184 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{bc} = N_s.x/S = 7,45\text{MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = n.N_s(d-x)/S = 37,90\text{MPa} \leq \overline{\sigma_{st}} = 348\text{MPa} \quad \text{CV}$$

Détermination des armatures horizontales :

On a $V_{\max} = 195,25\text{KN}$

$$\frac{A}{e*st} \geq \frac{\tau u}{0,8.f_e}$$

Avec : St espacement est égal à 20cm.

$$\tau_u = \frac{1,4.V}{b*d} = 1,51 \text{MPa}$$

$$\longrightarrow A = 1,89 \text{ cm}^2$$

Choix de ferrailage :

Donc le ferrailage horizontal obtenu est : 5T10=3,93cm² pour chaque 1 ml.

Vérification au cisaillement :

$$\bar{\tau} = \text{Min}\{0.13f_{c28}; 4\} = 3.25 \text{MPa}$$

$$\tau = 1,51 \text{MPa.}$$

$$\bar{\tau} > \tau \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Exemple de calcul de type 02 :

De la même méthode de type 01 on a calculé le 2^{ème} type.

Le calcul de ferrailage se fait selon la flexion composée :

$$e = \frac{M}{N} = 0,011 \text{m} < \frac{L}{2} = 0,5 \text{m} \longrightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieure de}$$

la section donc il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d-d') - M_a \leq (0,337 - 0,81 \frac{d'}{h}) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Avec : h= 0,15m , d=0,9.h , d'=0,1.h et f_{bc} = 14,17MPa.

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,011 + 0,075 - 0,015 = 0,071 \text{m.}$$

$$M_a = N \cdot e_a = 1178,99 \cdot 0,071 = 83,7083 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d-d') - M_a = 0,0577 \text{ MPa} \dots \dots \dots (1)$$

$$(0,337 - 0,81 \frac{d'}{h}) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} = 0,0816 \text{ MPa} \dots \dots \dots (2)$$

On a (1) > (2) donc la section est partiellement comprimée avec les armatures inférieures tendues.

⇒ **Domaine 2.**

Détermination des armatures verticales à l'ELU :

$$\mu_u = \frac{M_a}{(b \cdot d^2 \cdot f_{bc})} = 0,324 < \mu_r = 0,392 \text{ donc la section est de simple armature } A_2 = 0.$$

$$A_1 = 1/\sigma_{st} \cdot [M_a/z \pm N]$$

(+) traction et (-) compression

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,508$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,1075 \text{m}$$

$$A_1 = 1/348 * [0,08371/0,1075 - 1,17899]$$

$$A_1 = - 11,15 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = A_{\min} = 0,23 * b * d * f_{t28} / f_e \quad \text{selon BAEL}$$

$$A_1 = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,15\% b.h \quad \text{selon RPA}$$

$$A_1 = 2,25 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage vertical obtenu est : 5T12=5,65 cm² pour chaque 1 ml

Vérification a l'ELS :

$$e \geq h/6 \implies e = 2,5 \text{ cm}$$

$$x = h/2 + e_1 - e$$

$$P = -3(e-h/2)^2 + \frac{6nA_2}{b}(e-h/2+d') + \frac{6nA_1}{b}(e-h/2+d)$$

$$P = -3(2,5-7,5)^2 + \frac{6*15*(4,52)}{1}(2,5-7,5+1,5) + \frac{6*15*(4,52)}{1}(2,5-7,5+13,5)$$

$$P = 1959$$

$$q = 2(e-h/2)^3 - \frac{6nA_2}{b}(e-h/2+d')^2 - \frac{6nA_1}{b}(e-h/2+d)^2$$

$$q = 2(2,5-7,5)^3 - \frac{6*15*(4,52)}{1}(2,5-7,5+1,5)^2 - \frac{6*15*(4,52)}{1}(2,5-7,5+13,5)^2$$

$$q = -34124,6$$

La résolution de $x = h/2 + e_1 - e$ se fait par tâtonnement :

$$e_1 = \frac{-e_1^3 - q}{P} \dots (1) \quad \text{ou} \quad e_1 = \sqrt[3]{-Pe_1 - q} \dots (2)$$

Pour déterminer e_1 on choisit forfaitairement $e_1 = 2 \text{ cm}$

On remplace $e_1 = 2 \text{ cm}$ dans (1) ou (2) et on s'arrête quand e_1 est constante.

$$\text{Donc : } e_1 = 15,51 \text{ cm}$$

$$x = 7,5 + 15,51 - 2,5 = 20,51 \text{ cm}$$

$$S = bx^2/2 + n.A_2(x-d') - n.A_1(d-x)$$

$$S = 50 * 20,51^2 / 2 + 15 * 4,52(20,51 - 1,5) - 15 * 4,52(13,5 - 20,51)$$

$$S = 12280,6585 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{bc} = N_s.x/S = 7,33 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = n.N_s(d-x)/S = 37,60 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Calcul des armatures horizontales :

$$\text{On a } V_{\max} = 134,62 \text{ KN}$$

$$\frac{A}{e*st} \geq \frac{\tau u}{0,8.f_e}$$

Avec : St espacement est égal à 20cm.

$$\tau_u = \frac{1,4.V}{b*d} = 1,39\text{MPa}$$

$$\rightarrow A = 1,39 \text{ cm}^2$$

Choix de ferrailage :

Donc le ferrailage horizontal obtenu est : 5T10=3,93cm² pour chaque 1 ml.

Vérification au cisaillement :

$$\bar{\tau} = \text{Min}\{0.13f_{c28}; 4\} = 3.25\text{MPa}$$

$$\tau = 1,39\text{MPa.}$$

$\bar{\tau} > \tau$ Condition vérifiée.

Diamètres :

Voile V20: $\phi \leq b/10 = 20\text{mm}$ => On adopte $\phi 10$

Voile V15: $\phi \leq b/10 = 15\text{mm}$ => On adopte $\phi 8$

L'ancrage des armatures :

Selon RPA99v2003 :

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I) :

$\Phi = 1,0 \text{ cm}$ $L_r = 40 * 1,0 = 40 \text{ cm}$ on prend $L_r = 50 \text{ cm}$.

$\Phi = 0,8 \text{ cm}$ $L_r = 40 * 0,8 = 32 \text{ cm}$ on prend $L_r = 40 \text{ cm}$.

$\phi(\text{mm})$	$L_r = 40\phi$ (cm)	Lr choisit (cm)
10	40	50
8	32	40

Tableau VI.12 : L'ancrage des armatures.

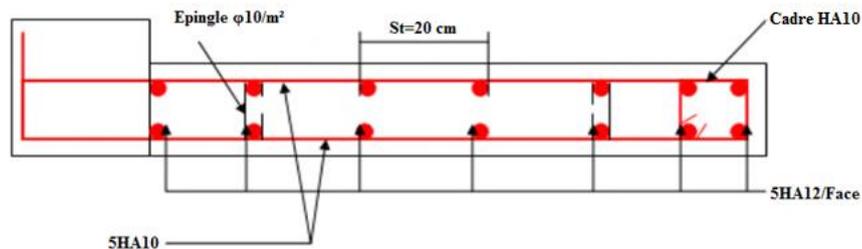


Figure VI. 5: Schéma de ferrailage de voile V20.

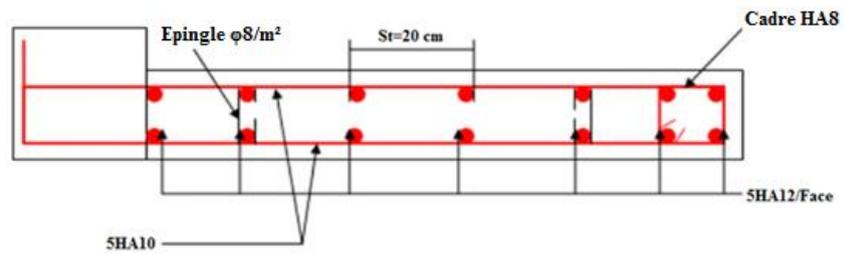
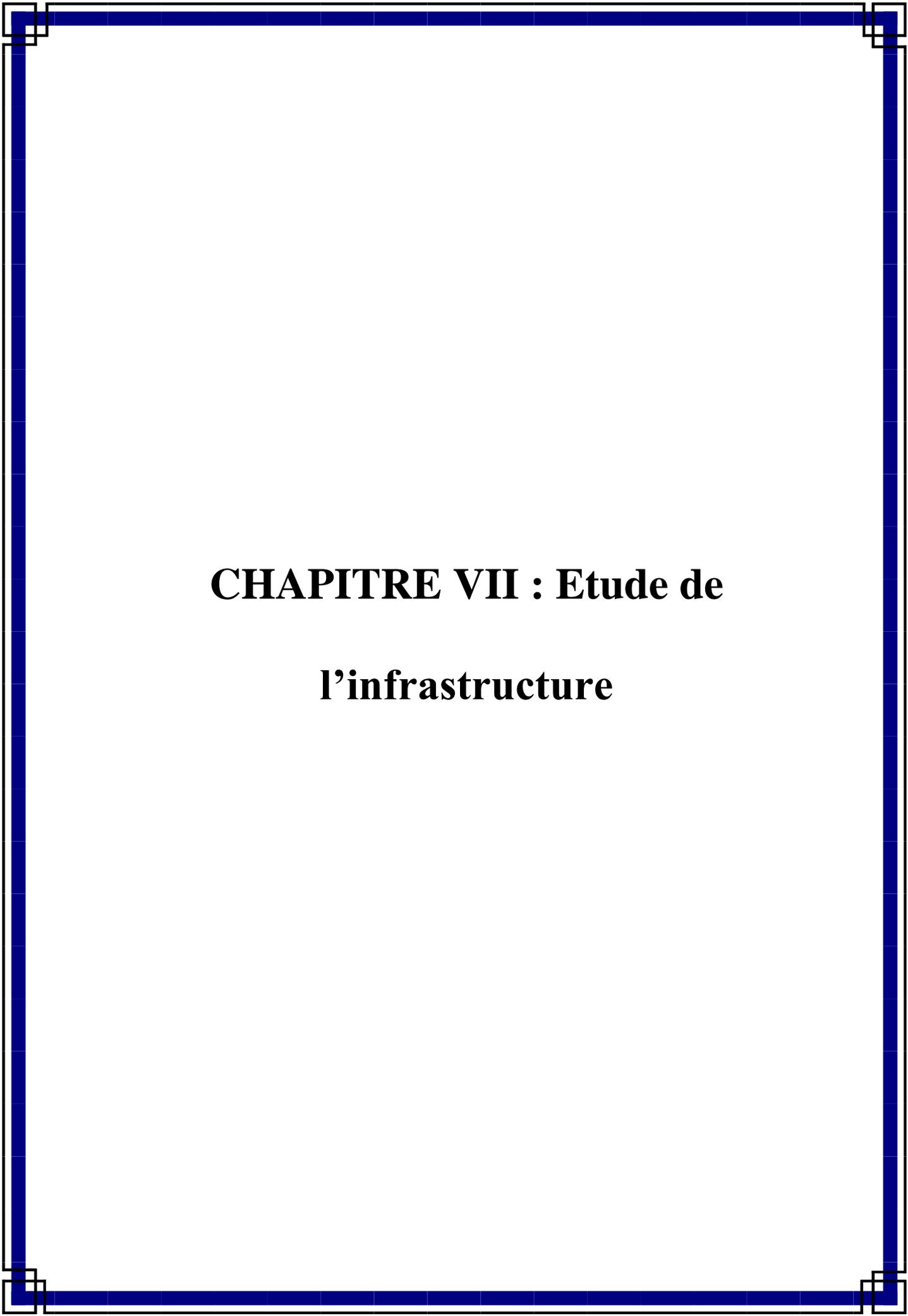


Figure VI. 6: Schéma de ferrailage de voile V15.

VI.5 Conclusion :

Dans cette partie on a déterminé le ferrailage nécessaire des éléments structuraux pour assurer la sécurité et stabilité de la structure sous l'effet d'un séisme.



CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure

VII.1 Introduction :

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharges climatiques et d'utilisation) de la superstructure vers le sol sur lequel elle repose.

Elles servent à :

- réaliser l'encastrement de la structure.
- La bonne répartition des charges
- Limiter les tassements des sols.

VII.2 Combinaisons de calcul :

D'après le **RPA99** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \\ \{ 1,35G + 1,5Q \dots \dots \dots ELU \\ \{ G + Q \dots \dots \dots \dots \dots ELS \end{cases}$$

VII.3 Choix du type de fondation :

D'après rapport géotechnique la contrainte du sol égale **3 bars**, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- 1) Semelle filante
- 2) Radier général

Le choix de type de fondations est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Les caractéristiques du sol.
- Le type de la structure.
- La charge transmise au sol.
- L'aspect économique.

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 général** afin de limiter en maximum, les tassements notamment différentielles.

VII.4 Etude du radier général :

VII.4.1 Pré dimensionnement :

h_t : hauteur des nervures.

h_d : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs ($L_{max}=4$ m)

$$\begin{cases} h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{400}{10} = 40 \text{ cm} \\ h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{400}{20} = 20 \text{ cm} \end{cases} \dots\dots\dots \text{(DTR BC 2.33.1)}$$

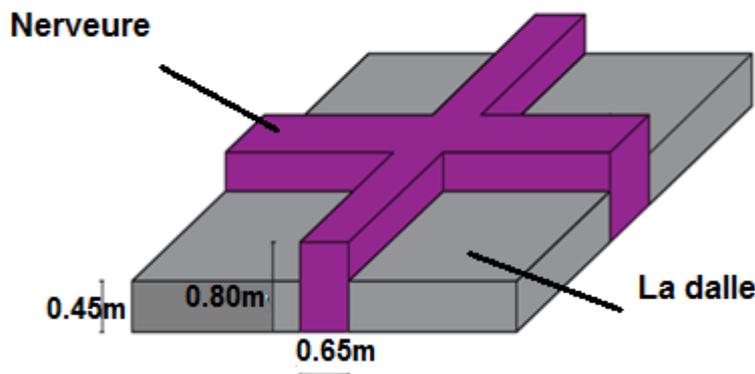


Figure VII.1 : Schéma de dimension de radier

1) La condition de raideur (rigidité)

Pour un radier rigide, il faut que :

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max} ; \text{ Avec : } L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

L_e : La longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E: Module de Young ($E = 3.21 \cdot 10^7$ KN/m³)

I: Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K : coefficient de raideur du sol.

Du tableau de module de réaction du sol : $K= 6 \text{ Kg/cm}^3= 6.104\text{KN/m}^3$

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

Donc : $h_t = 0,62$ m

A partir des deux conditions on prend le max : $h_t = 0,62$ m On opte un $h_t=0,80$ m.

$I = 0,066\text{m}^4$, $L_e = 3,45$ m

Après une dizaine d'essais en utilisant le logiciel SAP 2000 pour avoir les déplacements en ELS qui servent à calculer:

$$\begin{cases} \sigma_1 = K * Z_{Max} \\ \sigma_2 = K * Z_{Min} \end{cases}, \begin{cases} Z_{Max} = 0,361 \text{ cm} \\ Z_{Min} = 0,074 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = K * Z_{Max} \\ \sigma_2 = K * Z_{Min} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 2,116 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 0,444 \text{ bars} \end{cases}$$

$$\sigma_b = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,698 \text{ bars} \rightarrow \sigma_b < \sigma_{sol} = 3 \text{ bars} \quad \text{Condition vérifié}$$

✚ Vérification de condition :

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max} \rightarrow 5,42 \text{ m} > 4,00 \text{ m} \dots\dots \text{ CV}$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} h_t = 80 \text{ cm} \\ h_d = 45 \text{ cm} \end{cases}$$

2) Calcule Débordement (D) :

$$D \geq \text{Max} \left(\frac{h_t}{2} ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$D \geq 40 \text{ cm} \rightarrow \text{On adopte : } D = 100 \text{ cm}$$

VII.4.2 Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)** on doit vérifier la condition :

$$N_u \leq 0,045 \cdot h_n \cdot u_u \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

N_u : L'effort normal du poteau plus sollicité à l'état limite ultime

h_t : Hauteur de la nervure = **80 cm**

u_u : Périmètre du poteau

$$N_u = 1875,098 \text{ KN}$$

$$u_u = (u_0 + v_0) \times 2 = (u + h + v + h) \times 2 = (u + h) \times 4 = (80 + 45) \times 4 = 500 \text{ cm}$$

1) Charge limite:

$$Q_u = 0,045 \cdot h_t \cdot u_u \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0,045 * 0,8 * 5 * \frac{25 \cdot 10^3}{1,5} = 3000 \text{ KN}$$

$$N_u < 3000 \text{ KN} \rightarrow \text{pas de risque de poinçonnement.}$$

VII.4.3 Vérification de la contrainte du sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans les deux sens longitudinal et transversal.

$$\begin{cases} \sigma_{\max(x,y)} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_{x,y}}{I_{x,y}} V \\ \sigma_{\min(x,y)} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_{x,y}}{I_{x,y}} V \\ \sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \end{cases}$$

On a :

$$N_s = 55338,218$$

$$I_x = 6206,69 \text{ m}^4 ; X_G = 14,13 \text{ m} ; M_x = 50969,268 \text{ KN.m}$$

$$I_y = 27615,06 \text{ m}^4 ; Y_G = 12,8 \text{ m} ; M_y = 49155,7389 \text{ KN.m}$$

1) SENS X-X :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = 0,199 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = 0,01 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} = 0,3 \text{ MPa} \dots \text{ CV} \\ \sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0,147 \text{ MPa} \end{cases}$$

2) SENS Y-Y :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} X_G = 0,1166 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} X_G = 0,101 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} = 0,3 \text{ MPa} \dots \text{ CV} \\ \sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0,107 \text{ MPa} \end{cases}$$

VII.4.4 Vérification de la stabilité au renversement :

Selon RPA99, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Dans le sens X-X :

$$e = \frac{50969,268}{55338,218} = 0,921 \text{ m} < \frac{28,26}{4} = 7,065 \text{ m}$$

Dans le sens Y-Y :

$$e = \frac{49155,7389}{55338,218} = 0,888 \text{ m} < \frac{25,6}{4} = 6,4 \text{ m}$$

Donc il n'y a pas de risque de renversement.

VII.5 Calcul du ferrailage :

Après une modélisation du radier avec le logiciel « **SAP2000** » on a obtenu les résultats suivants :

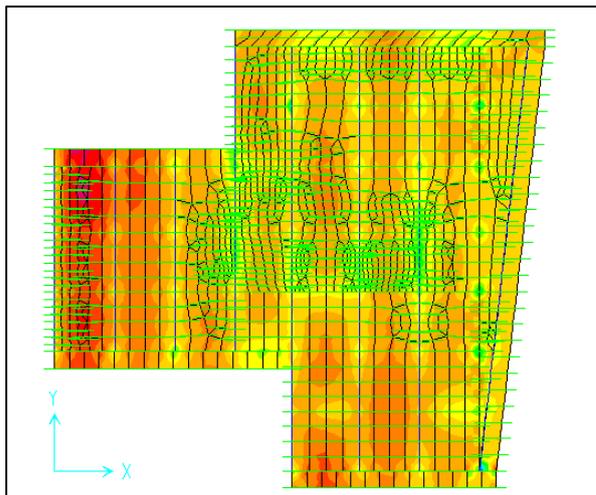


Figure VII.2 : Moment M₁₁ a ELU

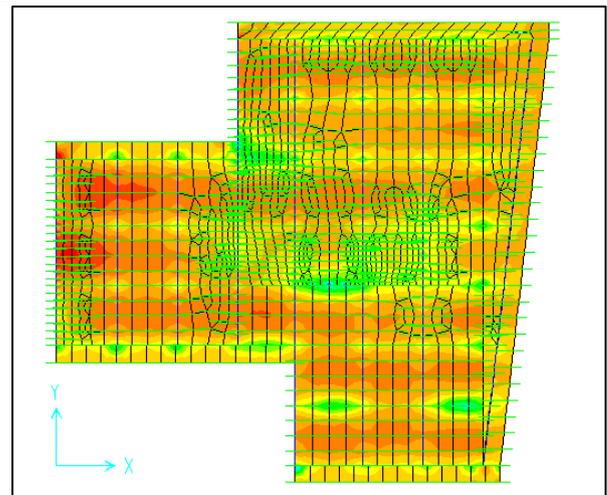


Figure VII.3 : Moment M₂₂ a ELU

		ELU		ELS	
		M ₁₁ (KN.m)	M ₂₂ (KN.m)	M ₁₁ (KN.m)	M ₂₂ (KN.m)
Dalle	Appuis	280,677	314,35	229,0207	204,424
	Travée	227,5933	271,6985	167,1837	189,385
Nervure	Appuis	455,669	409,4016	299,8595	372,662
	Travée	206,4269	223,632	131,863	114,76

Tableau VII.1 : Les sollicitations du radier

VII.5.1 Calcul de Ferrailage de la dalle :

Le panneau le plus sollicité est : L_x= 4,00 m ; L_y= 3,60 m

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 1,11 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Les calculs en flexion simple avec une section de (45X 1ml) m² en deux directions

Donc on prend le ferrailage suivant L_x comme un exemple de calcul et on pose les résultats trouvé dans un tableau récapitulatif.

1) En travée :

a. ELU :

➤ Suivant L_x :

$$\bullet \mu_\mu = \frac{M_{11}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{227,5933 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,45)^2 \times 14,17} = 0,097$$

$\mu_\mu < \mu_R = 0,392$ (FeE400) \rightarrow section a simple armature (donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire)

$$\bullet \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,097}) = 0,129$$

$$\bullet Z = d X(1 - 0,4 X \alpha) = 0,405 X(1 - 0,4 X 0,129) = 0,384$$

$$\bullet A_{st} = \frac{M_u}{Z X \sigma_{st}} = \frac{227,5933 X 10^{-3}}{0,384 X 347,83} = 17,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000} ; \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}\right) = \max\left(\frac{1 X 0,45}{1000} ; \frac{0,23 X 1 X 0,405 X 2,1}{400}\right)$$

$$A_{st} \geq \max(4,5 ; 4,89) \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

Donc le choix est **4T20+6T16** de section **24,61 cm²/ml**

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{20,60}{4} = 5,15 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{En prend } \mathbf{4T16} \text{ de section } \mathbf{8,04 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

b. Vérification à ELS :

➤ **Suivant Lx :**

$$M_s = 167,1837 \text{ KN.m}$$

Position de l'ax neutre :

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st}(d - x) = 0$$

$$50 X^2 - 369,15 (40,5 - X) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 1768,1591$$

$$\Rightarrow X = 13,99 \text{ cm}$$

Détermination de moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \mathbf{350702,081 \text{ cm}^4}$$

Calcul de contrainte :

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot x}{I} \rightarrow \sigma_{bc} = 6,669 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}(d-x)}{I} = 189,5636 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n X f_{t28}}\right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,66 ; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{Condition Vérifié}$$

2) En appui :

a. ELU :

➤ Suivant Lx :

$$\bullet \mu_{\mu} = \frac{M_{11}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{280,677 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,45)^2 \times 14,17} = 0,12 \rightarrow \mu_{\mu} < \mu_R \text{ Section à simple armature}$$

$$\bullet \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,118}) = 0,16$$

$$\bullet Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,585 \times (1 - 0,4 \times 0,12) = 0,378$$

$$\bullet A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{280,677 \times 10^{-3}}{0,39 \times 347,826} = 21,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}\right) = \max\left(\frac{1 \times 0,45}{1000}; \frac{0,23 \times 1 \times 0,405 \times 2,1}{400}\right)$$

$$A_{st} \geq \max(4,5; 4,89) \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

Donc le choix est **6T20+4T16** de section **26,51 cm²/ml**

Remarque : Cet ferrailage ne vérifie pas les contraintes donc il faut l'augmenter.

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{26,51}{4} = 6,62 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{En prend } \mathbf{4T16} \text{ de section } \mathbf{8,03 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

b. Vérification à ELS :

➤ Suivant Lx :

$$M_s = 229,0207 \text{ KN.m}$$

La fissuration est préjudiciable :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} - nAst(d - x) = 0$$

$$50 X^2 - 397,65 (40,5 - X) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 2068,2628$$

$$\Rightarrow X = 15,7071 \text{ cm}$$

Détermination de moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{bx^3}{3} + nAst(d - x)^2$$

$$I = \mathbf{435009,48 \text{ cm}^4}$$

Calcul de contrainte :

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} x x}{I} = 8,27 \text{ Mpa}$$

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

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \implies$ **Condition vérifié**

Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} (d-x)}{I} = 195,7916 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n x f_{t28}} \right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266,66 ; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \implies$ **Condition Vérifié**

Vérification au cisaillement:

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = \frac{627,31 \times 10^{-3}}{1 \times 0,9 \times 0,45} = 1,55 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \text{CV}$$

Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{min} ; \frac{b_0}{10} \right) = \min \left(\frac{45}{35} ; 1,6 ; \frac{100}{10} \right)$$

Donc : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

Calcul de l'espacement :

D'après le (BAEL91) :

$$S_t \leq \min(0,9 X d ; 40) \text{ cm} \rightarrow S_t \leq \min(40,5 ; 40) \text{ cm}$$

Alors on adopte un espacement de : **S_t = 15cm**

		A _{cal} (cm ² /ml)	A _{choisi} (cm ² /ml)	A _r choisi (cm ² /ml)
Lx	Travée	17,03	4T20+6T16 (24,61)	4T20 (12,57)
	Appui	21,3	8T20+4T16 (33,16)	
Ly	Travée	20,51	6T20+4T16 (26,51)	4T20 (12,57)
	Appui	24,04	8T20+4T16 (33,16)	

Tableau VII.2 : Ferrailage de la dalle

VII.5.2 Calcul de Ferrailage de la nervure :

Le calcul se fait en flexion simple avec une section (80X65) cm².

Donc on prend ferrailage suivant Lx comme un exemple de calcul et on pose les résultats trouvé dans un tableau récapitulatif.

1) En travée :

a. ELU :

➤ Suivant Lx :

$$\bullet \mu_{\mu} = \frac{M_{11}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{206,4269 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,9 \times 0,8)^2 \times 14,17} = 0,043$$

$$\mu_{\mu} < \mu_R = 0,392 \text{ (FeE400)} \rightarrow \text{section a simple armature}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$\bullet \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \mu u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,043}) = 0,055$$

$$\bullet Z = d \times (1 - 0,4 \mu \alpha) = 0,72 \times (1 - 0,4 \times 0,055) = 0,704$$

$$\bullet A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{206,4269 \times 10^{-3}}{0,704 \times 347,826} = 8,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000} ; \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}\right) = \max\left(\frac{0,65 \times 0,8}{1000} ; \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,72 \times 2,1}{400}\right)$$

$$A_{st} \geq \max(5,2 ; 5,65) \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

Donc le choix est **6T14** de section **9,23 cm²/ml**

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9,23}{4} = 2,3 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{En prend } \mathbf{4T14} \text{ de section } \mathbf{6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

b. Vérification à ELS :

➤ Suivant Lx :

Position de l'ax neutre :

$$\frac{bx^2}{2} - nAst(d - x) = 0$$

$$32,5 X^2 - 138,45 (72 - X) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 1418,7489$$

$$\Rightarrow X = 19,69 \text{ cm}$$

Détermination de moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{bx^3}{3} + nAst(d - x)^2$$

$$I = \mathbf{544317,42 \text{ cm}^4}$$

Calcul de contrainte :

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} x}{I} = 4,77 \text{ Mpa}$$

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

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \implies$ **Condition vérifié**

Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} (d-x)}{I} = 190,06 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n x f_{t28}} \right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266,66 , 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \implies$ **Condition Vérifié**

2) En appui :

a. ELU :

➤ **Suivant Lx :**

$$\bullet \mu_{\mu} = \frac{M_{11}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{455,669 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,9 \times 0,8)^2 \times 14,17} = 0,095$$

$$\mu_{\mu} < \mu_R = 0,392 \text{ (FeE400)} \rightarrow \text{section a simple armature}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$\bullet \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,095}) = 0,125$$

$$\bullet Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,72 \times (1 - 0,4 \times 0,125) = 0,68$$

$$\bullet A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{455,669 \times 10^{-3}}{0,68 \times 347,826} = 19,15 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \cdot h}{1000} ; \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right) = \max \left(\frac{0,65 \times 0,8}{1000} ; \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,72 \times 2,1}{400} \right)$$

$$A_{st} \geq \max (5,2 ; 5,65) \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

Donc le choix est **4T20+6T14** de section **21,79 cm²/ml**

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{21,79}{4} = 5,44 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{En prend } \mathbf{4T14} \text{ de section } \mathbf{6,16 \text{ cm}^2 / \text{ml}}$$

b. Vérification à ELS :

➤ **Suivant Lx :**

Position de l'ax neutre :

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

$$32,5 X^2 - 326,85 (72 - X) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 2193,96$$

$$\implies X = 28,72 \text{ cm}$$

Détermination de moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n Ast (d - x)^2$$

$$I = 1125633,01 \text{ cm}^4$$

Calcul de contrainte :

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} x}{I} = 7,65 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \implies \text{Condition vérifié}$$

Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} (d-x)}{I} = 172,62 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nx f_{t28}} \right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266,66 ; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \implies \text{Condition Vérifié}$$

Vérification au cisaillement:

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = \frac{545,41 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,9 \times 0,8} = 1,165 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \text{CV}$$

Calcul de l'espacement :

Selon RPA 99 V2003 :

$$\begin{cases} S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_{min} ; 30 \text{ cm} \right) \dots \dots \dots \text{En zone nodale} \\ S'_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

Avec : ϕ_{min} Le diamètre le plus petit de ferrailage longitudinal

$$S_t \leq \min \left(\frac{80}{4} ; 12 \times 1,4 ; 30 \text{ cm} \right) \rightarrow S_t \leq 18,8 \text{ cm}$$

$$S'_t \leq \frac{100}{2} \rightarrow S'_t \leq 40 \text{ cm}$$

On adopte un espacement :

$$\begin{cases} S_t = 15 \text{ cm} \\ S'_t = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Ferrailage transversal :

$$\phi_{\min} \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{t \min} ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_{\min} \leq \min (2,28 ; 14 ; 6,5)$$

On prend : $\phi_{\min} = 8 \text{ mm}$

		A cal (cm ²)	A choisi (cm ²)	Ar (cm ²)
Travée	Lx	8,42	6T14 (9,23)	4T14 (6,16)
	Ly	9,15		
Appui	Lx	19,15	4T20+6T14 (21,79)	
	Ly	17,11		

Tableau VII.3 : Ferrailage de nervure

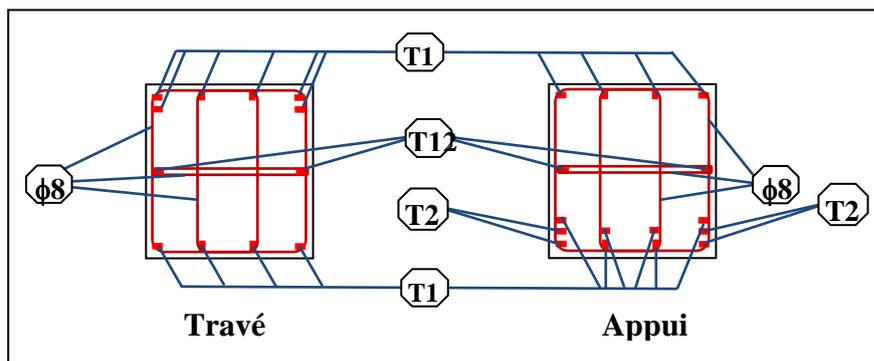
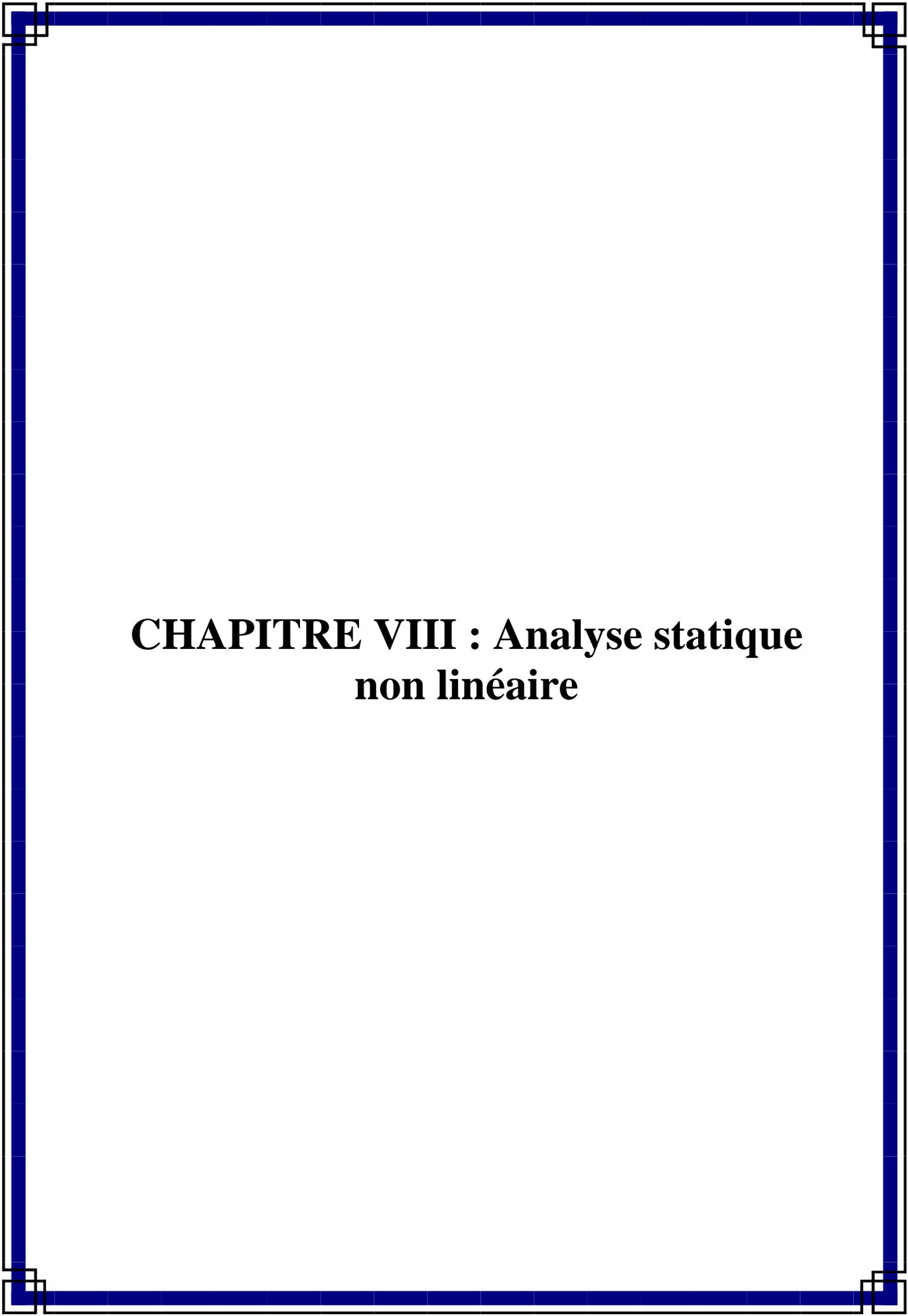


Figure VII.4 : Schéma représente ferrailage de nervure

VII.6 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.



CHAPITRE VIII : Analyse statique non linéaire

VIII.1. Introduction :

La vulnérabilité sismique des structures existantes est déterminée par la méthode statique linéaire. Cette méthode éloigne, dans un sens défavorable, la réalité physique. De ce qui précède il a fallu prendre en considération le comportement des structures au-delà du domaine élastique linéaire afin d'approcher le plus du comportement réel. Cette expérience est réalisée par l'étude de leurs comportements dans le domaine plastique. Dans cette logique on a effectué notre étude de vulnérabilité par une analyse statique linéaire appelée « poussé progressive » (Pushover).[2].

VIII.2. Définition et présentation de la méthode (Pushover)

La méthode d'analyse Pushover est la méthode préférée pour l'évaluation de la performance sismique des structures par les réglementations et les importants codes des travaux de réhabilitation, parce qu'elle est conceptuellement et informatiquement simple. L'analyse Pushover permet de tracer la séquence d'écoulement, la ruine des éléments et le niveau de dommage structurel, ainsi que les progrès de la courbe globale de la capacité de la structure.[2].

La méthode d'analyse statique non linéaire pushover est une méthode approximative dont laquelle la structure est assujettie à une charge latérale croissante jusqu'à atteindre un déplacement cible. L'analyse pushover consiste en une série d'analyses élastiques, superposées pour approximer une courbe de capacité ou courbe effort tranchant à la base – déplacement au sommet.[3]

On applique une force gravitaire et latérale qui découle d'une loi de comportement du type bilinéaire ou tri-linéaire, 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. [4]

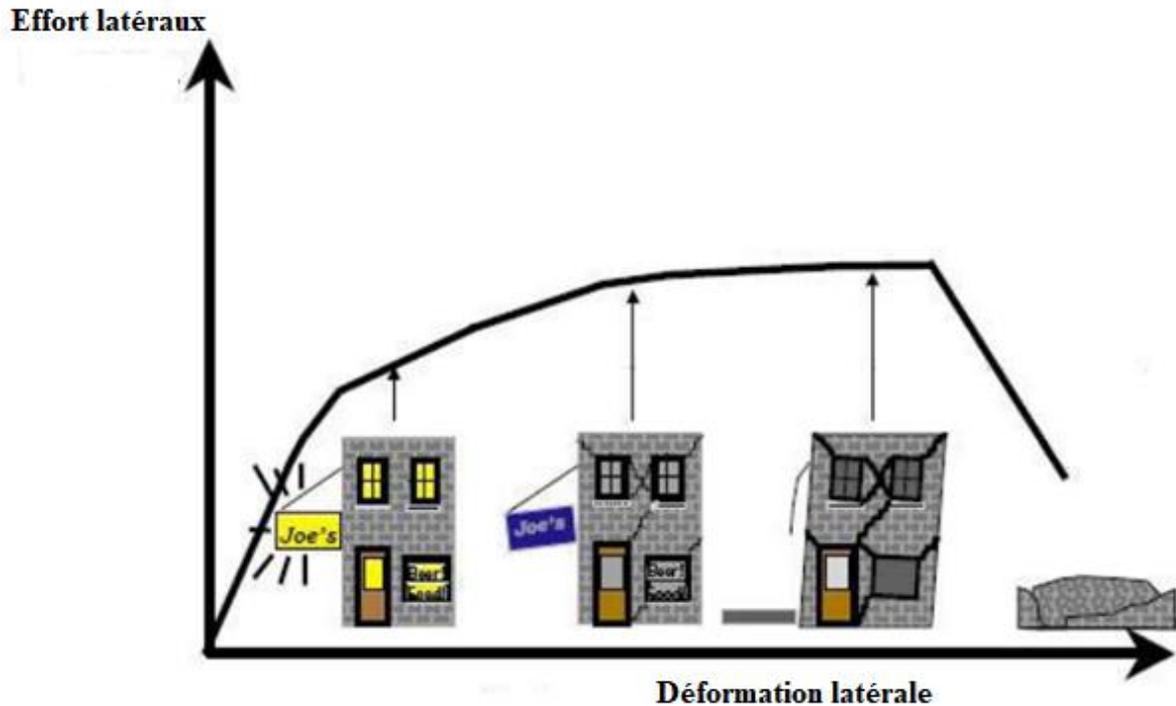


Figure VIII. 8 : Endommagement correspondant. [5]

D'après cette courbe on observe quatre niveaux dans la structure:

- **Niveau 1** : La structure est dans le domaine élastique, qui est conçue par le règlement parasismique algérien. Elle peut subir des endommagements très petits.
- **Niveau 2** : Dans ce niveau, 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** : Enfin l'effondrement total de la structure.

VIII.3. Les différents guides de l'analyse push over :

Il existe différents règlements 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 "[6]
- ATC 40 (Applied Technology Council). California seismic safety commission
- ATC40 1996, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings "[5]
- 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 "[7]

VIII.4. But de l'analyse Push over :

L'analyse Pushover consiste à :

- 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.5. Formulation de l'analyse statique non-linéaire par poussée progressive « push over »

La méthode pushover conventionnelle suit les pas généraux suivants [7] :

- Construction de la courbe Pushover effort tranchant à la base V_b - déplacement
- au Sommet D_s .
- Conversion de courbe de pushover (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

La courbe de capacité de la structure est obtenue par le calcul non linéaire. Elle représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement de celui-ci. La courbe de capacité formée généralement par deux phases : la 1^{ère} à caractère élastique linéaire et la 2^{ème} 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 identifiée 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. [8]

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: Déplacement / Facteur de participation modale déplacement.

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 (μ). 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. [9]

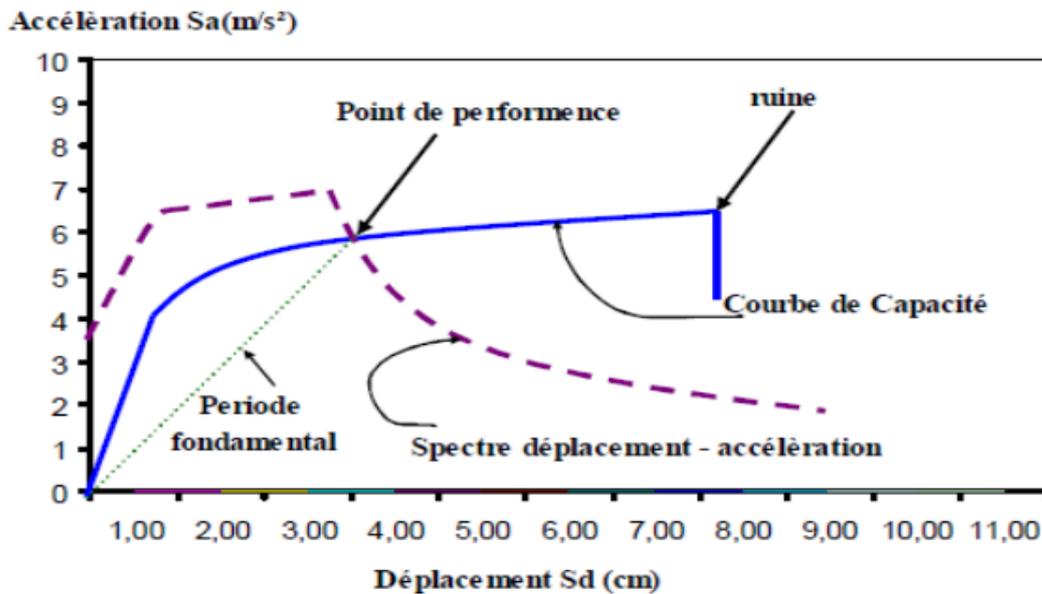


Figure VIII. 9 : Différents éléments de la méthode de la capacité spectrale (ATC 40)

VIII.8. Rotules plastiques :

Les propriétés des rotules plastiques ont été utilisées pour exécuter l'analyse de pushover.

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 :

$$\theta_y = L * \varphi_y$$

Avec :

L : longueur de l'élément

φ_y : Courbure à l'écoulement

θ_y : Rotation à l'écoulement

La capacité de rotation des rotules plastiques 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

φ_{ult} : Courbure ultime

θ_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.[9]

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, utilisant la formule suivante :

$$S_a = w^2 S_d \implies S_d = \frac{T_n^2}{4 \pi^2} S_a$$

Ou T_n sont les périodes des oscillateurs d'un degré de liberté correspondant à chaque niveau d'accélération S_a connue.

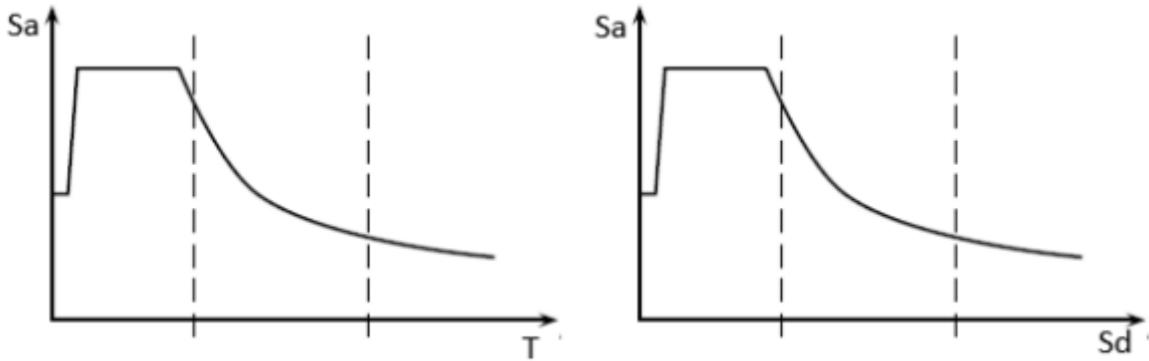


Figure VIII.10 : Transformation ADRS du spectre de réponse [7].

VIII.10. Idéalisisation bi linéaire 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 spectrale 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). [5]

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 .

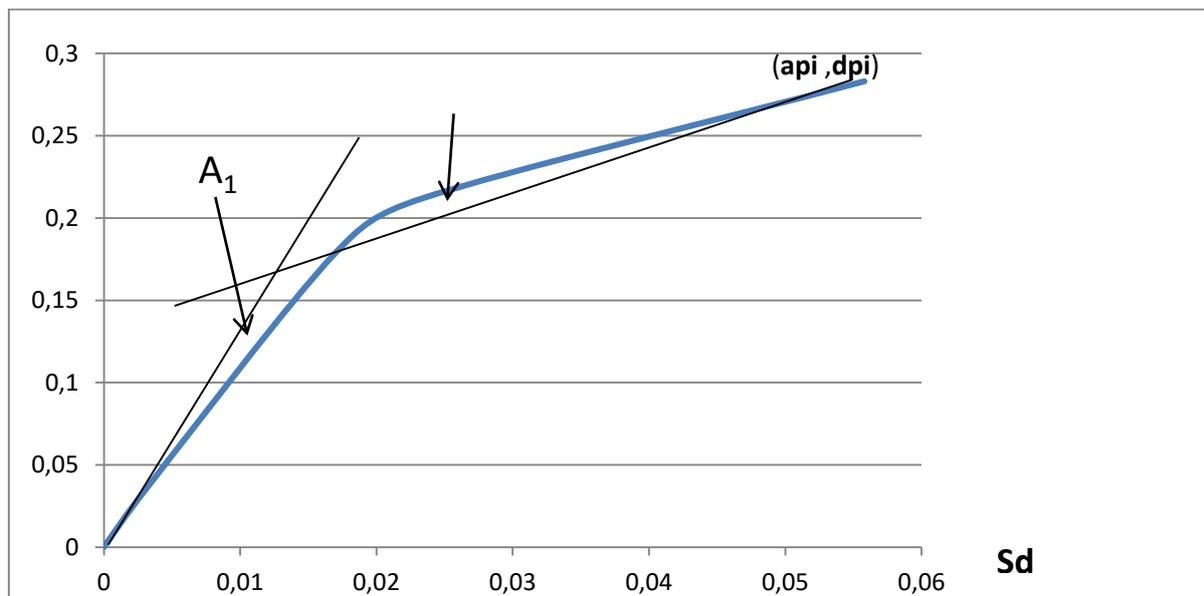


Figure VIII.11 : Idéalisisation bi linéaire de la courbe de capacité.

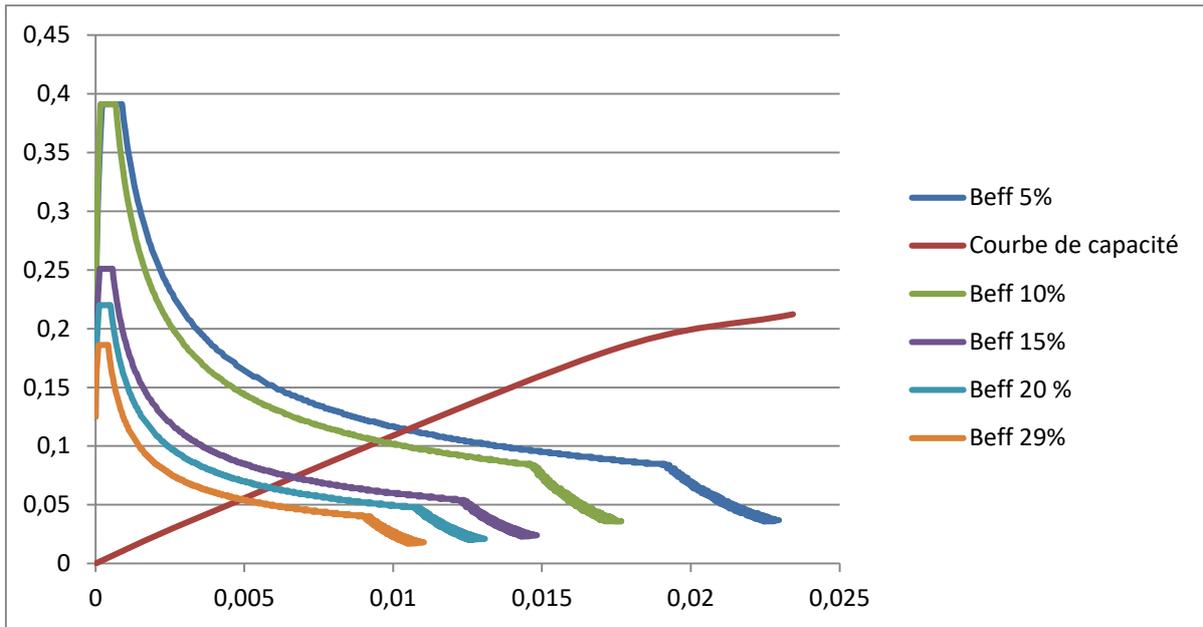


Figure VIII.12 : Représentation d'une famille de spectres réduits.

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 :

Lors du *premier pas* on introduit les données au logiciel USC_RC

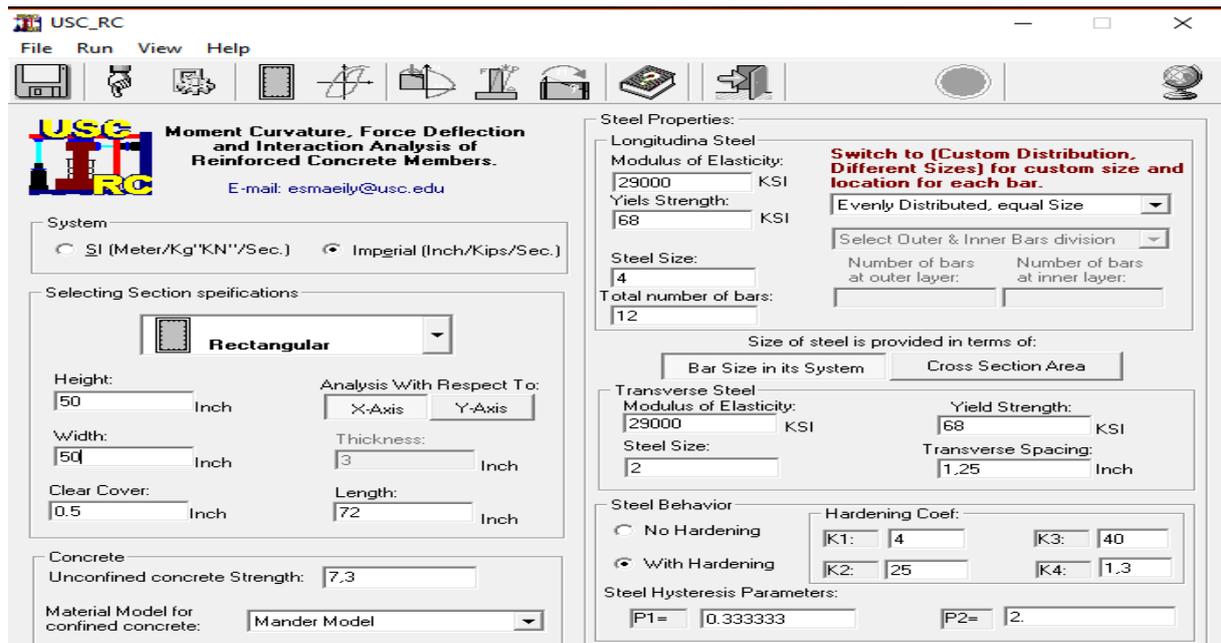


Figure VIII.13 : Fenêtre principale de USC_RC

Une fois les données validées on obtient la valeur du moment de courbure de l'acier et béton dans les deux états (plastiques, élastiques), la figure suivante est un exemple de poteau (50*50) cm²

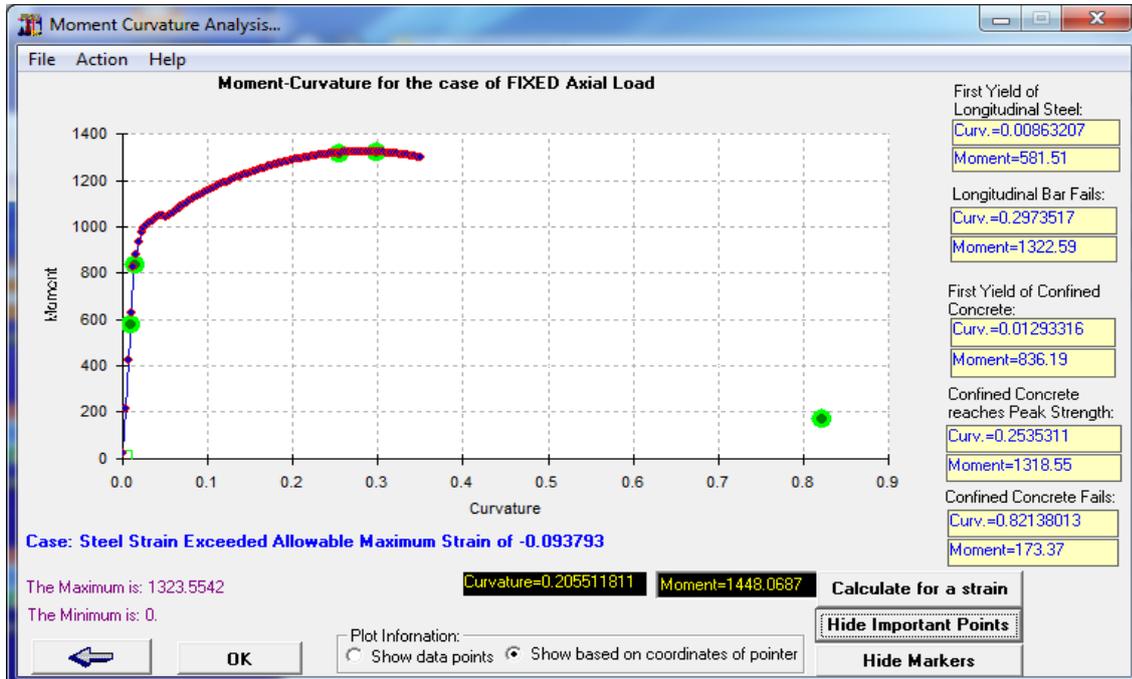


Figure VIII.14 : Fenêtre résultats obtenus par USC_RC

Deuxièmement on va introduire les résultats obtenus par USC_RC comme données au logiciel SAP2000.

L'utilisation du logiciel SAP200 passe par l'introduction des rotules dans les poutres qui sont définies ci-après:

Le moment :

Define ==> section properties ==> Hinges properties ==> Add new property ==>choisie M3

L'effort tranchant :

Define ==> section properties==> Hinges properties ==> Add new property ==>choisie V2 (par default)

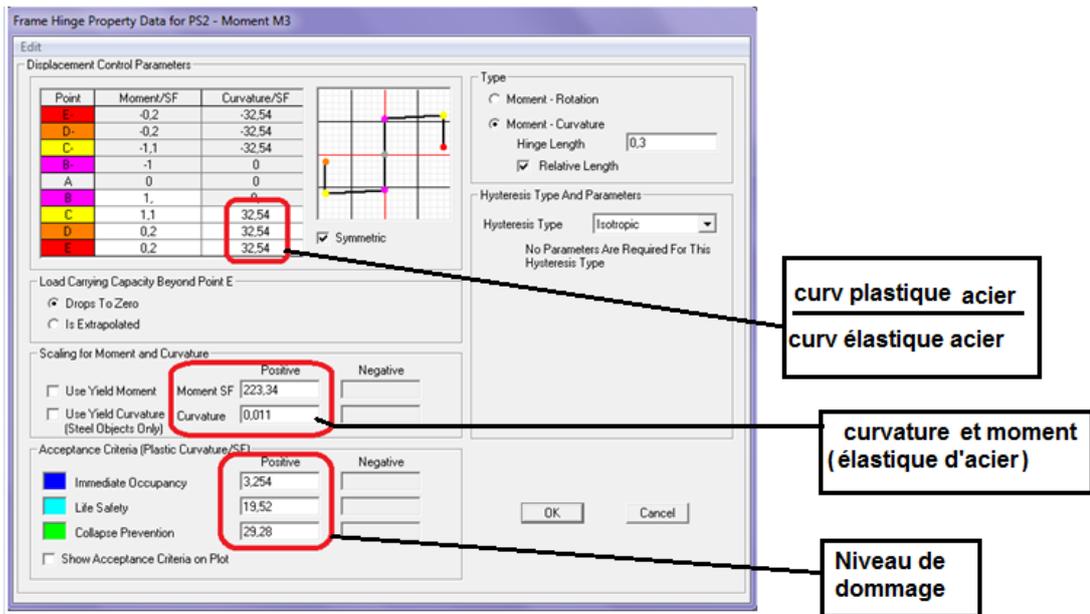


Figure VIII.15 : Introduction des rotules plastiques des poutres sur SAP2000

Ensuite on introduit les rotules de Poteau:

Le moment

Define ==> section properties ==> Hinges properties ==> Add new property ==> choisie P-M2-M3

L'effort tranchant

Define ==> section properties ==> Hinges properties ==> Add new property ==> choisie V2 (par default)

Define ==> section properties ==> Hinges properties ==> Add new property ==> choisie V3 (par default)

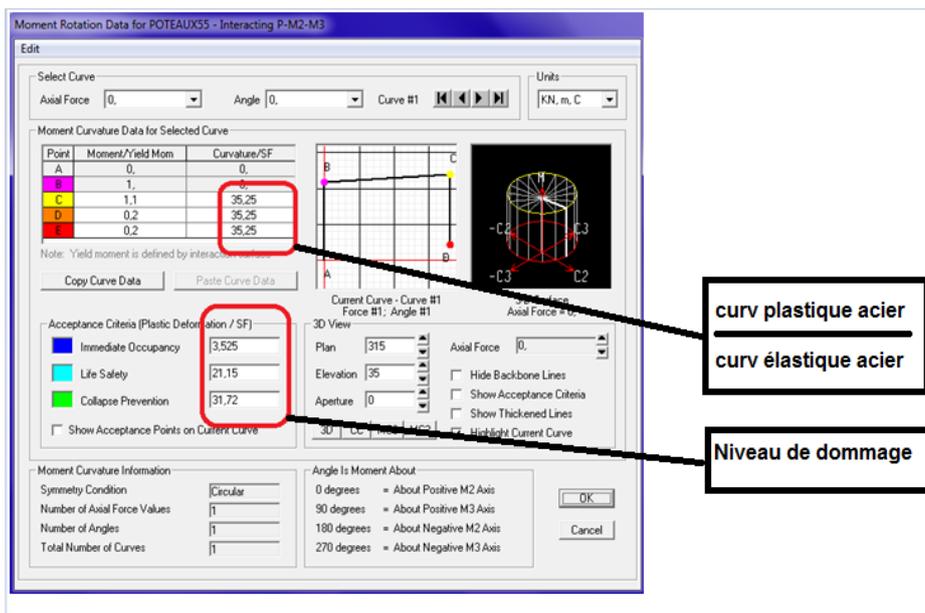


Figure VIII. 9: Introduction des rotules plastiques des poteaux

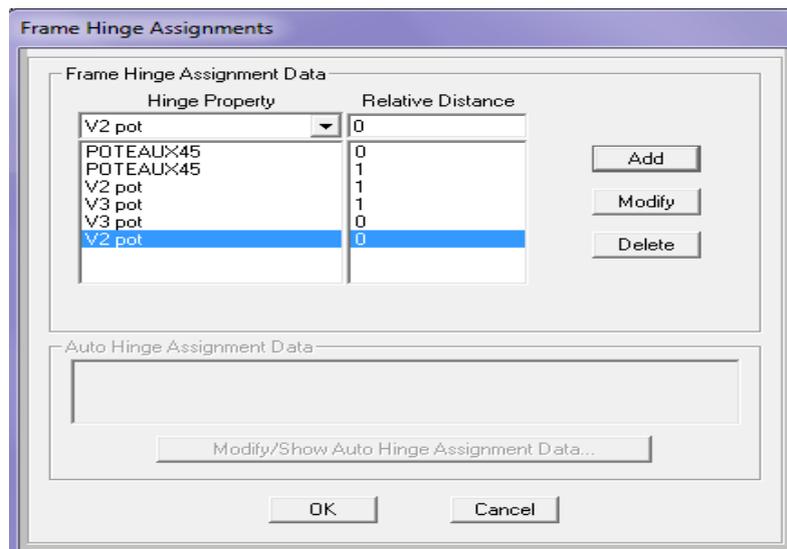
Immediate Occupancy : 10 % de $\theta_u-\theta_y$ (point C).

Life Safety : 60 % de $\theta_u-\theta_y$ (point C).

Collapse Prevention : 90 % de $\theta_u-\theta_y$ (point C).

Dans la fenêtre qui apparaît (**Figure VIII.10**), pour chaque type de rotule choisi ‘‘Hinge Property’’, on introduit dans la case ‘‘Relative Distance’’ les valeurs des rapports (0) et (1) qui correspondent aux extrémités des poteaux ou poutres

Sélectionner un type de poteaux ou une poutre ==>assign ==> frame ==>Hinges



FigureVIII. 10 : Introduction des rotules plastiques des poteaux

En résumé, le comportement non linéaire des éléments (**poutres, poteaux**) est traduit par la définition de rotules plastiques aux niveaux des nœuds, en dehors de ces zones nodales, le comportement de l’élément est supposé linéaire élastique. [6]

VIII.11.2. Définition du comportement non linéaire des voiles :

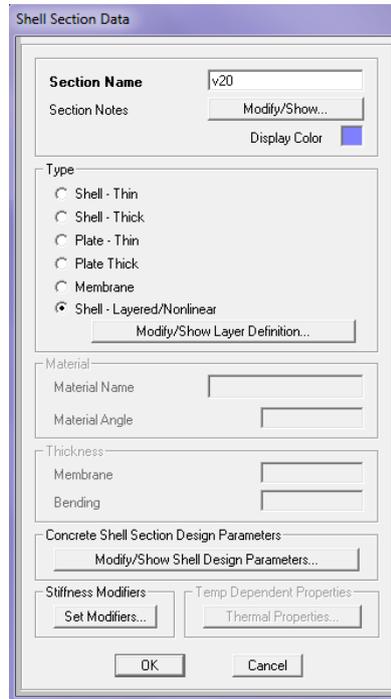
Le problème se pose pour la **modélisation des voiles**, plusieurs recherches ont été menées dans l’optique de déterminer la meilleure approche pour modéliser le comportement non linéaire d’un voile.

Dans notre étude on a utilisée la méthode de MULTICOUCHE pour créer le comportement non linéaire des voiles par ce que SAP2000 permet d’introduire les rotules seulement aux éléments frame, pour ce la on va suivre le chemin suivant :

- Définir un matériau non linéaire pour le béton confiné et l’acier :

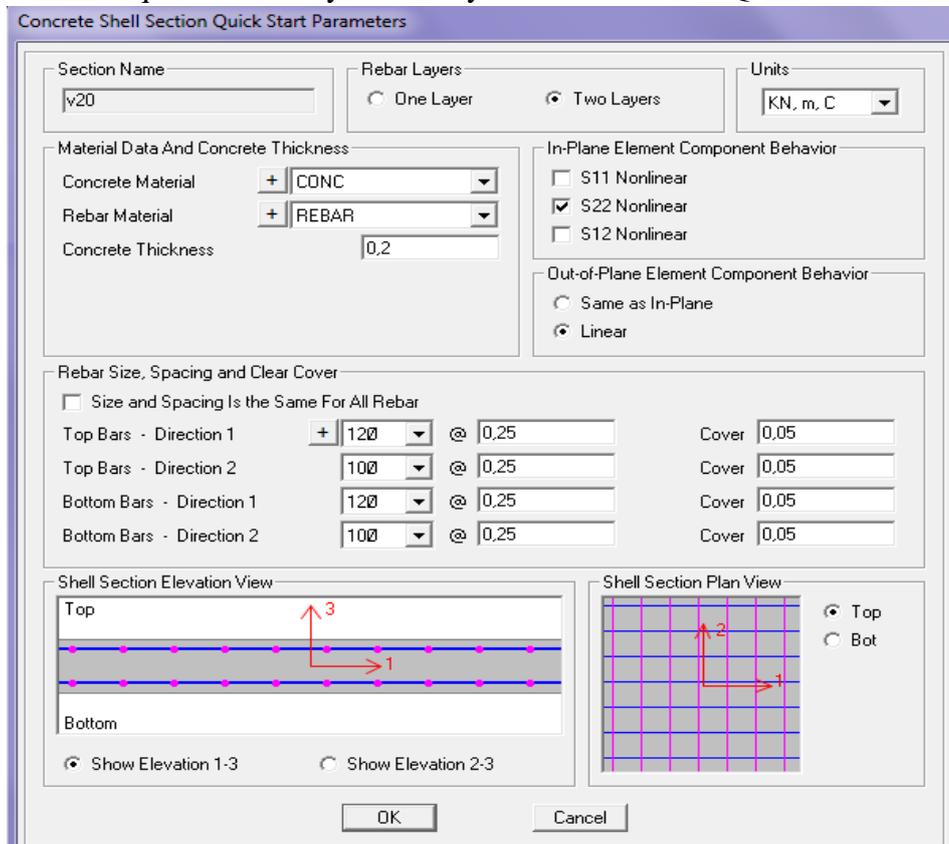
Define ==>Materiels

Define ==> section proprieties ==> area section==> modify
 ==> shell-Layred/Nonlinear.



FigureVIII. 11 : Introduction non linéarité des voiles

Par la suite cliquer sur Modify/Show Layer Définition. ==> Quick start



FigureVIII. 12 : Introduction des données des voiles

VIII.11.3. Définition du chargement de l'analyse push over :

Après avoir défini le comportement non linéaire des éléments de la structure, on peut à présent passer à la prochaine étape qui consiste à définir le chargement de l'analyse push over.

L'analyse push over consiste à appliquer à la structure une distribution de forces latérales incrémentées de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible (Analyse en mode "**Déplacement contrôlé**").

Ce type d'analyse est mené lorsque les charges ne sont pas connues, ou lorsque l'augmentation des charges pendant l'analyse est susceptible de provoquer l'instabilité de la structure. [6].

En plus de l'analyse en mode "**Déplacement contrôlé**", le programme offre la possibilité d'effectuer des analyses en mode "**Force contrôlée**", ce type d'analyse est choisie lorsque les charges appliquées à la structure sont connues et ne risquent pas de provoquer l'instabilité de la structure (**ex** : Charges gravitaires).

Le programme permet aussi qu'une analyse sous un chargement "**B**" soit menée en tenant compte des résultats finaux d'une analyse sous un chargement "**A**" définie précédemment, cette option est généralement utilisée pour que l'analyse push over sous charges horizontales tiennent compte des résultats de l'analyse sous charges gravitaires.

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 :

load cases == >G ==> Dead==> add new load cases.

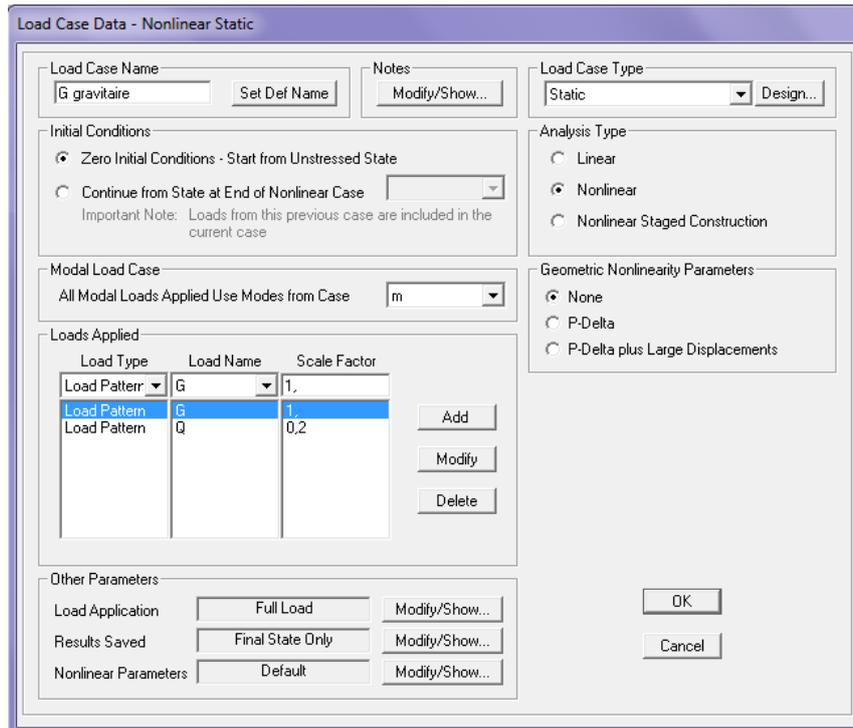


Figure VIII. 13: Définition du chargement de l'analyse push over sous charges verticales

Dans la fenêtre qui apparaît (Figure VIII.13), on introduit le nom du chargement "Gravitaires" dans la case Static Nonlinear Case Name.

Le chargement introduit correspond à la combinaison proposée par le RPA 2003 pour la détermination des charges sismiques : $(G+0.2Q)$.

2) Définition de l'analyse push over sous charges horizontales:

A présent que l'analyse sous charges gravitaires est définie, la prochaine étape consiste à définir l'analyse push over sous charges horizontales.

La distribution des charges horizontales est un des aspects les plus critiques de la méthode push over, car elle est basée sur l'hypothèse que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode demeure constante durant toute la durée de l'excitation sismique. [10]

Le chemin est : Define ==>Load cases ==> add new load case.

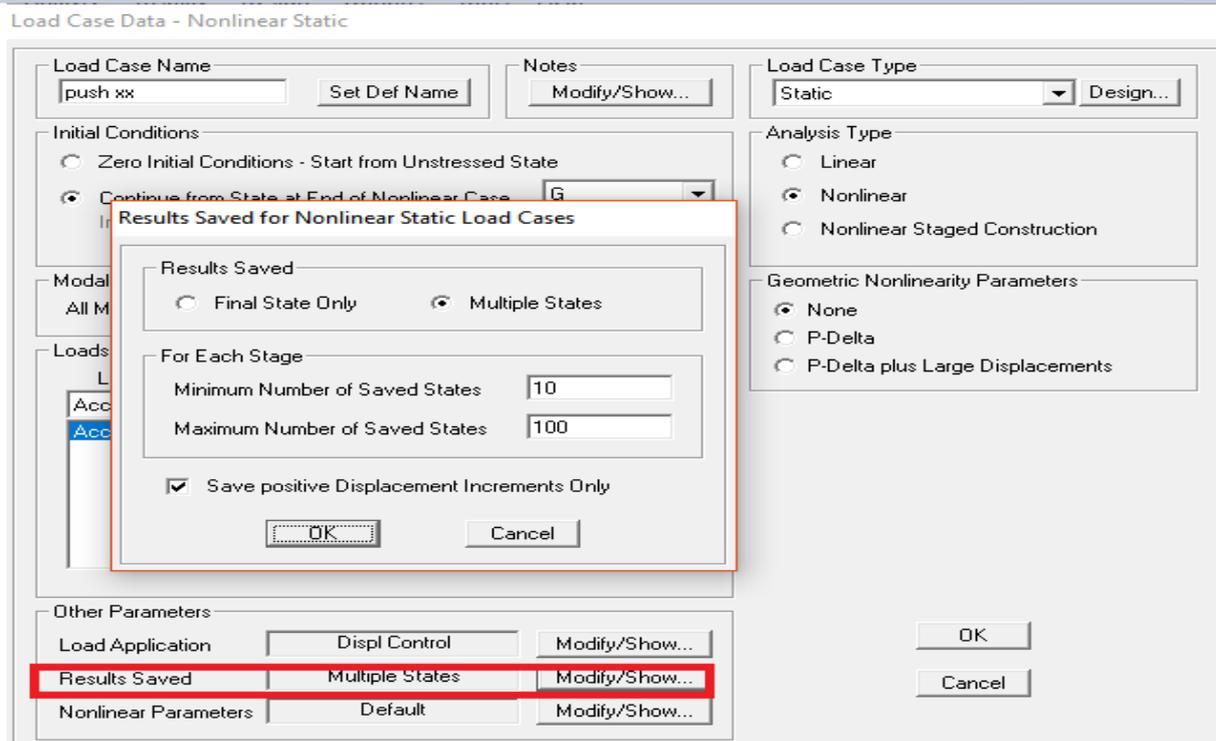


Figure VIII. 14: Définition du chargement de l'analyse push over (Sens yy).

3) Définition du spectre R=1 :

A l'aide du logiciel RPA on définit le spectre R=1

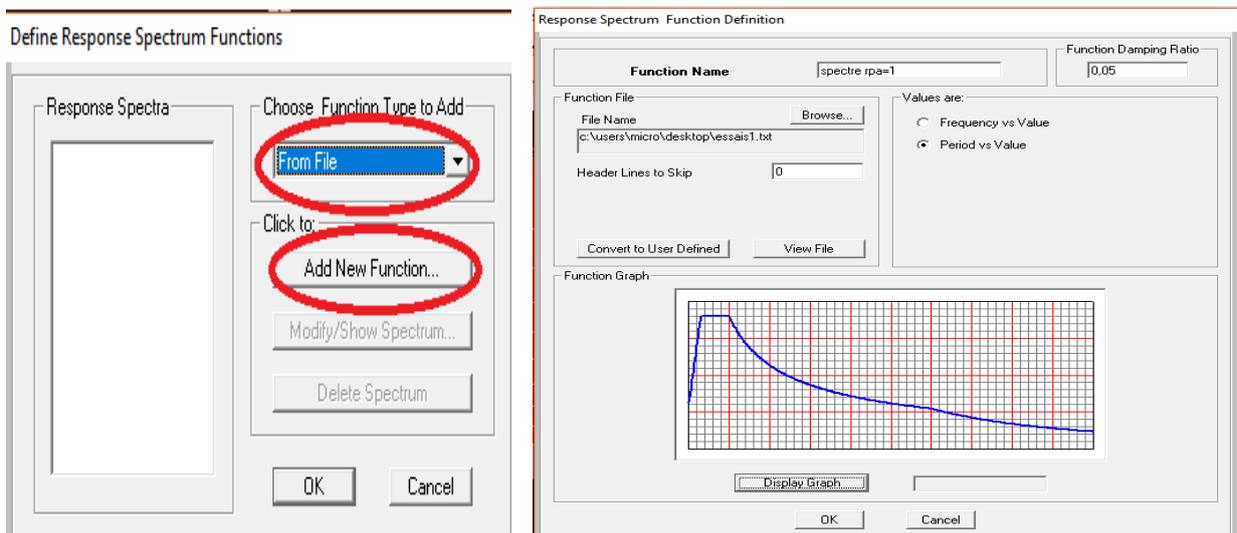


Figure VIII. 15: Spectre de RPA =1

VIII.11.4. Analyse statique non linéaire et l'extraction de la courbe de capacité

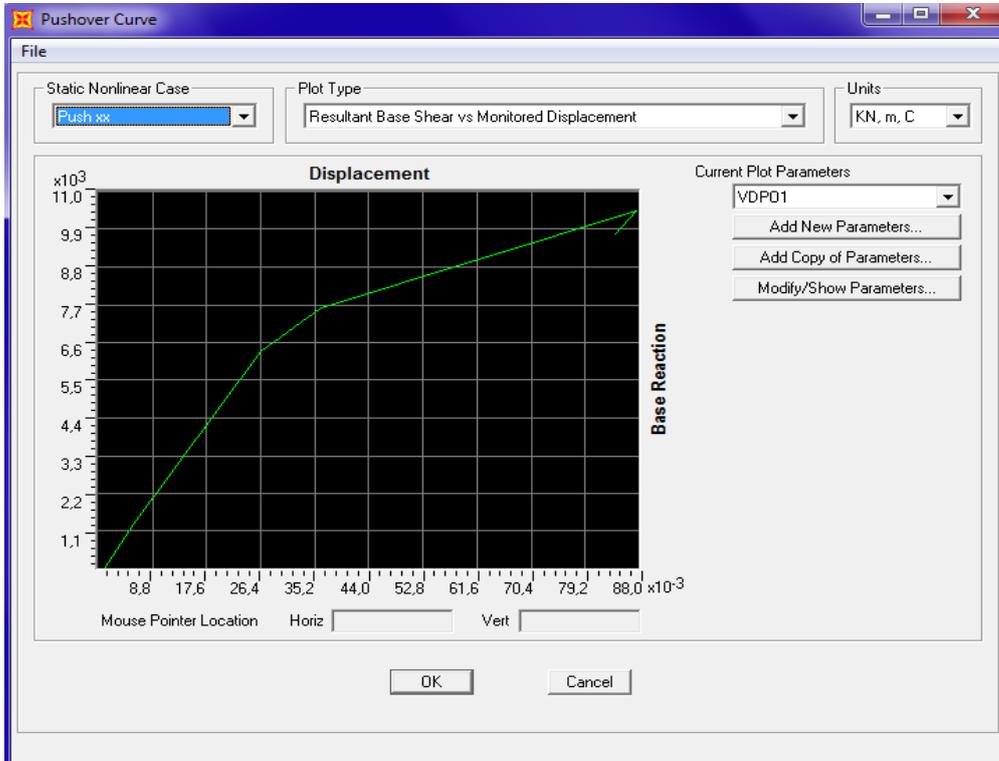
L'analyse statique non linéaire (push over) est exécutée en cliquant sur :

Analyse → Run (seulement les charges non linéaires).

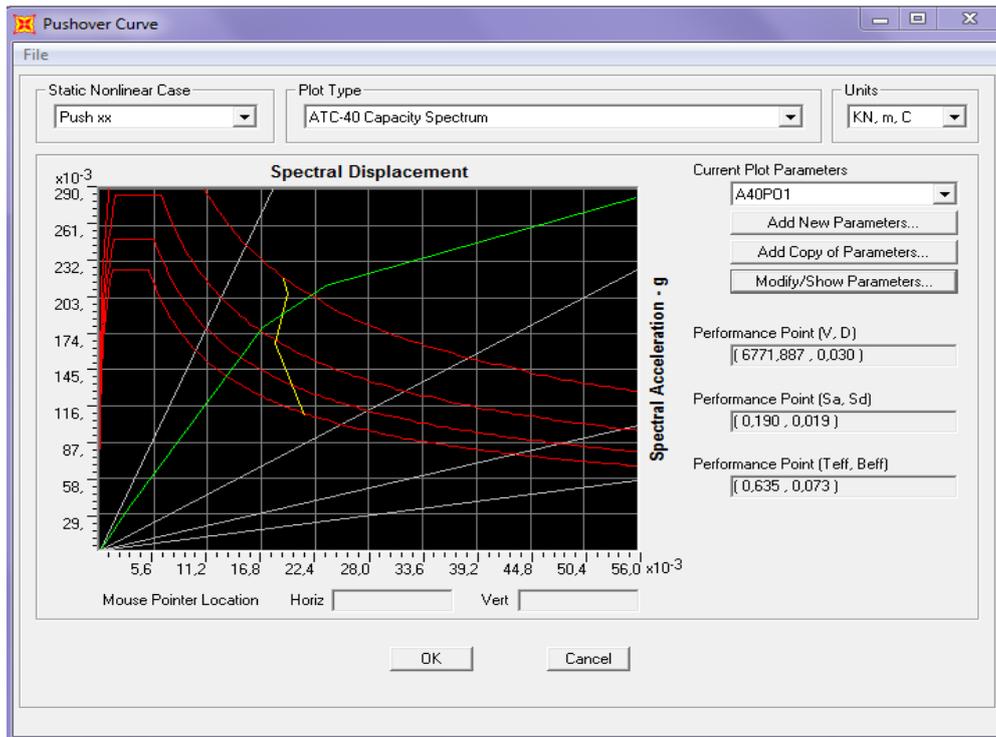
Pour visualiser la courbe de capacité ;

Display → Show Static Pushover Curve.

Dans la fenêtre qui apparaît (Figure VIII.16), on choisit le type de chargement push over



FigureVIII. 16 : Résultats de l'analyse push over.



FigureVIII. 17: Détermination du point de performance par SAP2000.

L'intersection de la courbe de capacité et celle de la demande sismique représentent le point de performance de la structure (6771.887 ; 0.030)

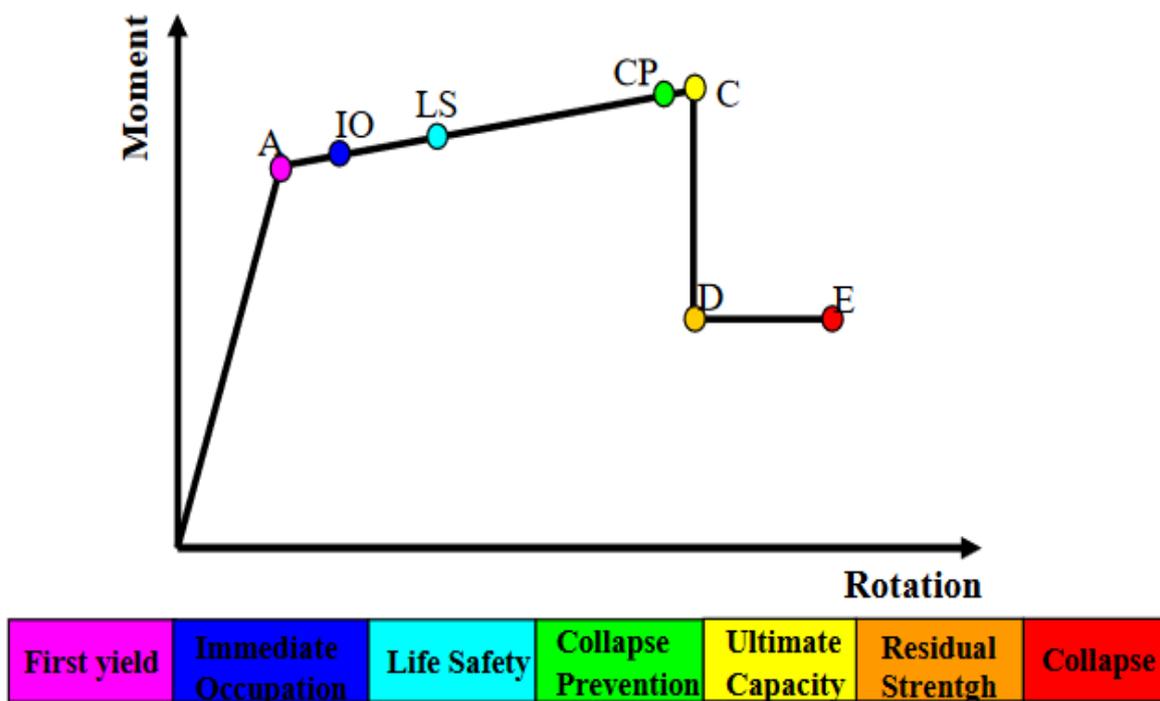
Table Display

File Edit

Pushover Curve Demand Capacity - ATC40 - Push xx

Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFPhi
			m		m			
0	0,594328	0,050000	0,000000	0,000000	0,059054	0,673029	1,000000	1,000000
1	0,594328	0,050000	0,003178	0,036221	0,059054	0,673029	0,775985	1,515809
2	0,618486	0,056621	0,016991	0,178817	0,059560	0,626806	0,771628	1,497789
3	0,666791	0,104273	0,023434	0,212177	0,054159	0,490375	0,780464	1,505062
4	0,890708	0,207656	0,055804	0,283163	0,057197	0,290228	0,802887	1,551390

FigureVIII. 18: Données de la courbe de capacité dans la forme (S_a-S_d)



FigureVIII. 19 : Loi de comportement de la rotule plastique [19]

VIII.11.5. Développement des Rotules Plastiques / SAP2000

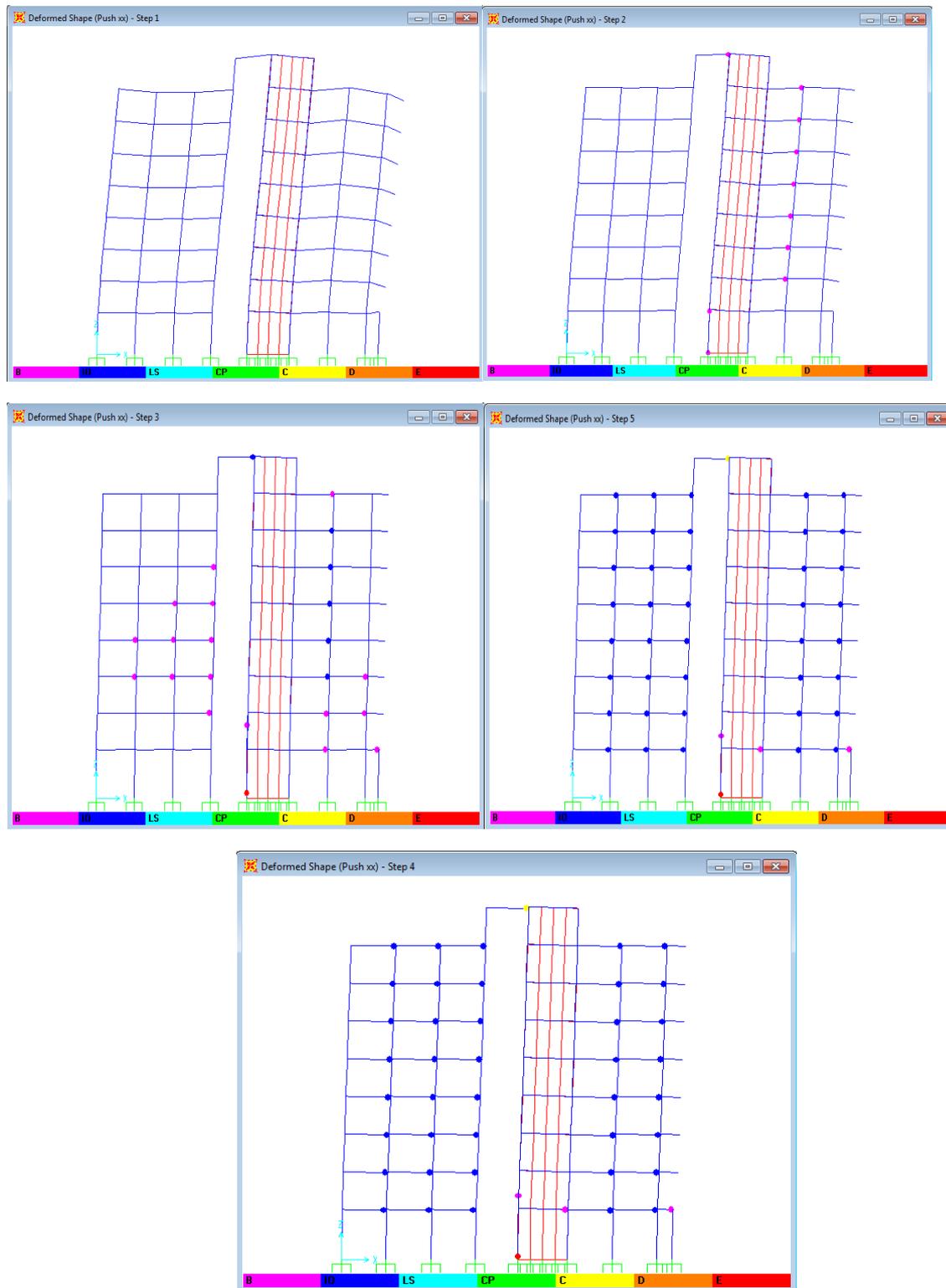
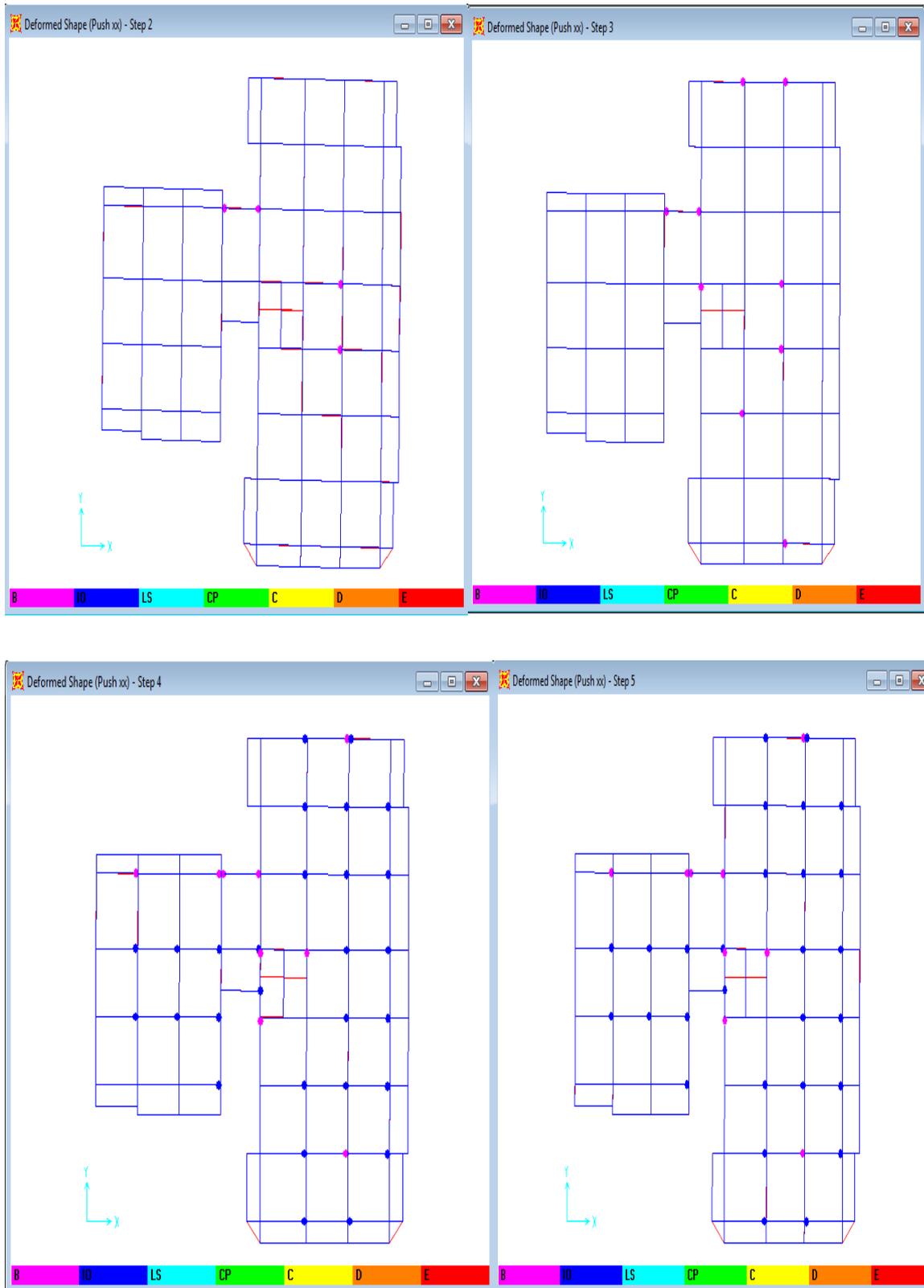


Figure VIII. 20: Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sens X-Z



FigureVIII. 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	21	2	0	0	0	0	0	1
	Poutres	7	3	0	0	0	0	0	0
1 ^{er}	Poteaux	16	5	0	0	0	0	0	0
	Poutres	6	11	1	0	0	0	0	0
2 ^{eme}	Poteaux	13	12	2	0	0	0	0	0
	Poutres	6	10	2	0	1	0	0	0
3 ^{eme}	Poteaux	8	10	0	0	0	0	0	0
	Poutres	8	5	3	0	0	0	0	0
4 ^{eme}	Poteaux	11	9	1	0	0	0	0	0
	Poutres	9	3	0	0	0	0	0	0
5 ^{eme}	Poteaux	12	10	3	0	0	0	0	0
	Poutres	5	4	0	0	0	0	0	0
6 ^{eme}	Poteaux	11	9	3	0	0	0	0	0
	Poutres	6	7	2	0	0	0	0	0
7 ^{eme}	Poteaux	8	10	1	0	0	0	0	0
	Poutres	4	4	0	0	0	0	0	0
Buanderie	Poteaux	3	1	0	0	0	0	0	0
	Poutres	2	2	0	0	1	0	0	0

Tableau VIII. 7: Développement des Rotules Plastiques

VIII.12. 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 :

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. 8 : Valeurs du coefficient C_0 [17]

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

$$C_1 = 1 \text{ si } T_e \geq T_0$$

$$C_1 = [1 + (R-1) \frac{T_0}{T_e}] / R \text{ si } T_e < T_0$$

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 : Période de vibration fondamentale de la structure.

K_i : Rigidité initiale de la structure.

K_e : Rigidité (pente) élastique de la structure.

T_0 : Période caractéristique du sol défini à la fin du palier du spectre de réponse.

R : 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	$T \leq 0.1 \text{ s}$		$T > T_0$	
	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. 9 : Valeurs du coefficient C_2 [17]

Avec :

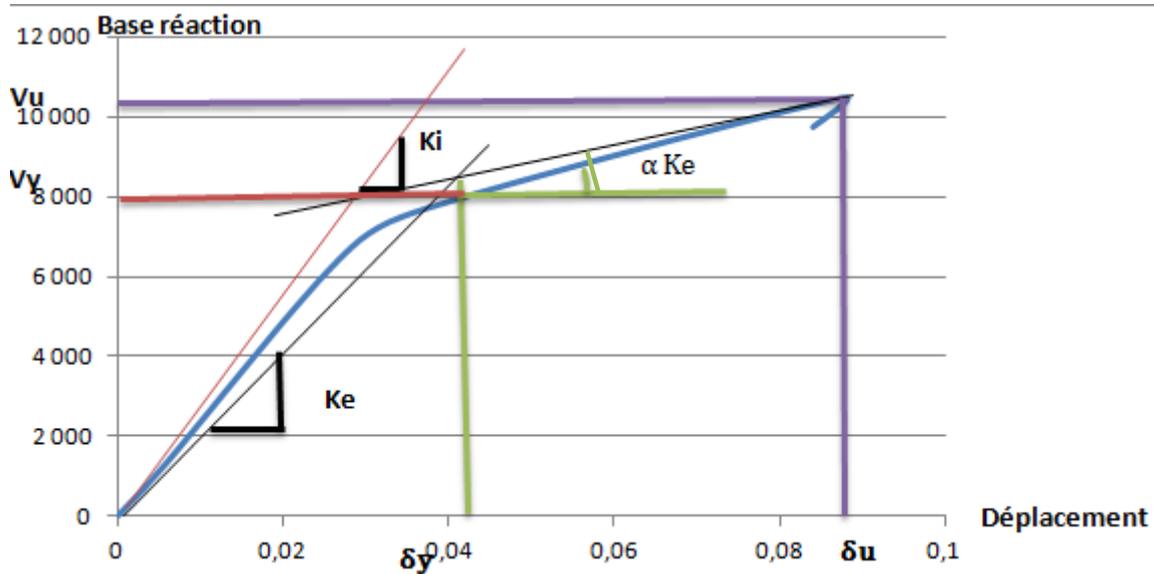
Portique type1 : structures dont plus de 30% des efforts latéraux sont repris par une combinaison des systèmes suivants : portiques, portiques avec contreventement centré,

portiques avec connections partiellement restreintes, contreventements, murs en maçonnerie, pierres.

Portique type2 : toutes les structures qui ne sont pas mentionnées dans portique type1. Pour des valeurs de période qui sont intermédiaires, les valeurs de C_2 sont obtenues par une interpolation linéaire.

C_3 : Coefficient modificateur pour tenir compte de l'effet dynamique. Pour les structures qui ont une pente post-élastique positive, il est pris égal à 1. Pour celles qui ont une pente négative ils seront calculés, selon la formule suivante :

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e}$$



FigureVIII. 22 : Idéalisation selon le FEMA – 356

VIII.13. Ductilité :

En résistance des matériaux, la **ductilité** désigne la capacité d'un matériau à se déformer plastiquement sans se rompre. La rupture se fait lorsqu'un défaut (fissure ou cavité), induit par la déformation plastique, devient critique et se propage. La ductilité est donc l'aptitude d'un matériau à résister à cette propagation. S'il y résiste bien, il est dit ductile, sinon il est dit fragile. [10]

La ductilité des matériaux est mesurée par le rapport de la déformation ultime δ_u atteinte au moment de la rupture, à la déformation élastique maximale δ_e . Ce rapport est appelé coefficient de ductilité en déformation noté μ_ϵ

$$\mu_\epsilon = \frac{\delta_u}{\delta_y}$$

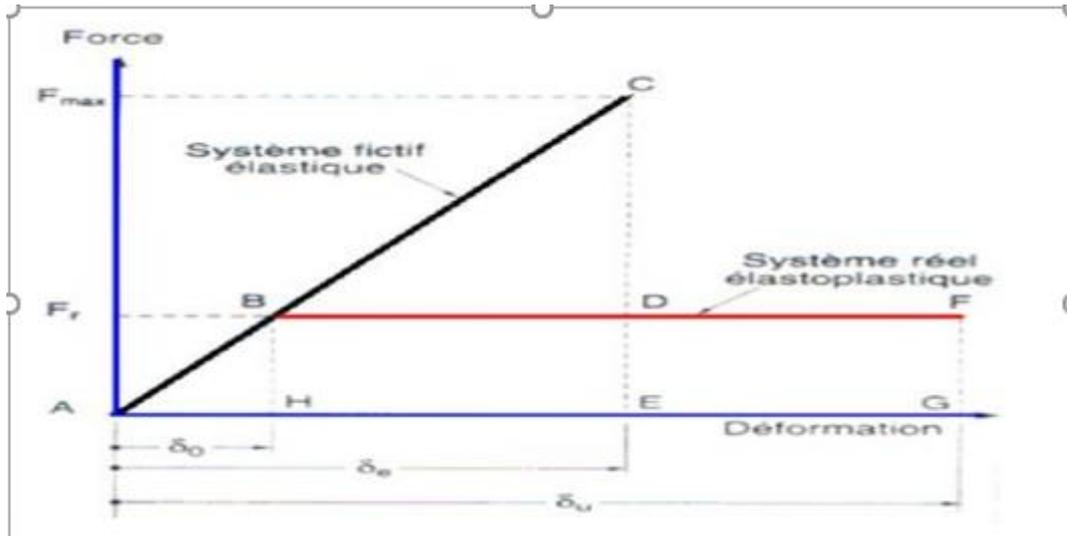


Figure VIII. 23: ductilité en déformation

VIII.14. Coefficient de comportement :

Le coefficient de comportement ou bien le facteur réducteur des efforts (en anglais : Structural Response 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 [20], 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 [21]. Donc la nouvelle formule de R est exprimée comme suit :

$$R = R_{\mu} R_S R_R$$

Avec :

R_{μ} : Le facteur de ductilité.

R_S : Le facteur de sur-résistance

R_R : Le facteur de redondance.

VIII.14.1. Facteur de ductilité R_{μ} :

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 constitutants [19]. 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**

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 :

$$R_{\mu} = \mu \text{ si } T > 0.5 \text{ s}$$

T : la période fondamentale de la structure

VIII.14.2. Facteur de redondance :

Une structure redondante doit obligatoirement être composée de plusieurs lignes verticales. Malgré cette forte demande de redondance, les gens continus à construire les structures composées d'un nombre minimal de ligne verticales, ce qui les catégorises comme peu redondante. Ce résultat est dû principalement à la mauvaise compréhension des ingénieurs de la parasismique du rôle important que joue cette redondance dans la réponse sismique de la structure lors des séismes dévastateurs [13]

Nombre de ligne	Facteur de redondance
2	0.71
3	0.86
4	1

Tableau VIII. 10 : Valeurs du facteur de redondance [13]

Suivant **RPA99** : $R_R = \frac{1}{Q}$

Dans notre cas on a utilisé formule de **RPA**

Paramètre	δ_t (cm)	δ_y (cm)	K_i (KN.m)	K_e (KN.m)	T_e (s)	μ	α	V_d (kn)	V_u (kn)
Valeurs	08.6	4.4	225022.5	174988.63	0.633	1.95	0.108	2860,738	10842,19

Tableau VIII. 11: Paramètres utilisés pour le calcul du coefficient de comportement

Méthodes	R_s	R_μ	R_R	R
New mark et hall	3.79	1.95	0.8	5.91

Tableau VIII. 12: Valeurs du coefficient de comportement

Interprétation des résultats :

Le tableau précédent montre que le facteur de ductilité pour cette structure renforcée par des voiles en béton armé est égale à la valeur 1.95. 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_μ et R_R est de l'ordre de 5.22.

On conclut que la valeur du coefficient de comportement « R » est égale à 6.80 car le domaine de la ductilité était large, et sa signifiera que cette forte ductilité donnera une grande résistance à l'état plastique.

VIII.15. Raideur de la structure au point de performance (K_p) et indicateur de dégradation global de la structure (I_d) :

Soit une raideur initiale (élastique) :

$$K_e = 238666.66 \text{ KN/m.}$$

A mesure que les éléments de la structure se plastifient, 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 :

$$V_p = 6771.887 \text{ KN.}$$

$$D_p = 0.031 \text{ m}$$

$$K_p = V_p / D_p = 225729.5667 \text{ KN/m.}$$

Un indicateur de dégradation global de la structure (I_d) peut être défini par [38] :

$$I_d = 1 - k_p / k_e$$

$$I_d = 0.2899$$

Ainsi, au point de performance, la plastification de la structure engendre une diminution de la raideur initiale de 28.99 %

VIII.16. Conclusion :

Pushover 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 notre travail on a utilisé la non linéarité des matériaux.

La modélisation des voiles par la méthode multicouche reste à vérifier pour valider les résultats numériques. Pour cela on doit les modifier par une rotule plastique avec logiciel **ETABS** dans les futures études.

Conclusion générale

Le présent travail élaboré nous a permis de prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et d'enrichir nos connaissances requises le long de notre cursus. Il nous a permis également de faire connaissance avec le logiciel de calcul **SAP 2000** et les règlements et codes conçus pour le calcul des structures tel que le CBA99 et le BAEL99. Et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient-ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".
- L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, ceci a donné lieu à des sections des poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- Le radier général permet d'avoir une distribution uniforme de charges qui lui sont appliquées par la superstructure.
- Pour évaluer la performance sismique de la structure on a utilisé la méthode de capacité spectrale, recommandée par le code Américain ATC40. Le point de performance permettra de prédire le comportement réel de la structure lors d'un séisme.
- La non linéarité de la structure est introduite au moyen de rotules plastique de flexion et de cisaillement pour les poutres et les poteaux, la difficulté réside dans la modélisation des voiles, à défaut de la disponibilité d'un outil qui permet de définir le comportement non linéaire d'un élément coque.
- Les rotules plastiques traduisent le comportement non linéaire de la structure, les niveaux de performance affichés par les rotules lors de l'analyse Push over et l'évolution de la formation des rotules avec l'avancement des étapes de l'analyse permettent de juger le degré de dommages auxquels la structure est soumise ainsi que les parties fragiles qui peuvent connaître plus de dégâts.

Référence bibliographique

- [BAEL, 91] Jean-Pierre Mougin, Béton Armé aux Etats Limites 91modifié99, deuxième Edition Eyrolles 2000.
- [DTR B.C 2.2] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation.
- [RPA99version 2003] Règles parasismique Algérienne RPA99 Version 2003.
- [1] : <http://www.univ-chlef.dz/fgca/CHAPITRE6%20-ESCALIERS1.pdf>
- [2] Application de la méthode d'analyse statique non- linéaire sur un bâtiment R+3. 22ème congrès Français de mécanique. Lyon, 24 au 28 Aout 2015.
- [3] A. Boumekik « Analyse push over des structures en béton armé ». Projet de recherche, université de Batna.2006
- [4] K. Hamou, K. Ramdane « Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode push over ».7^{ème} Colloque National AFPS 2007 – Ecole Centrale Paris.
- [5] Applied Technology Council, ATC-40, "Seismic évaluation and rétrofit of concrète buildings", vol 1. Redwood City, California, 1996.
- [6] FEMA-365, "Prestandard and commentary for the seismic réhabilitation of buildings", Fédéral Emergency Management Agency, Washington D.C., 2000.
- [7] 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.
- [8] 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 ,146 page.
- [9] Mr Mahboub Lotfi Mr Moulessechool 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 ;113pages
- [10] KASSOUL, A., le Comportement Non Linéaire des Structures en Béton Armé, 2014, 38 p.

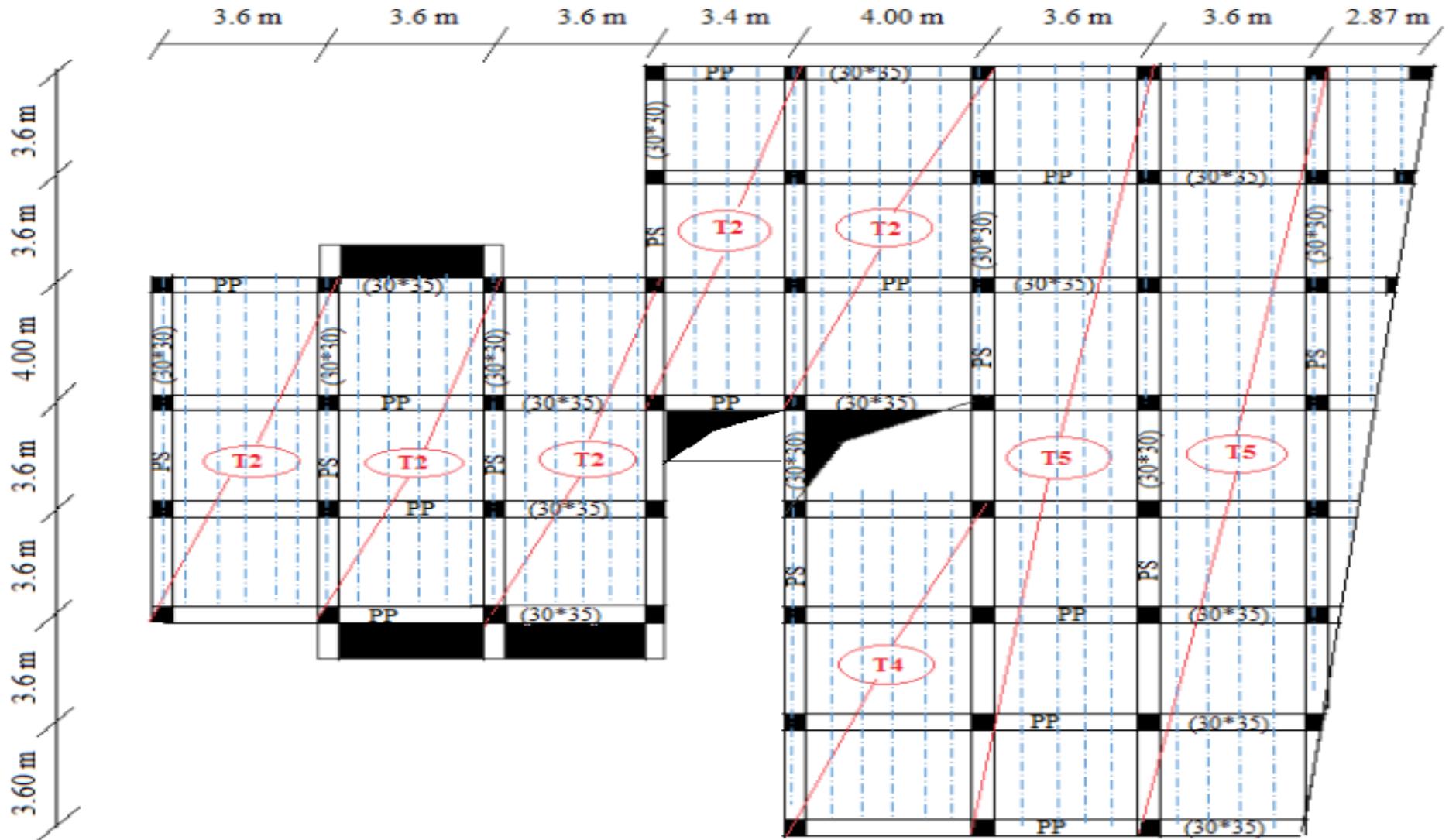
Applied technology Council (ATC19). Structural répons-e modification factors.ATC, 1995.

[11] Mr Mahboub Lotfi Mr Moulessechool 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 ;113pages

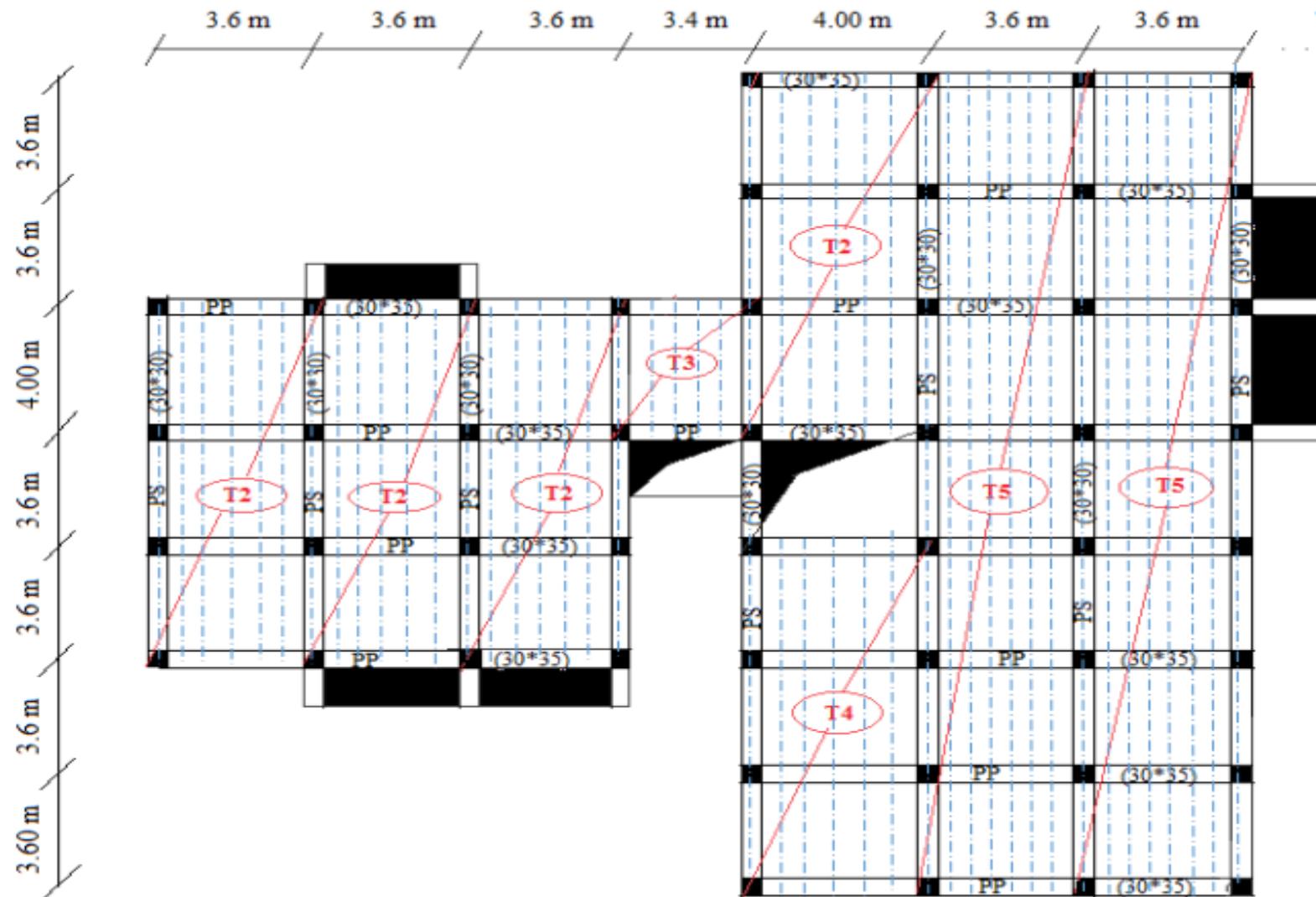
[12] TEDJDITI, A, K. Evaluation des coefficients de comportement des structures par une approche semi-globale. Mémoire pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil Option : Ingénierie des structures. Université ABOU-BEKR-BELKAID-TLEMEN. Soutenu le 12 Juin 2017,138 page

[13] Applied technology Council (ATC19). Structural répons-e modification factors.ATC, 1995.

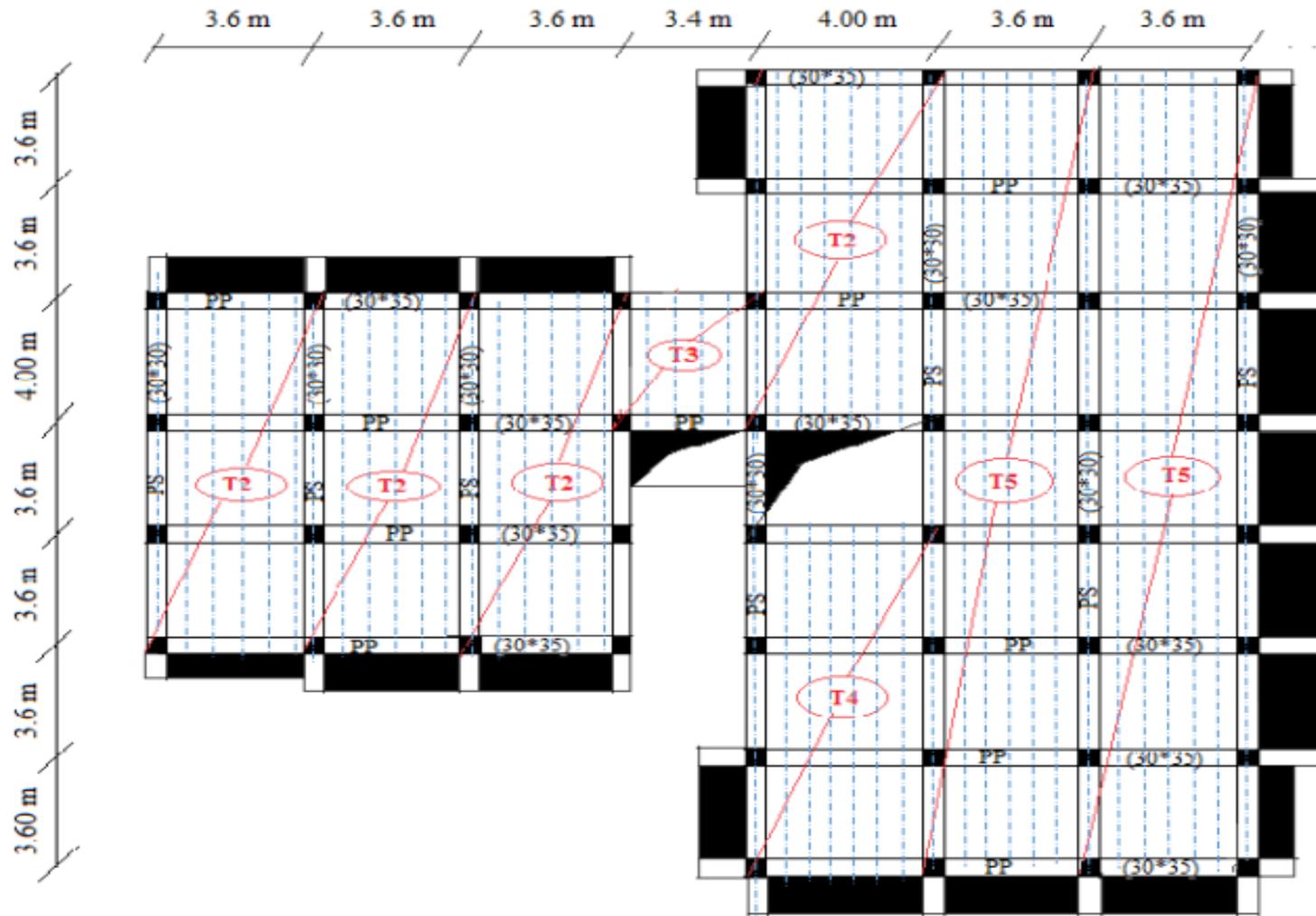
ANNEXES



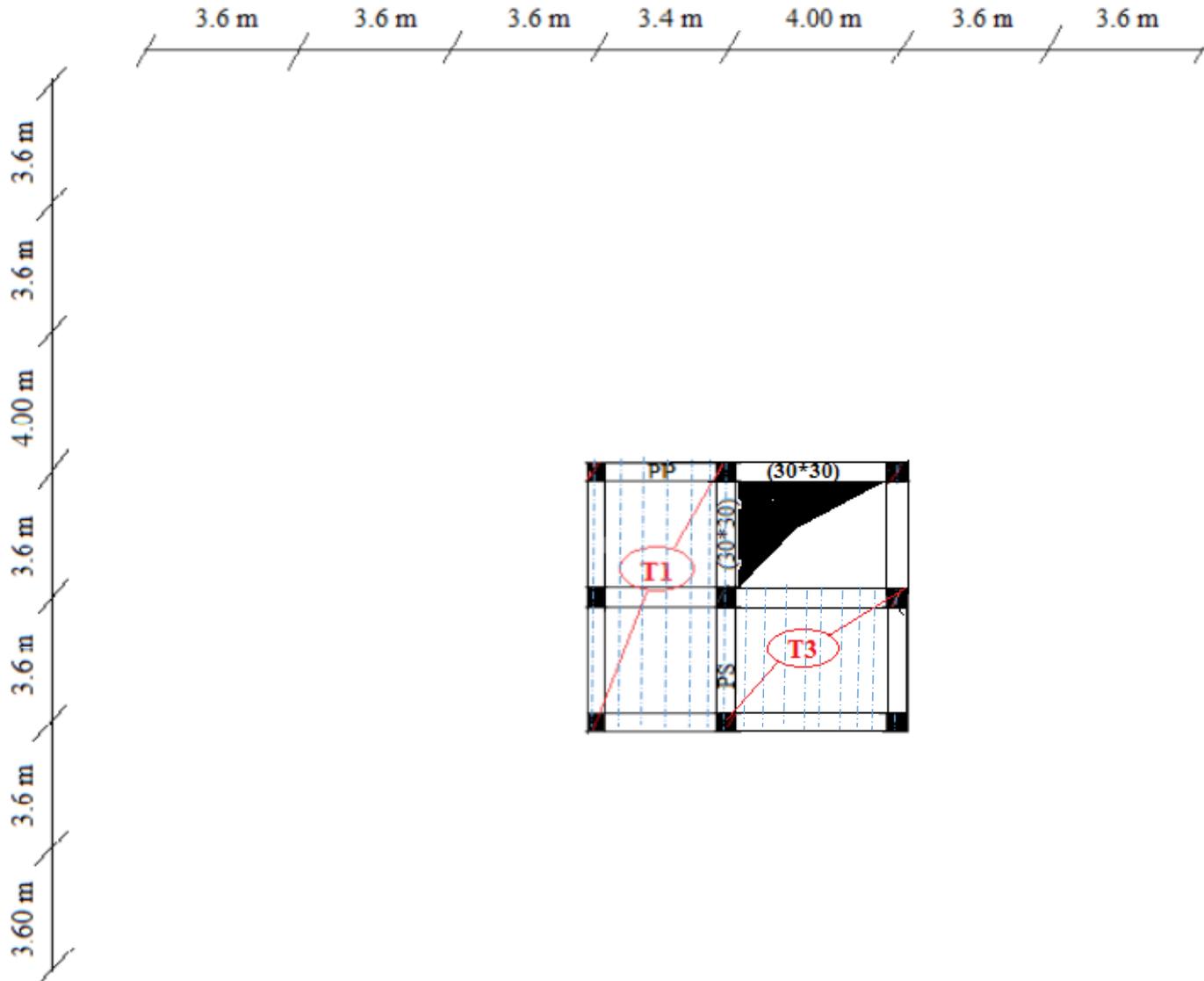
Plancher RDC



Plancher Etages 1-4



Plancher Etages 5-7



Plancher Terrasse Inaccessible