



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

جامعة البليدة -1-

UNIVERSITE DE BLIDA -1-

كلية التكنولوجيا- قسم الهندسة المدنية -

Faculté de technologie

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE DE MASTER
POUR L'OBTENTION DU DIPLOME
DE MASTER2 EN GENIE CIVIL
Option : STRUCTURES.

THEME :

**Etude D'un Bâtiment (RDC+9étage+1SS) Avec Une
recherche Sur L'amortissement des structures**

Soutenu par :

Mr. Mahieddine Zoheir.

Mr.Boudjemma Walid.

Devant le jury composé de :

Dr.Taleb.R

université Saab Dahleb Blida

président

Dr. Berrediaf Bourahla.m

université Saab Dahleb Blida

Examineur

Dr.Derbal.

université Saab Dahleb Blida

promoteur

ANNEE UNIVERSITAIRE 2019/2020.

Remerciements

Au premier lieu, nous tenons à remercier DIEU qui nous a donné volonté, force, patience, courage et santé pour terminer ce travail.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promoteur DERBAL ISMAIL pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet.

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté notre travail et acceptant d'examiner. Et de l'enrichir par leurs propositions.

Nous exprimons vivement nos gratitude à l'ensemble des enseignants qui m'ont suivi inlassablement durant tout nos cursus universitaire.

Un grand merci à tous ceux qui nous ont aidés et soutenus d'une manière ou d'une autre pour l'achèvement de ce projet, en particulier nos parents, nos familles et nos amis.

Dédicaces

*C'est avec un grand respect et gratitude que je tiens à exprimer toute ma
Reconnaissance et dédier ce travail à :*

Mes très chers parents qui m'ont soutenu durant tous mon parcours.

*Ma très chère maman, l'âme de ma vie, ma force, mon bras que je me regrette
jamais Sans amour.*

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

A mes très chères sœurs, frères et leurs épouses.

A toute ma famille BOUDJEMMA et HECHHAD sans exception.

*Mon frère de sang et compagnon durant mon chemin Mohamed Redouane je te
souhaite une bonne continuité et que tu réaliseras tout tes rêves et objectifs.*

A tous mes amis (es) : Sohaib, Abdelkader, Mezien, Zahaf, Bentata et Titaouin.

*A toutes personnes qui ma aider à poursuivre mes études et tout la promotion
2019-2020 génie civil M2 surtout option structure.*

A celui qui ma collaboré pour la réalisation de ce mémoire, à toi Zohier

Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.

Boudjemma Walid

Dédicaces

*C'est avec grand respect et gratitude que je tiens à exprimer toute ma
Reconnaissance et ma sympathie et dédier ce travail modeste à :
Maman, chérie qui a sacrifié sa vie pour moi, les mots ne sauraient exprimer
l'immense et profonde gratitude que j'ai pour elle et pour précieux soutien,
pour sa patience, pour avoir crus en moi, pour son sourire réconfortant et pour
ces sacrifices qui m'ont permis d'atteindre cette étape dans ma vie et le faite
qu'elle n'as jamais cessé de veillez sur mon instruction et mon bien être. Que
dieu me la garde et la protège.*

*A l'âme pure de mon père, je prie dieu que tu sois dans le plus haut
paradis, et que tu es fier et satisfait de moi, repose en paix
À mes deux grands-mères et à mon grand-père, que Dieu prolonge votre vie
et vous protège*

*A toute la famille "**Mahieddine**" et la famille "**Bouzid**"
Mon frère de sang et compagnon sur le chemin **Dahbie Mohamed Rjad**
« **Zack** » je te souhaite une belle continuité et que tu réalises tes rêves et
objectifs « même sang »*

*Ma proche "**Chica Dulce**" Merci pour tous les conseils et le soutien que
vous m'avez apporté tout au long des années que je vous connais et je te
souhaite une vie conjugale heureuse*

*A celui qui m'a collaboré dans la réalisation de ce mémoire, à toi **walid**
Toute la promo 2019-2020 génie civil surtout option structure
Tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

Mahieddine Zohier

ملخص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لعمارة غير منتظمة الشكل متعددة الخدمات مكونة من طابق تحت أرضي زائد طابق ارضي و تسعة طوابق علوية بالإضافة إلى بحث حول التخميد الديناميكي للهياكل . توجد هذه العمارة بولاية البلدية المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 3 حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.

دراسة الأبعاد الأولية و حمولة العناصر تمت وفقا ل BAEL91 Modifié 99, RPA99 ver2003 et au CBA93

تم إجراء تحليل الهيكل الديناميكي باستخدام برنامج التحليل الهيكلي SAP2000 V14.0.0

تمت دراسة الجدران الخرسانية بطريقة الإجهاد لتسليحها. بالنسبة للبنية التحتية ، اخترنا أساس شريطي مستمر تم حسابه بالطريقة الكلاسيكية.

استخدام طريقة "التناقص اللوغاريتمي" لتحديد قيم التخميد الديناميكي وتأثير بعض المعلمات على التخميد

الكلمات المفتاحية : العمارة ،الخرسانة،التخميد, CBA93،SAP2000، V2003 RPA99, BAEL91 Modifié 99, SOCOTEC ,

RESUME

Ce projet est une étude détaillée d'un bâtiment multiservice de forme irrégulière composée d'un sous-sol plus un rez-de-chaussée et neuf étages supérieurs en plus d'une recherche sur l'amortissement dynamique des structures. Ce bâtiment est situé dans la wilaya de Blida, qui est classée dans la zone sismique n ° 3 selon le Centre national de recherche appliquée en ingénierie de la résistance sismique (RPA99 version 2003).

Le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au BAEL91 Modifié 99, RPA99 ver2003 et au CBA93.

L'analyse dynamique de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel d'analyse «structural analysis program » SAP2000 V14.0.0

Les poteaux et les poutres ont été ferrailés avec le logiciel SOCOTEC, les vérifications ont été menées par le même logiciel.

Les voiles ont été étudiés par la méthode des contraintes. Pour la fondation on a opté pour une semelle filante qui a été calculé par la méthode classique

L'amortissement dynamique et l'effet de certains paramètres sur l'amortissement en utilisant la méthode du «décrément logarithmique» pour déterminer ses valeurs

Mots clés: Bâtiment, Béton, amortissement, SAP2000, SOCOTEC, RPA99 V2003, C.B.A 93, BAEL91 Modifié 99.

Summary

The aim of this study is the conception of a multiple usage building structure (underground parking lot, trade business on the ground and 1st floor and residency on the higher levels). The building will be implanted in the Wilaya of Blida, classified within Zone III according to the Algerian seismic regulation. While taking into account the order of magnitude of the elements of the structure, we must comply with the rules and standards given by (RPA99V2003, BAEL91, CBA93 and DTR BC2.2...) in order to conceive a safe and economical structure.

The stability of the structure depends on the resistance of the various structural elements (columns, beams, walls, etc.) to different stresses (compression, bending, etc.), the resistance of which depends on the type of materials used and of their dimensions and characteristics.

So for the calculation of the constituent elements of a structure, we base ourselves on known regulations and methods, which are based on knowledge of the materials (concrete and steel) and the sizing and reinforcement of the resistant elements of the structure.

The study and the seismic analysis of the structure was realized by the calculation software structural analysis program (SAP2000 version.14.0.0), based on finite elements that simplify the problem enough to analyze it and determine vibration modes while trying to look for the best dynamic behavior for our structure which is the subject of this study. All this by attempting various positions of shear walls and retain the best possible position that offer the structure a dynamic behavior that meets the criteria imposed by Algerian seismic rules.

The main elements (columns, beams and shear walls) play a major role in the structure strength and transmission of stresses. They must therefore be properly sized and well-armed. The determination of the steel reinforcements will be done with the final results of the seismic study obtained by (SAP2000 and Socotec). The columns are subjected to a compound bending which is due to the eccentricity of the normal stress N and at a bending moment M in the longitudinal and transverse direction (due to the horizontal action). The beams subjected to a simple bending and The shear walls are solicited by a normal stress N and a shear stress V while taking into account the minimum steel reinforcement imposed by the Algerian seismic rules.

An infrastructure study is an important step in the structure construction, so the choice of foundation depends on several parameters related to the soil characteristic (permissible

stress equal to 2 bar) and the structure geometrics. We adopted a calculation with insulated pad foundation but these were not suitable because of the overlapping they generated. Next we passed to a calculation with string pad foundation, the steel reinforcement adopted has been checked and proved satisfactory, while taking into account the peripheral shear walls are planned to support the action of pushing land exerted on the wall ,this will be calculated as solid slab panels resting on four supports.

With the mass of the structure, damping has a major influence on the response of the structure. However, this term is extremely little known because it can have several sources (dissipation of material, bonds between substructures, radiation damping, etc.).For this reason, its modeling is generally very simplified and close to the damping given in the regulations).

With this in mind, the present work consists in studying the concept of damping of structures and their quantification. A set of parameters that influence the damping rate in one way or another, as we have seen during our research quite a few types.

Today, engineers tend to take into account the coefficient of damping $\xi = 7\%$ when calculating reinforced concrete structures. This choice tends to stiffen the structures and this damping blocks the vibrations of these structures that need to dissipate energy.

Estimating damping is critical to the design of new structures and the seismic safety assessment of existing structures. The dissipation of a vibration movement in a mechanical system originates from different sources, this implies the existence of several mathematical approaches that allow to model the capacity of material damping and/or structure damping. In a given situation the process used will depend mainly on the measurement method adopted.

This study focuses on reinforced concrete structures while calculating the depreciation coefficient each time using the logarithmic decrement method " δ ", which consists in the study of 2 successive peaks of the same signs of the response of the structure. With few changes in the characteristics of the building according to the different variants (for the model of calculates each time a parameter FC_{28} changes, change in the section of columns and beams).This work is based on linear analysis using SAP2000 software version.14.0.0.

Keywords: Building, Concrete, Damping, SAP2000, SOCOTEC, RPA99 V2003, C.B.A 93, BAEL91 modified 99

Sommaire

Remerciement

Dédicaces

Résumé

Les plans

Introduction générale

Chapitre I: Présentation du projet

I.1. Introduction	1
I.2. Présentation De L'ouvrage	1
I.3. Caractéristique Mécanique Des Matériaux	2
I.3.1. Caractéristiques Du Sol	2
I.3.2. Béton... ..	2
I.3.3. Aciers	4

Chapitre II : Pré dimensionnement

II.1. Introduction	6
II.2. Pré Dimensionnement	6
II.2.1. Les planchers... ..	6
II.2.2. Maçonnerie	10
II. 3. Pré Dimensionnement Des Poutres	11
II.4. Pré Dimensionnement Des Poteaux	13
II.5. Les Voile... ..	19
II.6. Conclusion... ..	20

Chapitre III : Etude dynamique

III.1.Introduction	21
III.2. Étude Dynamique	21
III.3.Modélisation De La Structure... ..	21
III.4.Étude Sismique... ..	22
III.5. Résultats De L'analyse... ..	25
III.5.1. Modèle Initial	25
III.5.2. Modèle final	27
III.6. Justification Du Choix Du Coefficient De Comportement... ..	29
III.7. Conclusion	30

Chapitre IV : Ferrailage des éléments résistant

IV.1. Introduction	31
IV.2. Ferrailage Des Poteaux	31
IV 2.5.Le Schéma De Ferrailages Des Poteaux	37
IV.3.Ferrailage des poutres	37
IV.3.10 Schéma De Ferrailage Des Poutres	45
IV.4. Ferrailages Des Voiles...	51
IV.4.5. Exemple De Schéma De Ferrailage De Voile...	68
IV.4.6. Ferrailage Des Linteaux	68
IV.5. Conclusion...	70

Chapitre V : Etude de l'infrastructure

V.1. Introduction...	71
V.2. Choix du type de fondations	71
V.2.1. Semelles isolées	71
V.2.2. Semelles Filantes	72
V.2.2.1.Pré dimensionnement de la semelle filante	74
V.3. Vérifications Nécessaires	75
V.4.Ferrailage Des Semelles Filantes	78
V.4.1. Schéma De Ferrailages Des Nervures	82
V.5. Etude Du Voile Périphérique	84
V.5.4.Schéma de ferrailage du voile périphérique	87
V.6.Conclusion	87

Chapitre VI : Amortissement, Notions et Théorie

VI.1. Introduction	88
VI.2. Rappel De Dynamique Des Structures	88
VI.3. Amortissement Des Structures	96
VI.3.8. Mesure De L'amortissement	103
VI.4.8.1. Méthode Du Décrément Logarithmique	103
VI.4.8.2. Méthode De La Largeur De Bande	104
VI.4.8.3. Méthode de l'énergie d'amortissement spécifique	106
VI.5. Les Travaux Récents	107
VI.6. Évaluation Du Coefficient D'amortissement Par La Méthode Du Décrément Logarithmique..	109
VI.6.1 Introduction...	109
VI.6.2. Présentation Des Variantes	109
VI.6.3. Extraction Et Présentation Des Tableaux De Déplacement	110

VI.6.3.1. Les résultats obtenus pour la variante 1	110
VI.6.3.2. Les résultats obtenus pour la variante 2	111
VI.6.3.3. Les résultats obtenus pour la variante 3	112
VI.6.3.4. Les résultats obtenus pour la variante 4	113
VI.6.3.5. Les résultats obtenus pour la variante 5	114
VI.6.3.6. Les résultats obtenus pour la variante 6	115
VI.7. Analyse Des Résultats	116
VI.8. Conclusion	116
Conclusion général	117

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT

Fig. II.1 Planché à corps creux...	6
Fig. II.2 Plancher terrasse inaccessible...	6
Fig. II.3 Plancher étage courant...	7
Fig. II.4 Dalle sur 1 seul...	8
Fig. II.5 Dalle sur 4 appuis...	8
Fig. II.6 Murs extérieur...	10
Fig. II.7 Murs intérieurs...	11
Fig. II.8 Section réduite du poteau...	14
Fig. II.9 Schéma statique de la décente de charge...	16
Fig. II.10 Schéma du voile...	19

CHAPITRE III : ETUDE DYNAMIQUE

Fig. III.1 Modèle Initial	25
Fig. III.2 Disposition des voiles (modèle final)	27

CHAPITRE IV : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANT

Fig. IV.1 Schéma de ferrailage des poteaux	37
Fig. IV.2 Schéma de ferrailage des poutres sans voiles	47
Fig. IV.3 Schéma de ferrailage des poutres avec voiles	50
Fig. IV.4 modèle général d'un voile...	51
Fig. IV.5 Définition de l'élément mur...	52
Fig. IV.6 cotation de mur...	52
Fig. IV.7 Les niveaux de vérification pour un voile...	53
Fig. IV.8 Schématisation de Ferrailages V_{x1} , V_{x2} ...	68

CHAPITRE V : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Fig. V.1 Dimensions de la semelle isolée...	71
Fig. V. 2 Disposition des axes...	71
Fig. V.3 Semelle filante...	72
Fig. V.4 Pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau d'angle	73
Fig. V. 5 Ferrailage des nervures en travée et sur appuis Y-Y...	82
Fig. V. 6 Ferrailage des nervures en travée et sur appuis Y-Y...	83
Fig. V. 7 Ferrailage du Voile Périphérique sens x	87
Fig. V. 8 Ferrailage du Voile Périphérique sens y	87

CHAPITRE VI : AMORTISSEMENT, NOTION ET THEORIE

Fig. VI.1 Système de masse M fixé par un élément de raideur k à un seul degré de liberté...	89
Fig. VI.2 Facteur d'amplification et phase...	93
Fig. VI.3 Réponse d'un système amorti a une force externe harmonique...	94
Fig. VI.4 Facteur d'amplification et phase...	95
Fig. VI.5 Illustration de l'effet de l'amortissement sur la réponse d'un système...	97
Fig. VI.6 Illustration de la réponse d'un système (déplacement en fonction du temps)	98
Fig. VI.7. Amortissement hystérétique...	99
Fig. VI.8 Modélisation d'un amortissement visqueux...	99
Fig. VI.9 Boucle d'hystérésis d'un amortissement visqueux...	100
Fig. VI.10 Systèmes à amortissement contrasté...	101
Fig. VI.11. Evolution du taux d'amortissement de Rayleigh...	103
Fig. VI.12 Réponse d'un system en vibration libre ...	104
Fig. VI.13 Bande passante...	106
Fig. VI.14 Mesure de la capacité d'amortissement spécifique...	106
Fig. VI.15 La période en fonction de déplacements modale de la variante 1.	110
Fig. VI.16 La période en fonction de déplacements modale de la variante 2.	111
Fig. VI.17 La période en fonction de déplacements modale de la variante 3.	112
Fig. VI.18 La période en fonction de déplacements modale de la variante 4... ..	113
Fig. VI.19 La période en fonction de déplacements modale de la variante 5.	114
Fig. VI.20 La période en fonction de déplacements modale de la variante 6.	115

LISTE DE TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tab. I.1 Dimensions en élévation...	1
Tab. I.2 Dimensions en plan...	1

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT

Tab. II.1 Evaluation des charges de plancher terrasse...	7
Tab. II.2 Evaluation des charges de plancher étage courant...	7
Tab. II.3 Evaluation des charges de dalle plane RDC et 1 ^{er} étage...	9
Tab. II.4 Evaluation des charges de dalle plane balcon...	9
Tab. II.5 Evaluation des charges de murs extérieures...	10
Tab. II.6 Evaluation des charges de murs intérieures...	11
Tab. II.7 Dégression des surcharges...	13
Tab. II.8 Descente de charge du poteau central...	17
Tab. II.9 Choix des sections des poteaux rectangulaires (carrés) ...	17
Tab. II.10 Descente de charge du poteau périphérique...	18
Tab. II.11 Choix des sections des poteaux du périphérique (carrés) ...	18
Tab. II.13 Section des poutres adoptées...	20
Tab. II.14 Section des poteaux et voiles ...	20

CHAPITRE III : ETUDE DYNAMIQUE

Tab III.1 Valeurs des pénalités P_q ...	23
Tab III.2 Les paramètres de calcul la force sismique ...	24
Tab III.3 Sections des poteaux et voiles de chaque niveau ...	25
Tab III.4 Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial ...	25
Tab III.5 Des Déplacements inter étage du modèle initial ...	26
Tab III.6 Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle final. ...	27
Tab III.7 Des Déplacements inter étage du modèle final ...	28
Tab III.8 L'effort normal réduit ...	29
Tab III.9 Pourcentages des efforts tranchants dans le sens x ...	29
Tab III.10 Pourcentages des efforts tranchants dans le sens y. ...	30
Tab III.11 Nouvelles Sections des poteaux et voiles de chaque niveau ...	30

CHAPITRE IV : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANT

Tab IV.1 Tableau des Contraintes	31
Tab IV.2 Ferrailages des poteaux à L'ELU ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)	32
Tab IV.3 Ferrailages des poteaux à L'ELU ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)	32
Tab IV.4 Ferrailages des poteaux à L'ELU ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)	32
Tab IV.5 Ferrailages des poteaux (G+Q±E) (0,8G±E) ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)	33
Tab IV.6 Ferrailages des poteaux (G+Q±E) (0,8G±E) ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)	33
Tab IV.7 Ferrailages des poteaux (G+Q±E) (0,8G±E) ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)	33
Tab IV.8 Choix des Armatures des Poteaux.	34
Tab IV.9 Vérification des Contraintes des Poteaux ($N^{\text{ser}}_{\text{max}}; M^{\text{ser}}_{\text{cor}}$)	34
Tab IV.10 Vérification des Contraintes des Poteaux ($N^{\text{ser}}_{\text{cor}}; M^{\text{ser}}_{\text{max}}$)	34
Tab IV.11 Vérification de la Contrainte de Cisaillement des Poteaux...	35
Tab IV.12 Espacements (max) des armatures transversales des poteaux selon R.P.A.99	36
Tab IV.13 Choix des Armatures Transversales des Poteaux.	36
Tab IV. 14 Vérification des contraintes des poteaux de l'infrastructure...	36
Tab IV.15 Section des poutres...	37
Tab IV.16 Ferrailages des poutres sans voile (Situation durable)	38
Tab IV.17 Ferrailages des poutres sans voile (Situation accidentelle)	39
Tab IV.18 Ferrailages des poutres avec voile (Situation durable)	39
Tab IV.19 Ferrailages des poutres avec voile (Situation accidentelle)	40
Tab IV.20 Choix de ferrailages des poutres avec voile...	40
Tab IV.21 Choix de ferrailages des poutres avec voile...	41
Tab IV.22 Vérification de la Condition de Non Fragilité.	41
Tab IV.23 Vérification des Poutres Sans Voiles à l'ELS	42
Tab IV.24 Vérification des Poutres avec voiles à l'ELS	42
Tab IV.25 Vérification de la Contrainte de Cisaillement.	43
Tab. IV.26 Choix des armatures transversales...	43
Tab IV.27 Vérification de la Flèche des Poutres.	44
Tab. IV.28 Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour V1.	54
Tab. IV.29 Calcul des armatures verticales de V1.	55
Tab. IV.30 Calcul des aciers verticaux des voiles (Vx1, Vx2).	56
Tab. IV.31 Calcul des aciers horizontaux des voiles (Vx1, Vx2).	56
Tab. IV.32 Calcul des aciers verticaux des voiles (Vx3, Vx4)	57
Tab. IV.33 Calcul des aciers horizontaux des voiles (Vx3, Vx4).	57
Tab. IV.34 Calcul des aciers verticaux des voiles (Vx5)	58
Tab. IV.35 Calcul des aciers horizontaux des voiles (Vx5)	58

Tab. IV.36 Calcul des aciers verticaux des voiles (Vy1)	58
Tab. IV.37 Calcul des aciers horizontaux des voiles (Vy1)	59
Tab. IV.38 Calcul des aciers verticaux des voiles (Vy2)	59
Tab. IV.39 Calcul des aciers horizontaux des voiles (Vy2)	60
Tab. IV.40 Calcul des aciers verticaux des voiles (Vy3)	60
Tab. IV.41 Calcul des aciers horizontaux des voiles (Vy3)	60
Tab. IV.42 Calcul des aciers verticaux des voiles (Vy4)	61
Tab. IV.43 Calcul des aciers horizontaux des voiles (Vy4)	61
Tab. IV.44 Calcul des aciers verticaux des voiles (Vy5)	62
Tab. IV.45 Calcul des aciers horizontaux des voiles (Vy5)	62
Tab. IV.46 Calcul des aciers verticaux des voiles (Vy6)	63
Tab. IV.47 Calcul des aciers horizontaux des voiles (Vy6)	63
Tab. IV.48 Calcul des aciers verticaux des voiles (Vy7 et Vy8)	64
Tab. IV.49 Calcul des aciers horizontaux des voiles (Vy7 et Vy8)	64
Tab. IV.50 Calcul des armateurs de coutures.....	67
Tab. IV.51 Calcul des armateurs des linteaux.....	70

CHAPITRE V : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

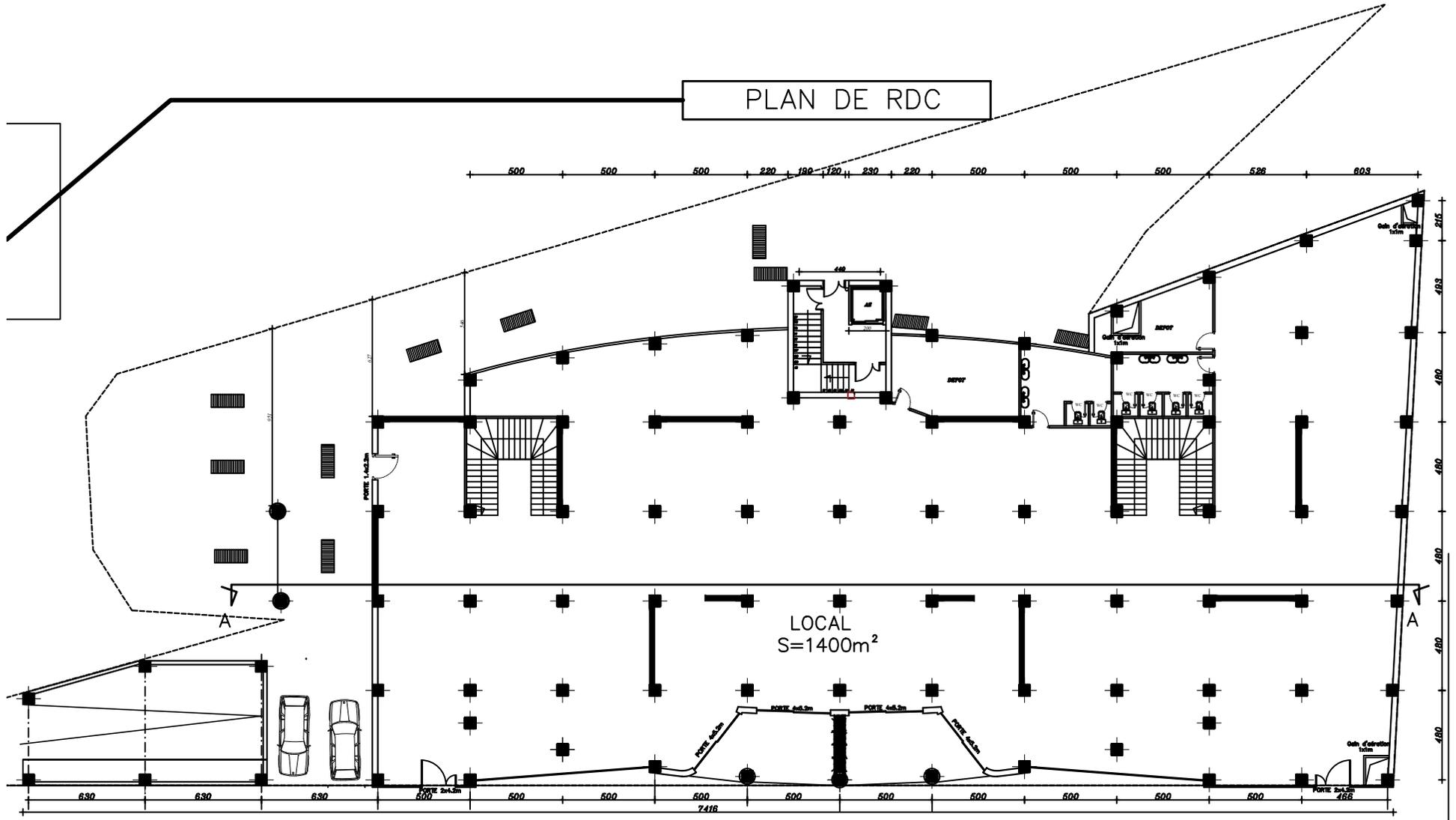
Tab. V.1 Sections des semelles filantes.	73
Tab .V.2 La répartition pour les poteaux d'angles.....	74
Tab .V.3 Section des semelles filante sens x-x.....	74
Tab .V.4 Section des semelles filante sens Y-Y.....	74
Tab .V.5 Les dimensions de la dalle des semelles filantes.....	74
Tab .V.6 Les dimensions des nervures.....	75
Tab. V.7 Vérification des contraintes dans le sol sous radier	77
Tab. V.8 Vérification au poinçonnement.....	77
Tab. V.9 Ferrailage des dalles des semelles filantes sens Y-Y.....	78
Tab. V.10 Ferrailage des dalles des semelles filantes sens X-X.....	78
Tab. V.11 Ferrailage des nervures (Condition de non fragilité)	79
Tab. V.12 Ferrailage des nervures (A_s^{min} de RPA99)	79
Tab. V.13 Ferrailage des nervures.....	80
Tab. V. 14 Vérification des contraintes de la nervure à l'ELS.....	80
Tab. V. 15 Vérification des contraintes de la nervure à l'ELU.....	81
Tab. V. 16 Ferrailage transversal des nervures	81
Tab. V. 17 Armature de peau.....	81
Tab. V. 18 Calcul des moments à l'ELU.....	85
Tab. V. 19 Calcul des moments à l'ELS.....	85

Tab. V. 20 Ferrailage voile périphérique...	85
Tab. V. 21 Vérification des Contraintes à l'ELS...	86
Tab. V. 22 Redimensionnement des Armatures...	86
Tab. V. 23 Vérification des contraintes du voile périphérique (correction) ...	86

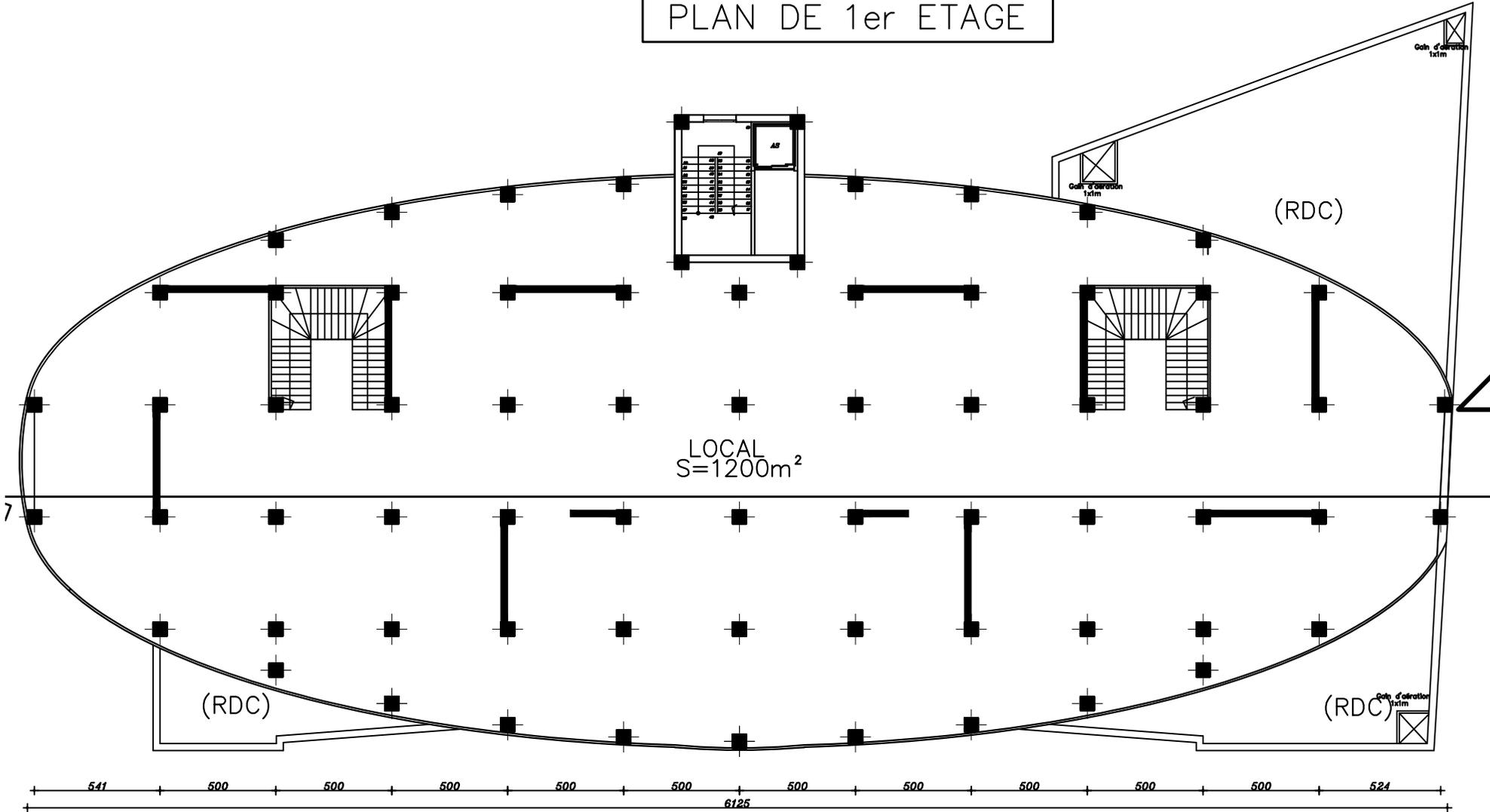
CHAPITRE VI : AMORTISSEMENT, NOTION ET THEORIE

Tab.VI.1 Sources de dissipations dans une structure en béton armé ...	96
Tab. VI.2 Valeurs caractéristiques d'amortissement (en pourcentages) ...	101
Tab.VI.3 Représentation des résultats de la variante 1 X-X. ...	110
Tab.VI.4 Représentation des résultats de la variante 1 Y-Y. ...	110
Tab. VI.5 Représentation des résultats de la variante 2 X-X. ...	111
Tab.VI.6 Représentation des résultats de la variante 2 Y-Y. ...	111
Tab.VI.7 Représentation des résultats de la variante 3 X-X. ...	112
Tab.VI.8 Représentation des résultats de la variante 3 Y-Y. ...	112
Tab.VI.9 Représentation des résultats de la variante 4 X-X. ...	113
Tab.VI.10 Représentation des résultats de la variante 4 Y-Y. ...	113
Tab.VI.11 Représentation des résultats de la variante 5 X-X. ...	114
Tab.VI.12 Représentation des résultats de la variante 5 Y-Y. ...	114
Tab.VI.13 Représentation des résultats de la variante 6 X-X. ...	115
Tab.VI.14 Représentation des résultats de la variante 6 Y-Y. ...	115
Tab.VI.15 le taux d'amortissement en pourcentage ...	116

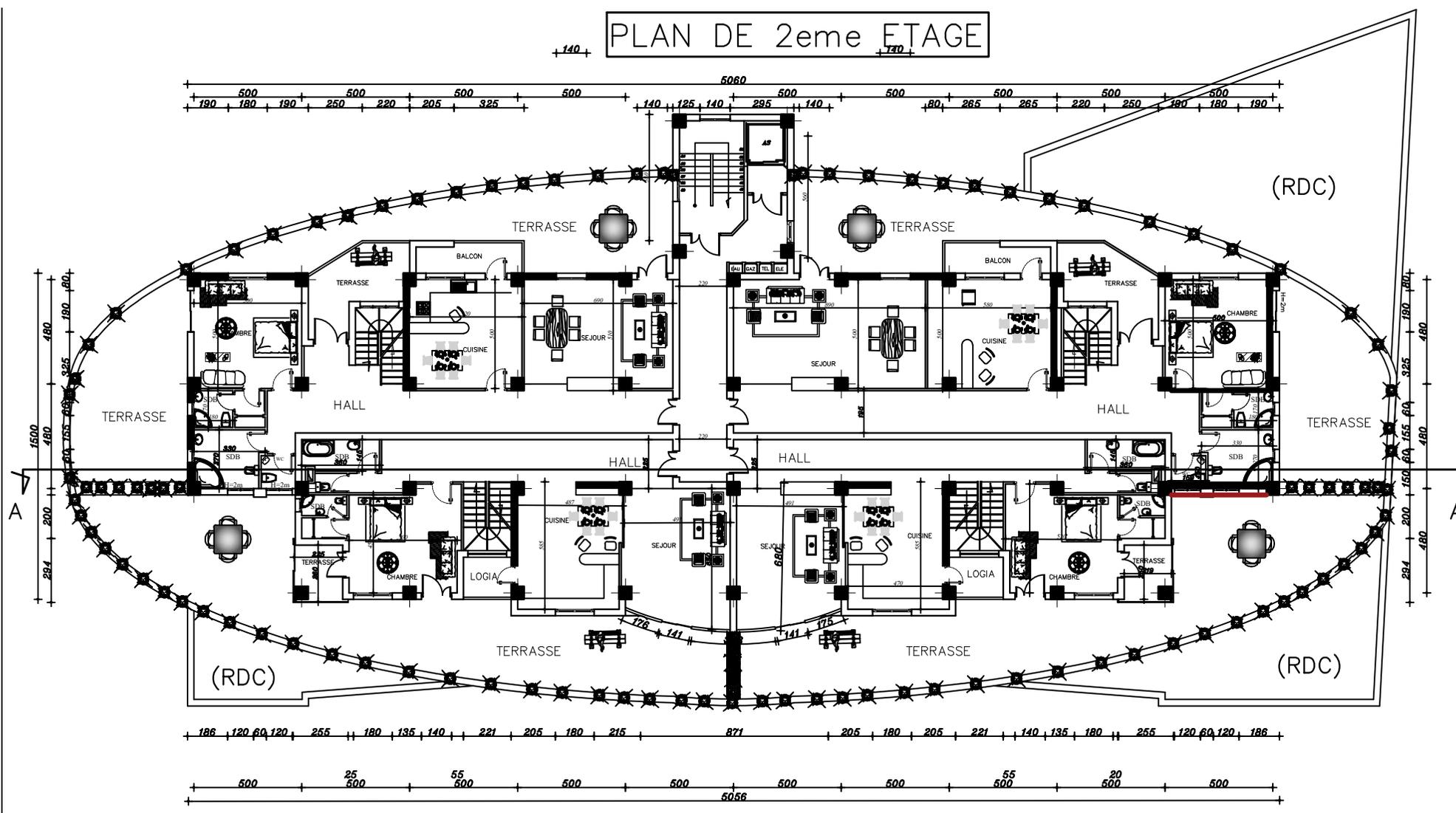
PLAN DE RDC



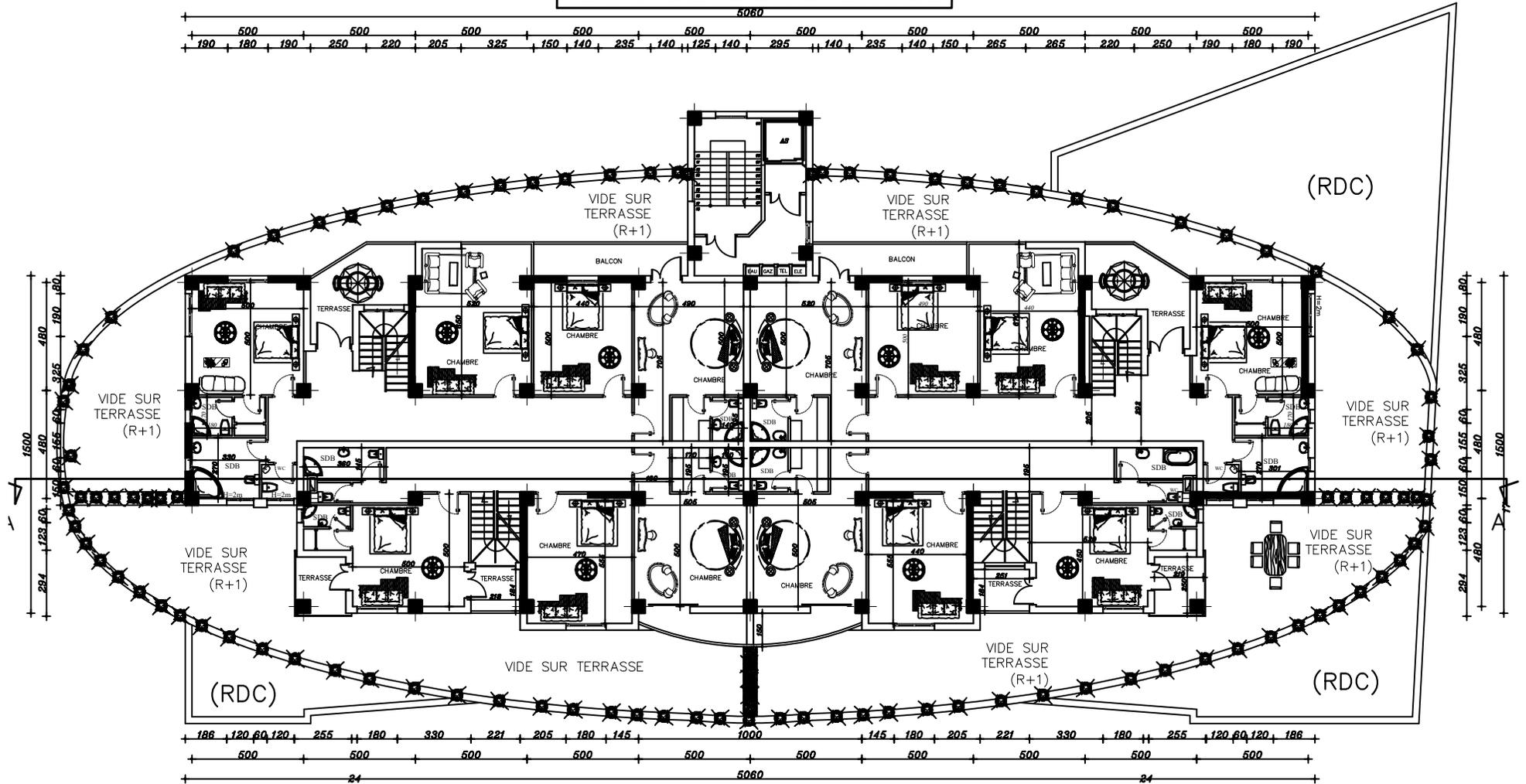
PLAN DE 1er ETAGE



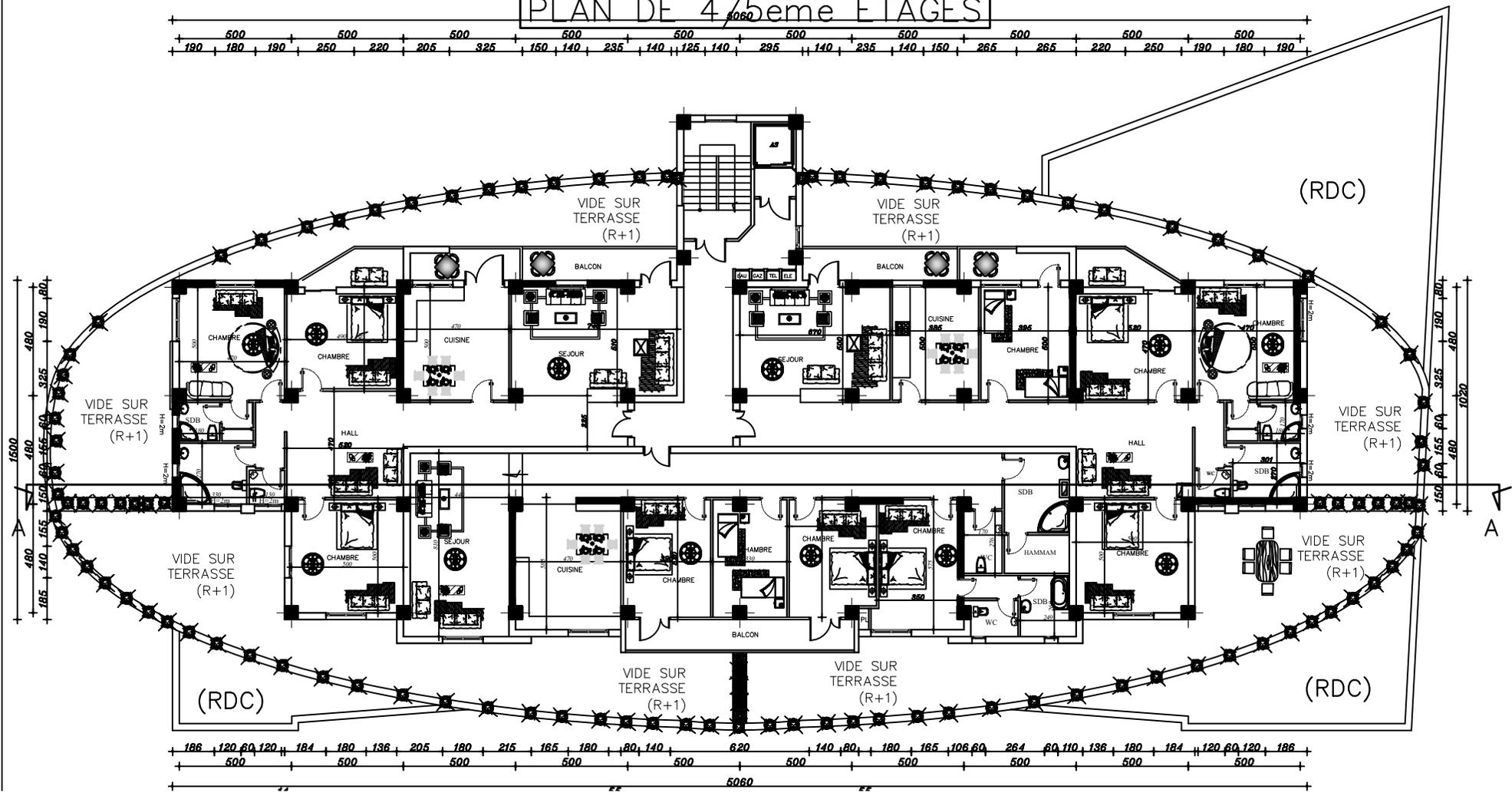
PLAN DE 2eme ETAGE



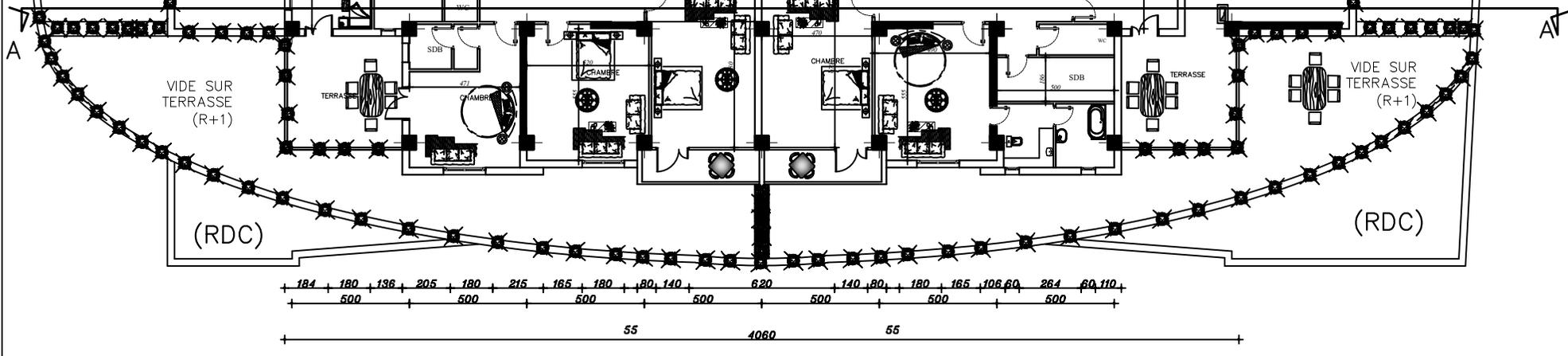
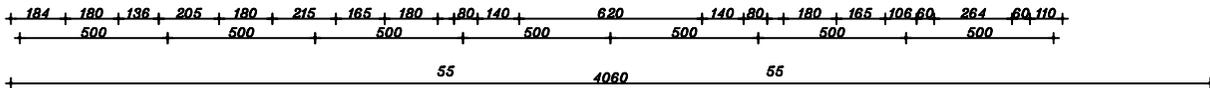
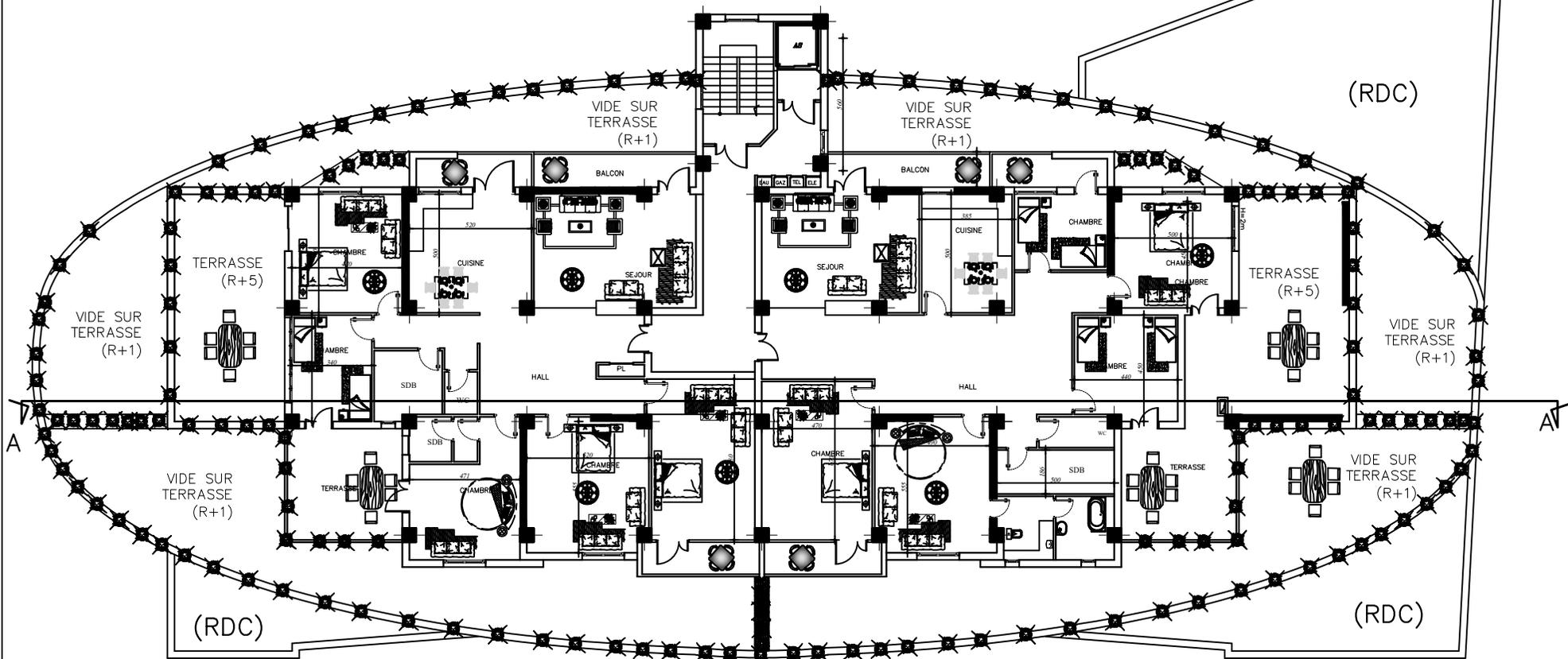
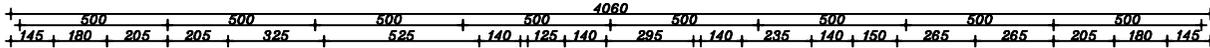
PLAN DE 3eme ETAGE



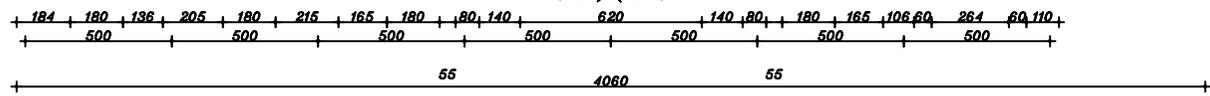
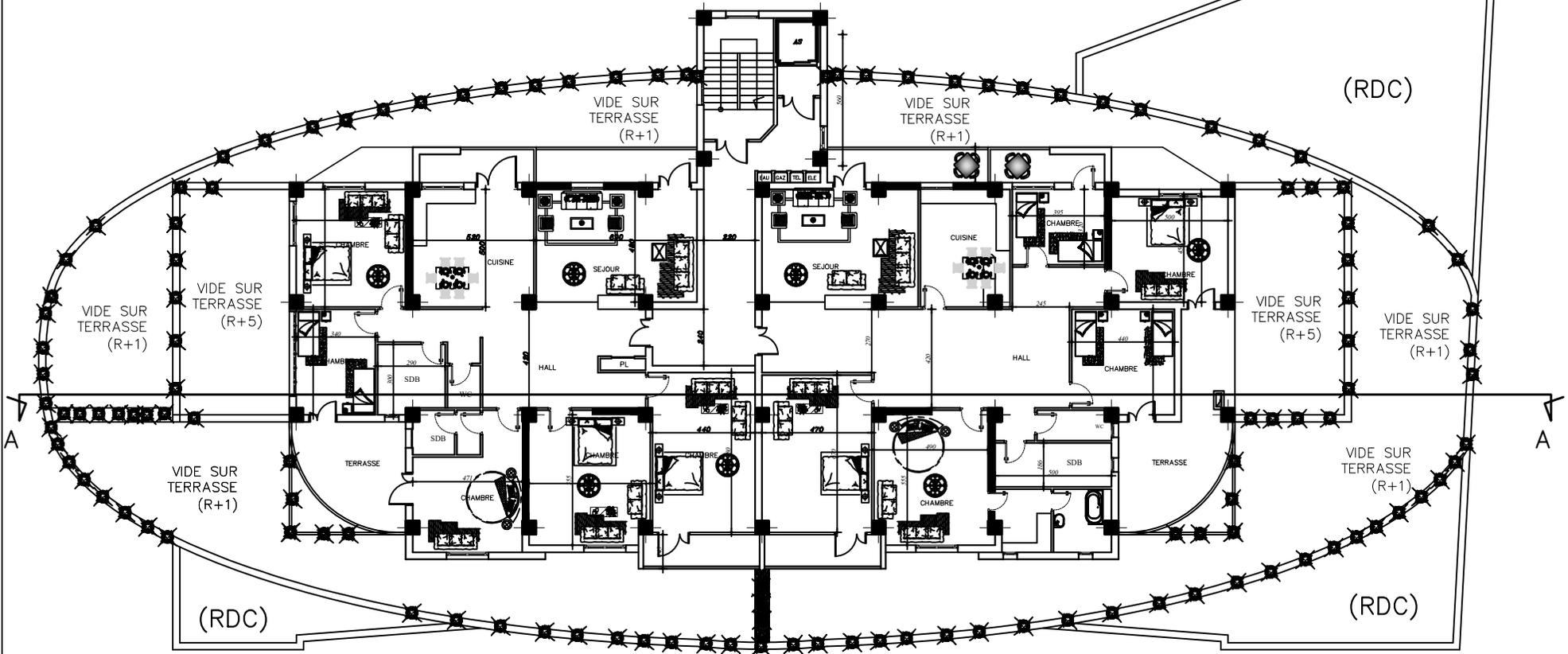
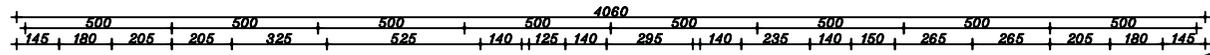
PLAN DE 4/5eme ETAGES



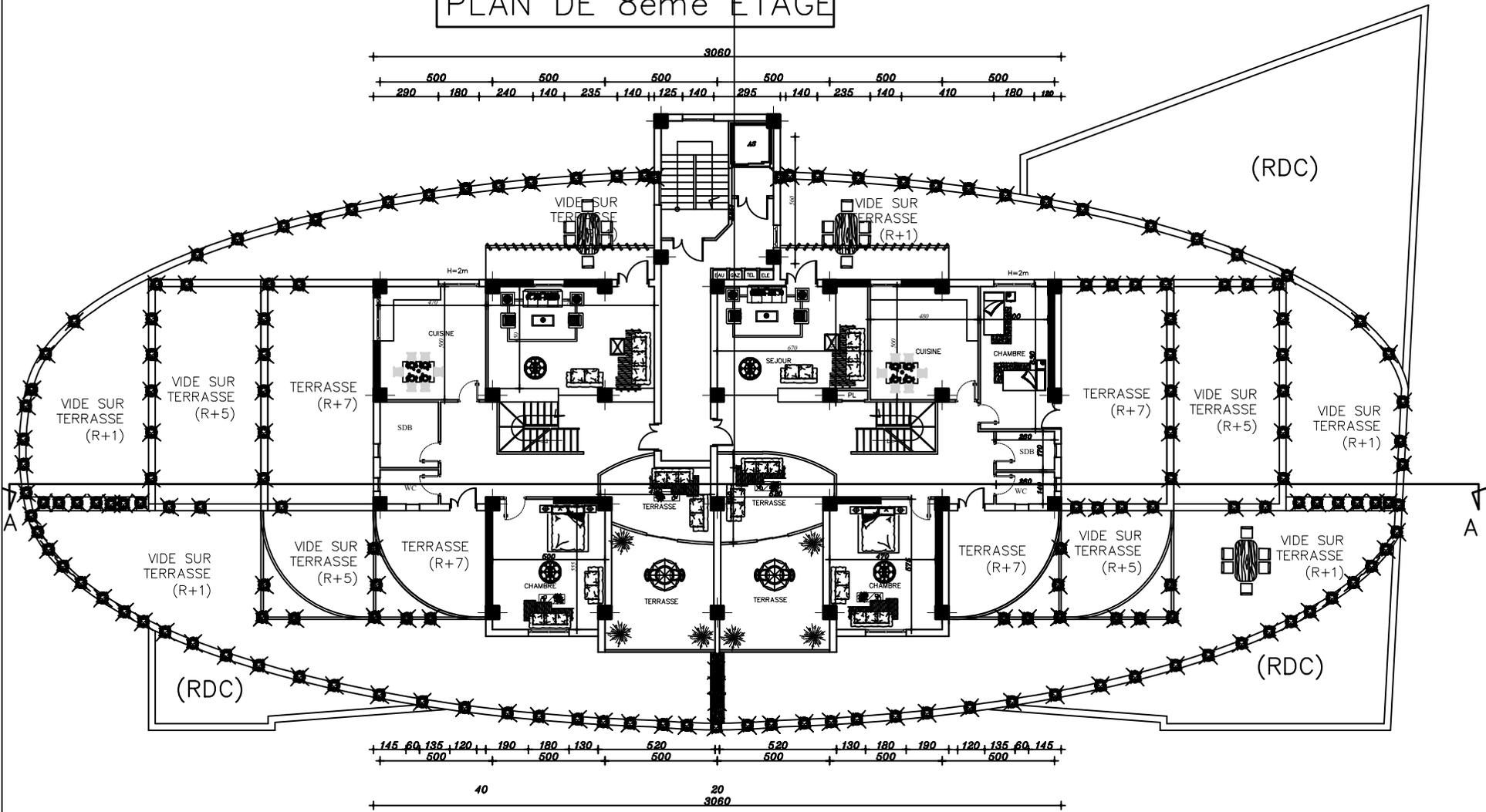
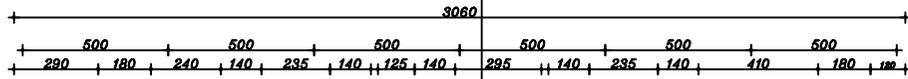
PLAN DE 6eme ETAGE



PLAN DE 7eme ETAGE



PLAN DE 8eme ETAGE

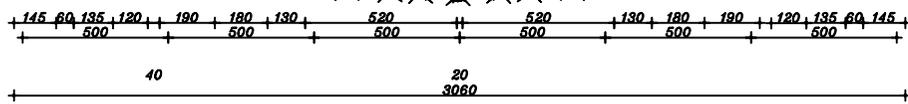


(RDC)

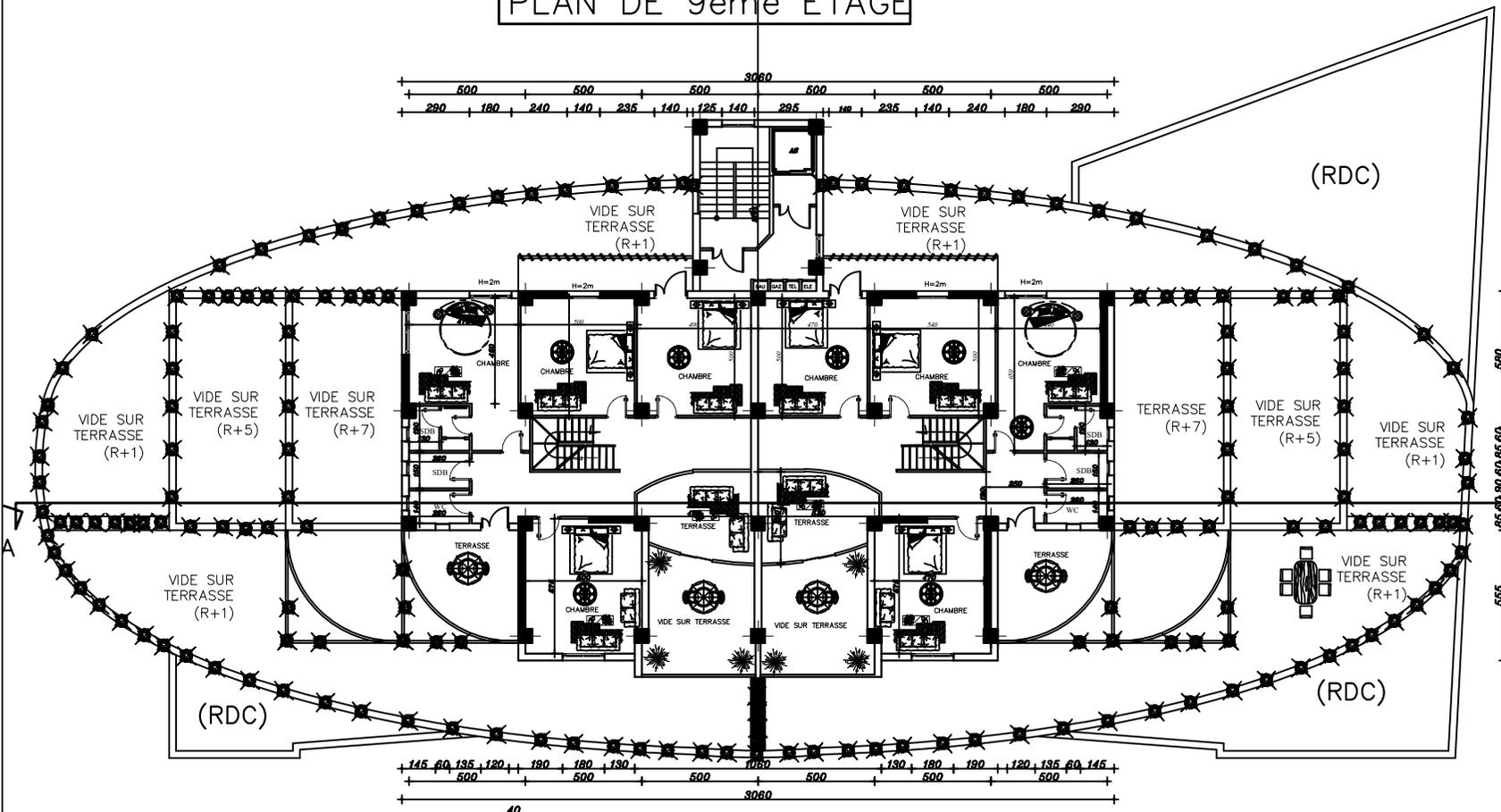
A

(RDC)

(RDC)



PLAN DE 9eme ETAGE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

WILAYA DE BLIDA	DAIRA DE BLIDA	COMMUNE DE BLIDA
--------------------	-------------------	---------------------

Projet :
Permis Construire l'Plan Immeuble En (R+9) Commerce En RDC et les ETAGE (d'habitat et d'agencement)

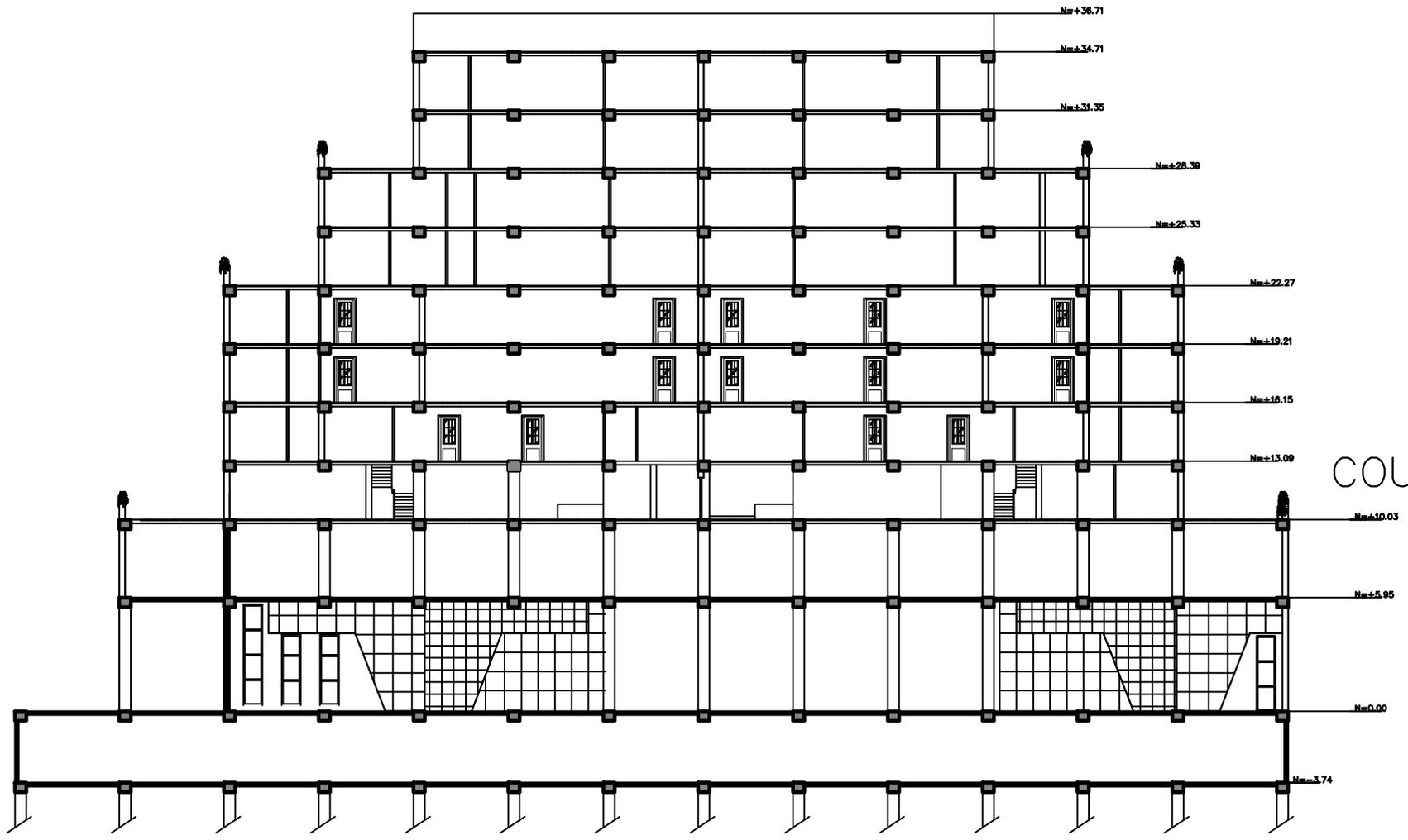
LES PLAN:
PLAN DE 9eme ETAGE

PROPRETAIRE
OUALI ABDELLAH

VISA DE BET

.....
-------	-------

ADRESSE:
Cite Mustapha Ben Boulaid -BLIDA-



COUPE AA

Introduction Générale

Introduction générale

Le bâtiment est le premier élément à être touché par les catastrophes naturelles tels que : les séismes, les cyclones, les volcans...etc, son endommagement induit automatiquement des pertes humaines très importantes aussi la dislocation de la vie sociale et économique des régions sinistrées.

Au jour d'aujourd'hui, les ingénieurs ont tendance à prendre en considération pour des structures en béton armé le coefficient d'amortissement $\xi = 7\%$ lors de leurs calculs. Ce choix a tendance à rigidifier les structures et cet amortissement bloque les vibrations de ces structures qui ont besoin de dissiper de l'énergie. On s'intéresse dans cette étude à des structures en béton armé tout en calculant à chaque fois le coefficient d'amortissement grâce à la méthode de décrétement logarithmique. Avec quel que changement dans les caractéristiques du bâtiment pour chaque variante.

Dans cette optique, le présent travail consiste à la conception et études d'un bâtiment en R+9 + sous-sol en tenant compte des notions sur l'amortissement et leur évaluation dans les structures, Ce bâtiment est implanté à Blida la wilaya de Blida, selon les règles parasismique algérienne (RPA99 v 2003), Blida est une région de forte sismicité classé en **zone III**.

L'ingénieur est donc appelé à assurer la stabilité de ces constructions et à concevoir des structures dotées d'une rigidité et d'une résistance suffisantes de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels qui sont dues aux dommages subis par la structure.

Dans notre étude, on va consacrer **le premier chapitre** aux généralités où on présente les principes généraux de calculs et vérifications des pièces en béton armé aux états limites ainsi que les caractéristiques et les lois de comportement des matériaux à utiliser.

On tenant compte de l'évaluation des charge selon le DTR BC22, nous avons fait un pré-dimensionnement des éléments, tels que les planchers, poteaux, poutres et voiles sont présentés dans **le chapitre deux**.

Le 3ème chapitre consiste à modéliser la structure et déterminer des modes de vibration en essayant de chercher le meilleur comportement dynamique pour notre structure ce qui fera l'objet de ce chapitre et cela en tentant diverses dispositions des voiles de contreventement et on retiendra la bonne si non la meilleure disposition possible qui offre à la structure un comportement dynamique qui satisfait les critères imposés par les règles parasismiques Algériennes.

Le ferrailage des poteaux, poutres et voiles se fera avec les résultats finaux de l'étude sismique tout en vérifiant les critères imposés par **RPA99 v2003, BAEL99**, et enfin nous terminons notre travail par une étude d'infrastructure dans **le 4ème et le 5ème chapitre** successivement.

Et pour **le 6ème chapitre** notre travail consiste à calculer le coefficient d'amortissement pour des structures en béton armé selon les différentes variantes (pour le modèle de calcul chaque fois en change un paramètre FC_{28} , sans voiles, changement dans la section des poteaux et des poutres). Ce travail est basé sur une analyse linéaire en utilisant le logiciel **SAP2000 version.14.0.0**.

Et à la fin, on a arrivé à une comparaison des résultats et conclusions. Nous terminons ce mémoire par une conclusion générale.

CHAPITRE I :

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite à des données et des connaissances de base sur lesquelles les ingénieurs prennent appui dans son étude pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, ce chapitre de généralités, donne les caractéristiques des matériaux utilisés pour la réalisation de notre structure ainsi qu'une description de cette dernière.

I.2. Présentation De L'ouvrage

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un bâtiment R+9 étages +1 sous sol. Cet ouvrage est à usage multiple (parking au sous sol, commerce au RDC et 1^{er} étage et habitation aux autres niveaux). La structure sera implantée à la wilaya de BLIDA qui est classée comme zone de forte sismicité (**Zone III**) selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99 V 2003**)

I.2.1. Caractéristiques Géométriques

Hauteur totale du bâtiment	34.71m
Hauteur du sous sol	3.74m
Hauteur du rez-de-chaussée et 1^{er} étage	5.95m
Hauteur de l'étage courant	3.06m

Tab. I.1 Dimensions en élévation

Longueur totale en plan	74.16m
Largeur total en plan	32m

Tab. I.2 Dimensions en plan

I.2.2. Système De Contreventement

En se basant sur (**RPA99 V 2003 l'article 3-4-A-1.a**) qui exige d'adopter un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques – voiles.

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales (effort sismique) sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.2.3. Classification du bâtiment

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le (groupe 2).

I.2.4. Les Eléments De La Structure

- **Les planchers** : ce sont des aires- généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, nous avons opté pour deux types de planchers « Plancher en corps creux et dalle pleine » qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.
- **Les poutres** : sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant.
- **Les poteaux** : sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les Sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.
- **Les escaliers** : ce sont des éléments permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.
- **La maçonnerie**
Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses de 10cm à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
Les murs intérieurs : sont réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10cm, leurs fonctions principale est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique.
- **Balcon** : les balcons seront réalisés en dalle pleine.
- **L'acrotère** : C'est un élément en béton armé, encastrés à sa base au plancher terrasse, Coulé sur place.
- **L'infrastructure** : Elle sera réalisée en béton armé comme assure la transmission des efforts au sol.

I.3.Caractéristique Mécanique Des Matériaux

I.3.1. Caractéristiques Du Sol

La structure qui fait l'objet de notre étude repose sur le sol de caractéristiques suivantes :

La contrainte admissible du sol : $\sigma_{adm} = 2 \text{ bar}$

I.3.2. Béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant).

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se former soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton.

I.3.2. 1. Les principales caractéristiques de béton

a. Résistance mécanique à la compression F_{cj}

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée F_{c28} .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm.

D'après le (BAEL91), le béton doit avoir une résistance F_{c28} au moins égale à 20 Mpa et au plus égale à 45 Mpa pour les éléments principaux.

Cette résistance est donnée par le (CBA93 article A.2.1.1.1)

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

b. Résistance à la traction (f_{tj})

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée (F_{tj}) est conventionnellement définie par (CBA93 article A.2.1.1.2)

Pour notre ouvrage, on utilise un dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 25\text{ Mpa}$ et à la traction $f_{t28} = 2,1\text{ Mpa}$

c. Module de déformation longitudinale du béton

• A court terme :(module de déformation instantanée)

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton : $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ (CBA93 article A.2.1.2.1)

• À long terme :(module de déformation différée)

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jours est :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{CBA93 article A.2.1.2.2})$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \quad E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{28}}$$

Pour notre cas $F_{c28} = 25\text{ Mpa}$ donc on a : $E_{i28} = 32164.20\text{ Mpa}$; $E_{v28} = 10818.86\text{Mpa}$

d. Coefficient de Poisson

Lorsqu'on soumet une éprouvette de béton de longueur l , à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal, Δl mais également un gonflement transversal. Si a est la dimension initiale du côté de l'éprouvette, cette dimension devient $a + \Delta a$ et la variation unitaire est $\frac{\Delta a}{a}$

(CBA93 article A.2.1.3)

Le coefficient de Poisson ν prend les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{à l'ELS} \\ 0 & \text{à l'ELU} \end{cases}$$

I.3.2. 2. Contraintes limites de calcul

a. Contrainte limite à l'ELU

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par:

$$\sigma_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad (\text{CBA93 article A.4.3.4.1}) \quad \text{Avec :}$$

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton, tel que :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires} \\ 1.15 & \text{Pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

θ : Coefficient réducteur, tel que :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{Si la durée probable de l'application de la combinaison d'action } t > 24 \text{ heures} \\ 0.9 & \text{Si la durée probable de l'application de la combinaison d'action } 1 \text{ heures} \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0.85 & \text{Si la durée probable de l'application de la combinaison d'action } t < 1 \text{ heures} \end{cases}$$

Dans notre cas $t \leq 24$ heures d'où :

$$f_{bu} = \begin{cases} 14.2 & \text{Pour les situations durables ou transitoires} \\ 18.48 & \text{Pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

b. Contrainte limite à l'ELS

La contrainte limite à l'ELS en compression est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad (\text{CBA93 article A.4.5.2}) \quad \text{Pour notre cas } f_{c28} = 25 \text{MPa donc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

c. Contrainte ultime de cisaillement (du béton)

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportant à la fois des barres droites et des barres relevées d'après le **BAEL91**, la contrainte admissible $\bar{\tau}$ diffère selon que la fissuration est peu nuisible ou nuisible. Elle est donnée suivant le (**BAEL91 article A.5.1.211**)

I.3.3. Aciers

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité.

Pour notre cas on a utilisé

- **Les barres de haute adhérence**

Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique pour avoir une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

I.3.3.1. Contrainte de calcul

➤ **E.L.U**

σ_s = contrainte de l'acier à l'ELU

La contrainte de calcul, notée σ_s et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

γ_s : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 \text{ situation durable} \\ 1,0 \text{ situation accidentelle} \end{cases} \quad \text{Haute adhérence} \quad (f_e = 500 \text{ Mpa}) \quad \sigma_s = \begin{cases} 434,78 \text{ Mpa situation durable} \\ 500 \text{ Mpa situation accidentelle} \end{cases}$$

Allongement de rupture

ε_s = allongement de l'acier à l'ELU égale à 10%. (CBA93 article A.2.2.2)

Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations, il sera pris égale à : $E_s = 2,1.10^5 \text{ Mpa}$

➤ **E.L.S**

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- Pour une fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma} = \text{Min } 2/3 [f_e ; 150 \eta]$ (Mpa)
- Pour une fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma} = \text{Min } 1/2 [f_e ; 110 \eta]$ (Mpa)

Avec :

η = coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1,0 \text{ pour les aciers ronds lisses.} \\ \text{aciers à haute adhérence} \end{cases}$$

CHAPITRE II :

Pré dimensionnement

II.1.Introduction

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, nous devons pour cela respecter les règles et les normes en vigueur données par (RPA99 v 2003, BAEL 91, CBA 93 et DTR BC 2.2,...).afin de concevoir une structure économique et sécuritaire.

La descente de charges a pour but de déterminer, pour chaque élément de la structure, les charges permanentes et surcharges d'exploitations qu'il doit supporter et acheminer aux fondations.

II.2. Pré Dimensionnement

II.2.1. Les planchers

a. Les planchers à corps creux

➤ Définition

Le plancher est un élément porteur supportant les charges et surcharges aussi joue un rôle d'isolation thermique, acoustique et séparateur entre deux étages.

Il est composé de corps creux et de poutrelles et de dalle de compression.

Le pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le (CBA93. Article :

$$\mathbf{B-6-8-4, 2-4).} \quad \frac{L}{25} \leq ht \leq \frac{L}{20}$$

$$L_{\max}=500-30= 470\text{cm} \Rightarrow 18.8\text{cm} \leq ht \leq 23.5\text{cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+5) = 21\text{cm}$.

Avec : $\mathbf{h = 16\text{ cm}}$: hauteur du corps creux ; $\mathbf{h_0= 5\text{ cm}}$: hauteur de la dalle de compression.

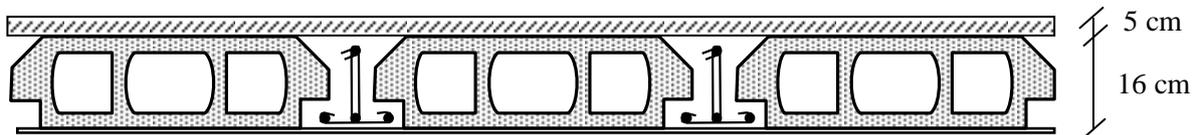


Fig. II.1 Planché à corps creux.

➤ Evaluation des charges et surcharges

Plancher terrasse inaccessible

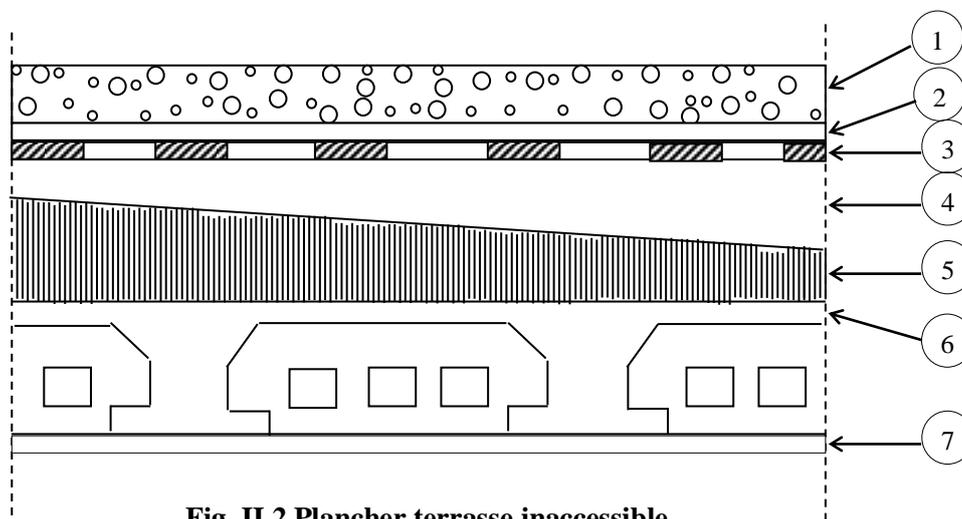


Fig. II.2 Plancher terrasse inaccessible

N°	Description	Epaisseur "e"	Densité "γ"	Poids "G"
		(m)	(KN/m ³)	(KN/m ²)
1	Protection lourde en gravier	0,05	20	1,00
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Isolation thermique	0,04	0,25	0,10
4	Couche pour vapeur en feutre bitumée	0,02	/	0,12
5	Forme de pente en béton nègre	0,10	22	2,20
6	Plancher à corps creux (16+5)	0,21	/	3,05
7	Enduit en plâtre	0,015	10	0,15
				Σ = 6.74

Tab. II.1 Evaluation des charges de plancher terrasse

- La charge permanente totale estimée est : **G = 6.74 KN/m²**.
- D'après le (DTR BC 2.2) la surcharge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse inaccessible est estimée à : **Q = 1.0 KN/m²**.

Plancher étage courant

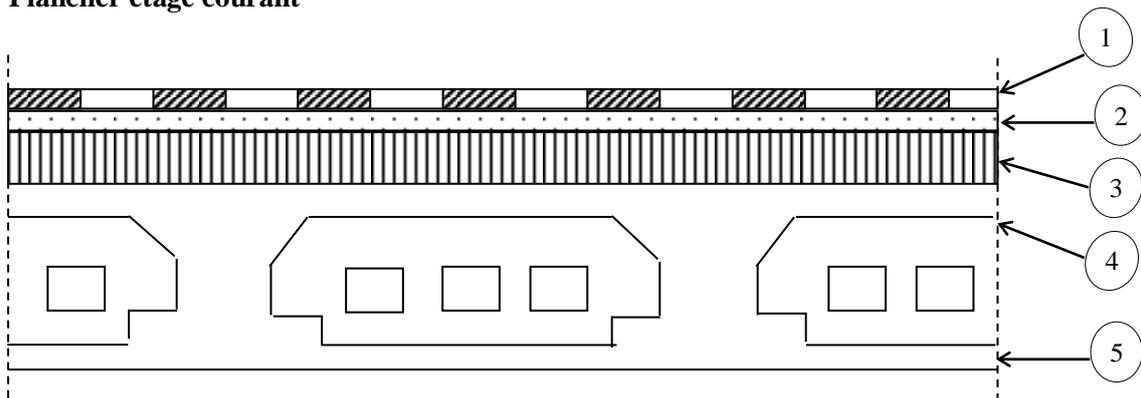


Figure II.3 Plancher étage courant

N°	Description	Epaisseur "e"	Densité "γ"	Poids "G"
		(m)	(KN/m ³)	(KN/m ²)
1	Parquets	0.023	25	0.575
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle de corps creux (16+5)	0.21	/	3.05
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons de séparations	0.10	/	1
				Σ = 5.585

Tab. II.2 Evaluation des charges de plancher étage courant

La charge permanente totale est estimée à : **G = 5.585 KN/m²**.

D'après le (DTR BC 2.2) la surcharge d'exploitation à prendre dans les étage courant est estimée à :

Q = 1.5 KN/m²

b. Les dalles pleines

➤ **Définition**

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont l'une des directions (l'épaisseur h) est petite par rapport aux deux autres (les portées L_x et L_y).

On désigne par L_x la plus petite des portées. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

➤ **Résistance au feu (CBA 93)**

- $e \geq 7\text{cm}$ Pour une heure de coupe feu.
- $e \geq 11\text{cm}$pour deux heures de coupe feu.

On opte pour : **$e = 15\text{ cm}$**

• **Isolation phonique** : $e \geq 13\text{cm}$

• **Critère de résistance à la flexion**

- $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ pour une dalle sur deux appuis (X)
- $e \geq \frac{L_x}{20}$ pour une dalle sur un seul appui.
- $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ pour une dalle sur trois ou quatre appuis.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable)

➤ **Dalle sur 1 seul appui (balcon)**

$L_x = 1.80\text{m}$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \Rightarrow e \geq \frac{180}{20} \Rightarrow e \geq 9\text{cm}$$

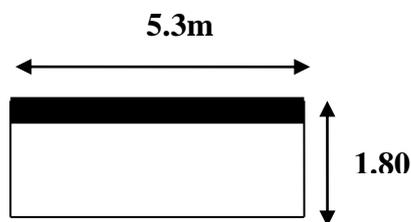


Fig. II.4 Dalle sur 1 seul

➤ **Dalle sur 4 appuis**

$L_x = 600 - 30 = 570\text{cm}$;

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow 11.4\text{ cm} \leq e \leq 14.25$$

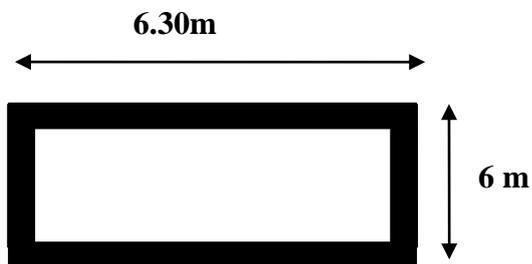


Fig. II.5 Dalle sur 4 appuis

Finalement l'épaisseur à retenir pour les deux types de dalle est **$e = 15\text{cm}$**

➤ Evaluation des charges et surcharges

• RDC et 1^{er} étage

N°	Description	Epaisseur "e"	Densité "γ"	Poids "G"
		(m)	(K/m ³)	(KN/m ²)
1	Céramique ou pierre dure	0.03	80	2.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons de séparations	0.10	/	1.00
				Σ = 8.11

Tab. II.3 Evaluation des charges de dalle plane RDC et 1^{er} étage

La charge permanente totale estimée est : **G = 8.11 KN/m²**.

D'après le(DTR BC 2.2) la surcharge d'exploitation à prendre dans le cas de commerce est estimée à :

Q = 5 KN/m²

• Balcon

N°	Description	Epaisseur "e"	Densité "γ"	Poids "G"
		(m)	(KN/m ³)	(KN/m ²)
1	Parquets	0.023	25	0.575
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
				Σ = 5.445

Tab. II.4 Evaluation des charges de dalle plane balcon

La charge permanente totale estimée est : **G = 5.445 KN/m²**.

D'après le(DTR BC 2.2)la surcharge d'exploitation à prendre dans le cas d'un balcon est estimée à :

Q = 3.5 KN/m²

II.2.2.Maçonnerie

a. Murs extérieur

➤ Définition

Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment, et se manifestent par un coefficient de comportement qui caractérise la structure étudiée.

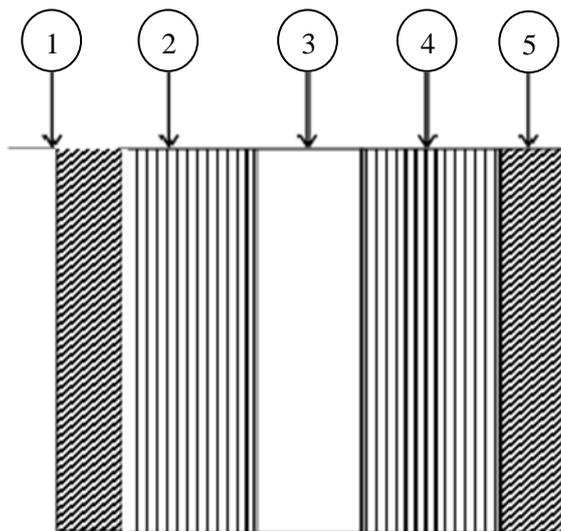


Fig. II.6 Murs extérieur

➤ Evaluation des charges et surcharges

N°	Description	Epaisseur "e"	Densité " γ "	Poids "G"
		(m)	(KN/m ³)	(KN/m ²)
1	Enduit ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	09	1
3	Ame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.10	/	1
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
				$\Sigma = 2.56$

Tab. II.5 Evaluation des charges de mures extérieures

- La charge permanente totale est estimée à : $G = 2.56 \text{ KN/m}^2$.

b. Murs intérieurs

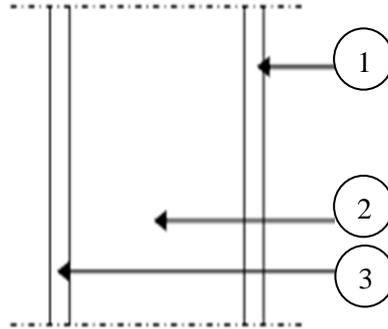


Fig. II.7 Murs intérieurs

N°	Description	Epaisseur "e"	Densité "γ"	Poids "G"
1	Enduit ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	/	1
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
				Σ = 1.56

Tab. II.6 Evaluation des charges de murs intérieures

II. 3. Pré Dimensionnement Des Poutres

➤ Poutres principales (P.P)

Définition

Ce sont les poutres susceptibles de reprendre les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

➤ Les poutres secondaires (P. S)

Définition

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

a. Les poutres de Sous -sol, RDC et 1^{er} étage

➤ Poutres principales (P.P)

Selon le **BAEL91** le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Pour les travées > à 5m on prend $L_{\max} = 7.25m$

$$L_{\max} = 7.25 - 0.3 = 6.95 \text{ m} \Rightarrow D' \text{ où } : 46.33 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 69.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } h_{pp} = 60 \text{ cm}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 18 \text{ cm} \leq b \leq 42 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } b_{pp} = 40 \text{ cm}$$

On adopte une section rectangulaire $(b \times h) = (40 \times 60) \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 40 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérfiée} \\ h = 60 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérfiée} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.5 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérfiée} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 V 2003 Art .7.5.1})$$

Pour les autres travées on prend $L_{\max} = 500\text{cm}$

$$L_{\max} = 5 - 0.3 = 4.70 \text{ m} \Rightarrow D' \text{ où } : 31.33\text{cm} \leq h_{pp} \leq 47\text{cm} \Rightarrow \text{On prend } h_{pp} = 45 \text{ cm}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 13.5\text{cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } b_{pp} = 30\text{cm}$$

On adopte une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérfiée} \\ h = 45 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérfiée} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.5 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérfiée} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 V 2003 Art .7.5.1})$$

➤ **Les poutres secondaires (P. S)**

$$L_{\max} = 4.93 - 0.30 = 4.63 \text{ m} \Rightarrow D' \text{ où } : 30.86 \text{ cm} \leq h_{ps} \leq 46.3\text{cm} \Rightarrow \text{On prend } h_{ps} = 45 \text{ cm}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 13.5 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } b_{ps} = 30 \text{ cm}$$

On adopte une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérfiée} \\ h = 45 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérfiée} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.5 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérfiée} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 V 2003 Art .7.5.1})$$

b. Les poutres des autres étages

➤ **Poutres principales (P.P)**

$$L_{\max} = 5 - 0.3 = 4.70 \text{ m} \Rightarrow D' \text{ où } : 31\text{cm} \leq h_{pp} \leq 47\text{cm} \Rightarrow \text{On prend } h_{pp} = 45\text{cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 13.5\text{cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } b_{pp} = 30\text{cm}$$

On adopte une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérfiée} \\ h = 45 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérfiée} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.5 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérfiée} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 V 2003 Art .7.5.1})$$

➤ **Les poutres secondaires (P. S)**

$$L_{\max} = 4.8 - 0.3 = 4.50 \text{ m} \Rightarrow D' \text{ où } : 30 \text{ cm} \leq h_{ps} \leq 45\text{cm} \Rightarrow \text{On prend } h_{ps} = 40 \text{ cm}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } b_{ps} = 30 \text{ cm}$$

On adopte une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérfiée} \\ h = 40 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérfiée} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérfiée} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 V 2003 Art .7.5.1})$$

II.4.Pré Dimensionnement Des Poteaux

a. Principe

Le pré dimensionnement des poteaux est basé sur la descente de charge , après calcul de l'effort normal à la base du poteau le plus sollicité , on peut avoir une idée sur les dimensions de la section plane de celui-ci , un résultat qui peut être généralisé pour tous les poteaux du même niveau et qui supportent des surfaces des planchers similaires , pour des raisons économiques, et étant donné que l'effort normal est plus petit dans les poteaux des étages supérieurs, une réduction de section sera faite avec la hauteur.

b. Etapes de pré dimensionnement (calcul)

Calcul de la surface reprise par chaque poteau.

- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le (RPA99 V 2003).
- Vérification à l'ELS

c. Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par (BAEL 91 modifié 99)}$$

Avec : n : nombre d'étage.

Q₀ : la structure d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂, ..., Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Niveau des planchers	Charge d'exploitation	Σ charge d'exploitation	Σ charge d'exploitation
			(kN/m ²)
Terrasse	Q ₀	Σ ₀ =Q ₀	1,00
Etage9	Q ₁	Σ ₁ =Q ₀ +Q ₁	2,50
Etage8	Q ₂	Σ ₂ =Q ₀ +0,95(Q ₁ +Q ₂)	3,85
Etage 7	Q ₃	Σ ₃ =Q ₀ +0,9(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	5,05
Etage 6	Q ₄	Σ ₄ =Q ₀ +0,85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	6,10
Etage 5	Q ₅	Σ ₅ =Q ₀ +0,8(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	7,00
Etage 4	Q ₆	Σ ₆ =Q ₀ +0,75(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)	7,75
Etage 3	Q ₇	Σ ₇ =Q ₀ +0,714 (Q ₁ +.....+Q ₇)	8.497
Etage 2	Q ₈	Σ ₈ =Q ₀ +0,687(Q ₁ +.....+Q ₈)	9.244
Etage1	Q ₉	Σ ₉ =Q ₀ +0,667(Q ₁ +.....+Q ₉)	12.339
RDC	Q ₁₀	Σ ₁₀ =Q ₀ +0,65(Q ₁ +.....+Q ₁₀)	15.3

Tab. II.7 Dégression des surcharges

Avec :

$Q_0=1\text{KN/m}^2$; $Q_1, Q_2, \dots, Q_8=1,5\text{KN/m}^2$; $Q_9, Q_{10} =5 \text{ KN/m}^2$.

d. Dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

N_u : effort normal ultime (compression) $=1,35G+1,5Q$

α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$)

λ : élancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$; l_f : longueur de flambement

i : rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$; I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son

centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

B : surface de la section du béton ($B=a \times b$)

γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$).....situation durable

γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$).....situation durable

f_e : limite élastique de l'acier ($f_e=400\text{MPa}$)

f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=25\text{MPa}$)

A_s : section d'acier comprimée

Br : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br= (a-0,02) (b-0,02)$) (m^2).

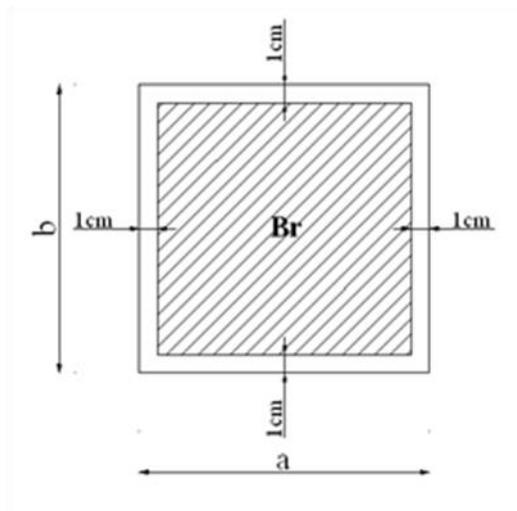


Fig. II.8 Section réduite du poteau.

Selon le(BAEL 91 modifié 99)

$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\% \Rightarrow$ On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda &= 50 \\ \bullet \alpha &= 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{aligned} \right\}$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,066N_u$$

On opte pour des poteaux de section carrée (a=b).

e. Vérification à l'ELS

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0,6 f_{c28}$$

Avec :

N_{ser} : effort normal à l'ELS ($N_{ser}=N_G+N_Q$) ; B : section de béton du poteau ; A_s : section des armatures

($A_s=1\%B$) ; n : coefficient d'équivalence $\left(n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$; σ_{ser} : contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

On pré-dimensionne le poteau :

➤ Poteau plus sollicité

1^{er} cas

- Calcul des différents poids :
- Poids des poutres étage courant

Poids des poutres porteuses : $0,3 \times 0,45 \times 4,7 \times 25 = 15,86 \text{ KN}$

Poids des poutres non porteuses : $0,3 \times 0,4 \times 4,5 \times 25 = 13,5 \text{ KN}$

- Poids de poteaux

Poids de poteau de l'étage S.S : $3,74 \times 25 \times (0,3)^2 = 8,41 \text{ KN}$

Poids de poteau RDC : $5,95 \times 25 \times (0,3)^2 = 13,38 \text{ KN}$

Poids de poteau de 1^{er} étage : $4,08 \times 25 \times (0,3)^2 = 9,18 \text{ KN}$

Poids de poteau des autres étages courants : $3.06 \times 25 \times (0,3)^2 = 6.88 \text{ KN}$

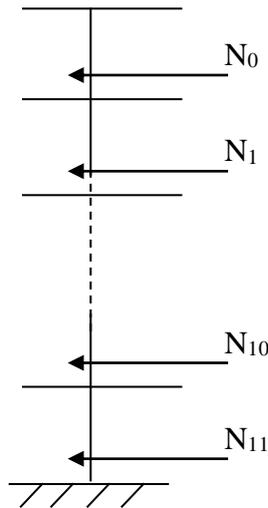


Fig. II.9 Schéma statique de la décente de charge

Etages	Niveau	Désignation des éléments	G	Q
			(KN)	(KN)
9 ^{ème}	N1	Poids du plancher terrasse corps creux	142.48	21.15
		Poids des poutres	29.36	
		Poids de poteau de l'étage Terrasse	7.56	
		Total	179.40	
8 ^{ème}	N2	Venant de N1	179.40	52.87
		Poids du plancher corps creux	118.12	
		Poids des poutres	29.36	
		Poids de poteau de l'étage courant	6.66	
		Mur intérieurs	32.99	
Total	366.53			
7 ^{ème}	N3	Venant de N2	366.53	81.43
		Poids du plancher corps creux	118.12	
		Poids des poutres	29.36	
		Poids de poteau de l'étage courant	6.88	
		Mur intérieurs	32.99	
Total	553.88			
6 ^{ème}	N4	Venant de N3	553.88	106.81
		A	187.35	
Total	741.23			
5 ^{ème}	N5	Venant de N4	741.23	129.02
		A	187.35	
Total	928.58			
4 ^{ème}	N6	Venant de N5	928.58	148.05
		A	187.35	
Total	1115.93			
3 ^{ème}	N7	Venant de N6	1115.93	163.91

		A Total	187.35 1303.28	
2^{ème}	N8	Venant de N7 A Total	1303.28 187.35 1490.63	178.72
1^{er}	N9	Venant de N8 Poids du plancher corps creux Poids des poutres Poids de poteau de 1 ^{er} étage Mur intérieurs Total	1490.63 118.12 29.36 9.18 187.35 1834.64	195.43
RDC	N10	Venant de N9 Poids du plancher dalle pleine Poids des poutres Poids de poteau de RDC Total	1834.64 171.53 30.05 13.38 2049.6	260.99
S.SOL	N11	Venant de N9 Poids du plancher dalle pleine Poids des poutres Poids de poteau de S.SOL Total	2049.6 171.53 30.05 8.41 2259.59	323.59
Totale	Σ		2259.59	1661.97

Tab. II.8 Descente de charge du poteau central

Niveaux	G	Q	Nu	Br	Coté	RPA	choix final	N _{ser}	σ_{ser}	vérification
	kN	kN	kN	Cm ²	cm	cm ²		KN	Mpa	
9^{ème}	179.40	21,15	273,915	175,883	20	30*30	35	200,55	1,42360	vérifiée
8^{ème}	366.53	52,87	574,1205	368,647	25	30*30	35	419,4	2,97711	vérifiée
7^{ème}	553.88	81,43	869,883	558,558	30	30*30	40	635,31	3,45277	Vérifiée
6^{ème}	741.23	106,81	1160,876	745,407	30	30*30	40	848,04	4,60891	Vérifiée
5^{ème}	928.58	129,02	1447,113	929,202	35	30*30	40	1057,6	5,74783	Vérifiée
4^{ème}	1115.93	148,05	1728,581	1109,934	40	30*30	45	1263,98	5,42772	Vérifiée
3^{ème}	1303.28	163,91	2005,293	1287,613	40	30*30	45	1467,19	6,30033	Vérifiée
2^{ème}	1490.63	178,62	2280,281	1464,185	45	30*30	45	1669,25	7,16801	Vérifiée
1^{er}	1834.64	195,43	2769,909	1778,579	45	30*30	50	2030,07	7,06111	Vérifiée
RDC	2049.6	260,99	3158,445	2028,061	50	30*30	50	2310,59	8,03683	Vérifiée
S.sol	2259.59	323,59	3535,832	2270,383	50	30*30	50	2583,18	8,98497	vérifiée

Tab. II.9 Choix des sections des poteaux rectangulaires (carrés)

2^{ème} cas

Les poteaux du périphérique de S.SOL, RDC et 1^{er} étage

$S_2=24.75m^2$

1 ^{er} étage	N9	Poids du plancher corps creux Poids des poutres Poids de poteau de 1 ^{er} étage Total	69.22 39 9.18 117.4	15.61
RDC	N10	Venant de N9 Poids du plancher dalle pleine Poids des poutres Poids de poteau de RDC Total	117.4 84.43 39 13.38 254.21	52.05
S.SOL	N11	Venant de N8 Poids du plancher dalle pleine Poids des poutres Poids de poteau de S.SOL Total	254.21 200.72 54.46 8.41 517.8	175.8
Totale	Σ		517.8	243.46

Tab. II.10 Descente de charge du poteau

Niveaux	G	Q	Nu	Br	Coté	RPA	choix final	N _{ser}	σ _{ser}	Vérification
	kN	kN	kN	cm ²	cm	cm		KN	Mpa	
1er étage	117,4	15,61	181,905	116,8025	15	30	30	133,01	1,285121	Vérifiée
RDC	254,21	52,05	421,2585	270,4932	20	30	30	306,26	2,959034	Vérifiée
S, sol	517,8	175,8	962,730	618,176	30	30	30	693,6	6,701449	Vérifiée

Tab. II.11 Choix des sections des poteaux du périphérique.

3^{ème} cas

➤ **L'effet de flambement**

On fixe $\lambda=35$

Donc : $a \geq \sqrt{12} \frac{L_f}{35}$ avec : $L_f = 0.7L_0 = 0.7 \times 5.95 = 419.5\text{cm}$

$a \geq 41.22 \text{ cm}$

Alors on prend **a=45cm**

II.5. Les Voiles

Deux types de voiles seront réalisés dans notre ouvrage :

- Voiles de soutènement
- Voiles de contreventement.

a. Voiles de contreventement

l: Longueur du voile.

a: Epaisseur du voile.

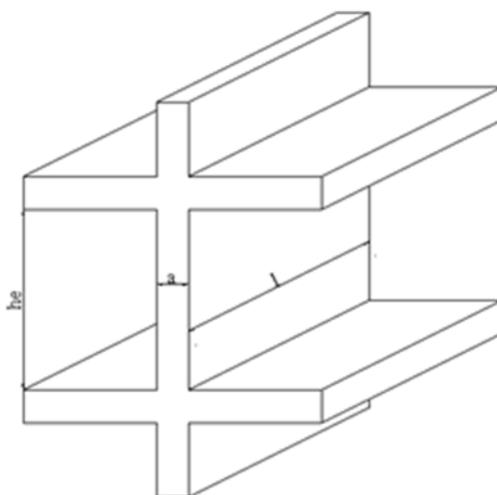


Fig. II.10 Schéma du voile

D'après le (RPA 99 V2003), l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage "h_e" et les conditions de rigidité aux extrémités.

On a :

$$h_e = 5.95 - 0,45 = 5.55m \rightarrow a = \frac{h_e}{20} = 27.5cm$$

$$h_e = 4.08 - 0,45 = 3.63m \rightarrow a = \frac{h_e}{20} = 18.15cm$$

$$h_e = 3,36 - 0,45 = 2.91m \rightarrow a = \frac{h_e}{20} = 14.55cm$$

D'après le (RPA 99 V 2003) : a_{min}=15cm

b. Voiles de soutènement

Ils travaillent comme une dalle pleine reposant sur 04 cotés :

$$l_x/l_y = 3.74/6.11 = 0,61 \Rightarrow 0,4 \leq l_x/l_y \leq 2,5$$

$$(1/35) \leq h/l_x \leq (1/27)$$

Avec :

h : épaisseur de la dalle pleine (ici voile)

lx : La petite portée de la dalle

ly : La grande portée de la dalle

$$lx = 374\text{cm} \Rightarrow 10.68 \leq h \leq 13.85 \text{ cm}$$

Pour faciliter le coffrage \Rightarrow Soit : **h=15 cm**

II.6. Conclusion

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

Etage	Poutres Principal (b×h)	Poutres secondaire (b×h)
Sous-sol+ RDC+1 ^{er} étage	Pour L >5m \Rightarrow 40×60	30×45
	Pour L=5m \Rightarrow 30×45	
Autres étages	30×45	30×40

Tab. II.13 Section des poutres adoptées

Les étages	S.slo	RDC	1 ^{er}	2 ^{ème}	3 ^{ème}	4 ^{ème}	5 ^{ème}	6 ^{ème}	7 ^{ème}	8 ^{ème}	9 ^{ème}
Poteau (b=h) (cm)	50	50	50	45	45	45	40	40	40	35	35
Voile (cm)	30	30	30	25	25	25	25	20	20	20	20

Tab. II.14 Section des poteaux et voiles

CHAPITRE III :

Étude Dynamique En Zone Sismique

III.1.Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, correspondant à des secousses qui se propagent sous forme d'ondes, qui à leurs tours, engendrent un mouvement du sol libérant une énergie de déformation.

Alors les constructions se comportent comme une console, encastrées à la base lors des sollicitations sismique, qui s'applique comme une force d'inertie horizontale sur le plancher avec la transmission des efforts par des éléments verticaux jusqu'aux fondations.

III.2. Étude Dynamique

Au début de chaque analyse dynamique, il est toujours nécessaire de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique qui permet la détermination des modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

III.2.1. Méthodes de calcul

Le règlement parasismique Algérien (**RPA99 V 2003**) offre trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunis car elle est irrégulière en plan et en élévation, se situe en zone III et appartient au groupe d'usage 2. Selon les exigences du (**RPA99 V 2003**), la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (**RPA99 V 2003 article 4.3.6**).

III.3.Modélisation De La Structure

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique d'une structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans cette étude on fait appel à un modèle mathématique de calcul à base des éléments finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel utiliser est le **SAP2000 version.14.0.0**

III.4. Étude Sismique

III.4.1. Méthode Dynamique Modale Spectrale

Il y a lieu de rappeler que la direction d'un séisme est aléatoire et que par conséquent il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les deux directions principales de celle-ci (**RPA99 v 2003 article 4.3**).

L'analyse spectrale permet d'avoir :

- Pour chaque mode propre : la période, les facteurs des participations massique.
- Pour chaque direction : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres.

a. Principe

Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul (**RPA 99 v 2003 article 4.3.3**).

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel (**spectre**), le graphe donne Sa/g en fonction du temps.

III.4.2. Procédure De Calcul

a). Estimation de la période fondamentale de la structure

La période empirique peut être calculée de deux manières (**RPA 99 v 2003 Article .4.2.4**).

$$T = 1.3 \times \min(T_1; T_2) \Rightarrow h_N = 34.71 \text{ m}$$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage

$$\Rightarrow C_T = 0.05 \text{ (Tableau 4.6 RPA99 v 2003)}$$

D'où : $T_1 = 0.71 \text{ s}$.

sens(x): $D = 74.16 \text{ m} \Rightarrow T_{2x} = 0.36 \text{ s}$; sens(y): $D = 31.08 \text{ m} \Rightarrow T_{2y} = 0.56 \text{ s}$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$T_{sx} = 1.3 \min(0.71; 0.36) = 0.468 \text{ s} ; T_{sy} = 1.3 \min(0.71; 0.56) = 0.728 \text{ s}$$

b. Calcul de la force sismique totale :

Tout bâtiment sera conçu et construit de telle sorte qu'il résiste à la force sismique totale V appliquées à la base, et qui doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \text{ (RPA 99 v 2003 Article .4.2.3)}$$

On a un bâtiment de 9 niveaux avec une hauteur de 34.74 m alors nous choisissons un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification portiques-voiles (4a) donc un Contreventement mixte $\Rightarrow R = 5$ (**Tableau 4.3 du RPA 99 v 2003**)

Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$. **(RPA 99 v 2003 Article .4.2.3)**

p_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non. (Tableau 4.4 du RPA99 v 2003)

Il est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.

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

Critère Q	Valeurs de $p_q(x)$		Valeurs de $p_q(y)$	
	Critère observé	Critère non observé	Critère observé	Critère non observé
Condition minimale des files porteuses	-	0.05	-	0.05
Redondance en plan	-	0.05	-	0.05
Régularité en plan	-	0.05	-	0.05
Régularité en élévation	-	0.05	-	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	-	0	-
Contrôle de la qualité de la construction	0	-	0	-

Tab III.1 Valeurs des pénalités P_q .

Donc : $Q_x = Q_y = 1.20$

D: Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) **(RPA 99 v 2003 Article .4.2.3).**

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le **(Tableau 4.7 RPA99 v 2003).**

On a un Sol meuble (Site S3) $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 s \\ T_2 = 0,5 s \end{cases}$

On a un contreventement mixte (Tableau 4.2 RPA99 V 2003).

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne $\begin{cases} \xi = 7\% \\ \eta = 0.88 \end{cases}$

T : Est la période fondamentale de la structure, tel que $\begin{cases} T_{sx} = 0.468 s \\ T_{sy} = 0.728 s \end{cases}$

$$T_2 = 0.5s \leq T_{sx} \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_{sx}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.88 \left(\frac{0.5}{0.468}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_x = 2.29$$

$$T_2 = 0.5s \leq T_{sy} \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_{sy}} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.88 \left(\frac{0.5}{0.728} \right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_y = 1.71$$

Après calcul de tous les paramètres on à la force sismique totale à la base de la structure est :

Coefficient d'accélération de la zone (A)	A=0.25	Tableau 4.1 RPA 99 v 2003
Facteur de qualité (Q)	Q=1.2	Tableau 4.4 RPA99 v 2003
Coefficient de comportement (R)	R=5	Tableau 4.3 du RPA 99 v 2003
Facteur d'amplification dynamique moyen (D)	D _x =2.29	RPA 99 v 2003 Article .4.2.3
	D _y =1.71	

Tab III.2 Les paramètres de calcul la force sismique

sensX $\Rightarrow V_x = 0.137 W$; sensY $\Rightarrow V_y = 0.102 W$

c. Résultante des forces sismiques de calcul

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. (RPA99 V 2003 Article 4.3.6)

d. Vérification des déplacements inter étage

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

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad (\text{RPA99 V 2003 Article 4.4.3})$$

III.5. Résultats De L'analyse

III.5.1. Modèle Initial

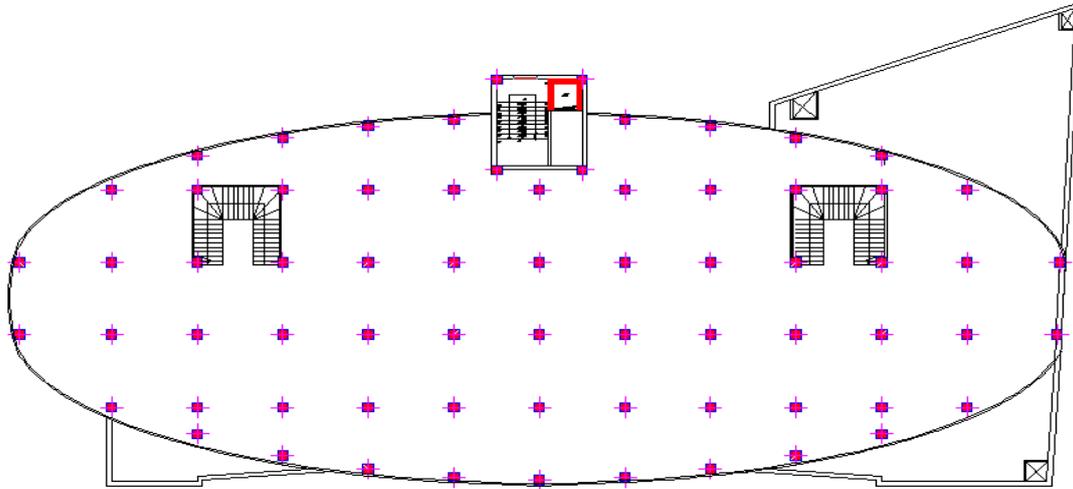


Fig. III.1 Modèle Initial

Les étages	RDC	1 ^{er}	2 ^{ème}	3 ^{ème}	4 ^{ème}	5 ^{ème}	6 ^{ème}	7 ^{ème}	8 ^{ème}	9 ^{ème}
Poteau (b=h) (cm)	50	50	45	45	45	40	40	40	35	35
Voile (cm)	30	30	25	25	25	25	20	20	20	20

Tab III.3 Sections des poteaux et voiles de chaque niveau

a. Analyse Modale

Modes	Périodes	UX	UY	UZ	ΣUX	ΣUY	ΣUZ
1	1,361094	0,00064	0,66635	6,64E-06	0,00064	0,66635	6,635E-06
2	1,282782	0,65415	0,00137	3,11E-07	0,65479	0,66772	6,946E-06
3	1,06329	0,0474	0,00378	2,41E-08	0,70219	0,6715	0,00000697
4	0,537656	0,08826	0,00982	4,552E-07	0,79045	0,68132	0,000007425
5	0,494635	0,00808	0,17521	0,00004046	0,79853	0,85653	0,00004788
6	0,402005	0,06991	0,0005	0,000001391	0,86844	0,85702	0,00004928
7	0,369628	0,04832	0,00092	1,411E-07	0,91676	0,85794	0,00004942
8	0,277281	0,00083	0,08287	0,00005141	0,91759	0,94081	0,0001
9	0,264743	0,00046	0,00121	9,447E-07	0,91805	0,94202	0,0001
10	0,216039	0,05286	0,000057	0,0000058	0,97091	0,94208	0,00011

Tab III.4 Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial

b. Constatations

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période du 1^{er} Mode $T_1 = 1,361$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.
- Le premier mode est un mode de translation parallèlement à l'axe y de 66.63%
- Le deuxième mode est un mode de translation parallèlement à l'axe x de 65.41%
- Le troisième mode est un mode de rotation

c. Résultantes des forces sismiques

$W = 85722.354$ kN.

$V_x = 11778.251$ KN $\Rightarrow 0.8V_x = 9422.601$ KN

$V_y = 87922.354$ KN $\Rightarrow 0.8V_y = 7036.090$ KN

$F_1 = V_t^x = 9437.572$ kN et $F_2 = V_t^y = 7075.324$ kN

$V_t^x > 0.8V_x \Rightarrow r_x = 0.9984$ (après correction) ; $V_t^y > 0.8V_y \Rightarrow r_y = 0.9944$ (après correction)

d. Vérification des Déplacements inter étage

	Sens x-x				Sens y-y				h_k (cm)	Observation
	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k		
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)		
9 ^{ème}	10,475	41,899	39,333	2,566	8,419	33,676	30,870	2,806	3.36	Vérifiée
8 ^{ème}	9,833	39,333	36,029	3,304	7,718	30,870	28,066	2,804	2.96	Non vérifiée
7 ^{ème}	9,007	36,029	32,642	3,387	7,017	28,066	24,960	3,106	3.06	Non vérifiée
6 ^{ème}	8,161	32,642	28,444	4,198	6,240	24,960	21,449	3,510	3.06	Non vérifiée
5 ^{ème}	7,111	28,444	23,924	4,520	5,362	21,449	17,725	3,724	3.06	Non vérifiée
4 ^{ème}	5,981	23,924	19,274	4,649	4,431	17,725	13,914	3,811	3.06	Non vérifiée
3 ^{ème}	4,819	19,274	14,209	5,066	3,479	13,914	10,076	3,838	3.06	Non vérifiée
2 ^{ème}	3,552	14,209	9,489	4,720	2,519	10,076	6,651	3,425	3.06	Non vérifiée
1 ^{ère}	2,372	9,489	5,101	4,388	1,663	6,651	3,059	3,592	4.08	Non vérifiée
RDC	1,275	5,101	0	5,101	0,765	3,059	0	3,059	5.95	Vérifiée

Tab III.5 Des Déplacements inter étage du modèle initial

- **Analyse des résultats** Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure.

III.5.2. Modèle final

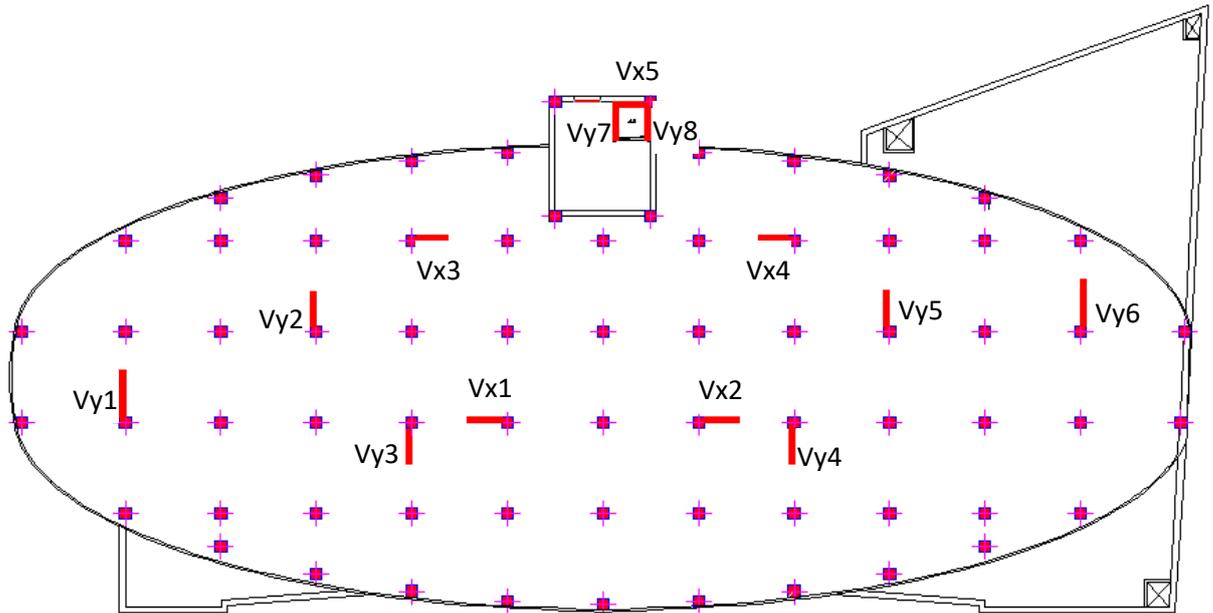


Fig. III.2 Disposition des voiles (modèle final)

a. Analyse Modale

Modes	Périodes	UX	UY	UZ	ΣUX	ΣUY	ΣUZ
1	1,139267	0,00112	0,6574	0,00000981	0,00112	0,6574	0,00000981
2	1,044793	0,68944	0,00095	3,077E-08	0,69056	0,65836	0,000009841
3	0,894059	0,00494	0,00665	3,697E-07	0,6955	0,66501	0,00001021
4	0,414896	0,02786	0,14108	0,0000371	0,72337	0,80609	0,00004731
5	0,403484	0,09902	0,05309	0,00001823	0,82239	0,85918	0,00006553
6	0,346747	0,05648	0,00123	0,00000101	0,87887	0,86041	0,00006654
7	0,255687	0,03748	0,00165	7,122E-07	0,91635	0,86207	0,00006726
8	0,226379	0,00112	0,08412	0,0000319	0,91747	0,94619	0,00009915
9	0,193247	0,0318	1,33E-05	1,182E-07	0,94928	0,9462	0,00009927
10	0,167878	3,49E-06	3,02E-06	0,00148	0,94928	0,9462	0,00158

Tab III.6 Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle final.

a. Constatations

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période du 1^{er} Mode $T_1 = 1.139$ s
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 08^{ème} mode.
- Le premier mode est un mode de translation parallèlement à l'axe y de 65.74%
- Le deuxième mode est un mode de translation parallèlement à l'axe x de 68.94%
- Le troisième mode est un mode de rotation.

b. Résultantes des forces sismiques

$W = 92899.206\text{kN}.$

$V_x = 12764.350\text{KN} \Rightarrow 0.8V_x = 10211.480\text{KN}$

$V_y = 9531.458 \text{ KN} \Rightarrow 0.8V_y = 7625.166 \text{ KN}$

$F_1 = V_t^x = 10217.63 \text{ kN}$ et $F_2 = V_t^y = 7627.465 \text{ kN}$

$V_t^x > 0.8V_x \Rightarrow r_x = 0.9994(\text{après correction}) ; V_t^y > 0.8V_y \Rightarrow r_y = 0.9997 (\text{après correction})$

c. Vérification des Déplacements inter étage

	Sens xx				Sens yy				h_k (cm)	Observation
	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k		
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)		
9 ^{ème}	6,515	26,060	24,059	2,002	6,163	24,654	22,430	2,223	3,36	Vérifiée
8 ^{ème}	6,015	24,059	22,065	1,994	5,608	22,430	20,297	2,133	2,96	Vérifiée
7 ^{ème}	5,516	22,065	19,778	2,287	5,074	20,297	17,906	2,391	3,06	Vérifiée
6 ^{ème}	4,945	19,778	17,158	2,621	4,477	17,906	15,274	2,632	3,06	Vérifiée
5 ^{ème}	4,289	17,158	14,492	2,665	3,819	15,274	12,594	2,680	3,06	Vérifiée
4 ^{ème}	3,623	14,492	11,610	2,882	3,149	12,594	9,827	2,768	3,06	Vérifiée
3 ^{ème}	2,903	11,610	8,717	2,893	2,457	9,827	7,141	2,686	3,06	Vérifiée
2 ^{ème}	2,179	8,717	5,986	2,731	1,785	7,141	4,753	2,388	3,06	Vérifiée
1 ^{ère}	1,497	5,986	3,010	2,976	1,188	4,753	2,204	2,550	4,08	Vérifiée
RDC	0,753	3,010	0.000	3,010	0,551	2,204	0.000	2,204	5,95	Vérifiée

Tab III .7 Des Déplacements inter étage du modèle final

➤ **Analyse des résultats** les résultats du tableau montrent que les déplacements relatifs entre étages sont inférieurs à les valeurs admissibles.

d. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, (RPA 99 v 2003 article 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante : $\nu < 0.3$

La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants pour notre cas :

Niveaux	N_d	h	b	ν	Observation
	(KN)	(mm)	(mm)		
P9	230,602	350	350	0,075	Vérifiée
P8	443,236	400	400	0,111	Vérifiée
P7	663,448	450	450	0,131	Vérifiée
P6	924,139	450	450	0,183	Vérifiée
P5	1390,820	500	500	0,223	Vérifiée
P4	1497,767	500	500	0,240	Vérifiée
P3	1795,041	550	550	0,237	Vérifiée
P2	2058,131	550	550	0,272	Vérifiée
P1	2298,518	600	600	0,255	Vérifiée
R.D.C	2626,220	600	600	0,292	Vérifiée

Tab III.8 L'effort normal réduit

- **Analyse des résultats :** On remarque que le rapport ν ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

III.6. Justification Du Choix Du Coefficient De Comportement

a. Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles :

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 88480.3$ kN.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 11349.93$ kN.

$P_{voiles} / P_{Tot} = 13\% < 20\%$.

Alors les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

b. Pourcentage des efforts tranchants dus aux charges horizontales repris par les portiques Sens x

Etage	V_{Tot} (kN)	V_{port} (kN)	V_{Tot} (%)	V_{port} (%)
9^{ème}	2408,74	1324,11	100	54,97
8^{ème}	3277,975	1862,412	100	56,82
7^{ème}	3499,283	2790,441	100	79,74
6^{ème}	5500,914	2967,393	100	53,94
5^{ème}	5782,605	5071,121	100	87,70
4^{ème}	6710,26	5073,773	100	75,61
3^{ème}	7521,278	5890,134	100	78,31
2^{ème}	8392,189	4424,119	100	52,72
1^{er}	9140,987	8212,361	100	89,84
RDC	10177,912	7538,33	100	74,07

Tab III.9 Pourcentages des efforts tranchants dans le sens x.

Sens-y

Etage	V _{Tot} (kN)	V _{port} (kN)	V _{Tot} (%)	V _{port} (%)
9 ^{ème}	1131,237	940,353	100	83,13
8 ^{ème}	2058,196	1409,62	100	68,49
7 ^{ème}	2899,931	2257,397	100	77,84
6 ^{ème}	3614,324	2334,351	100	64,59
5 ^{ème}	4288,54	3303,921	100	77,04
4 ^{ème}	4912,055	3159,784	100	64,33
3 ^{ème}	5483,965	3564,558	100	65,00
2 ^{ème}	5984,992	4682,178	100	78,23
1 ^{er}	6729,589	6346,148	100	94,30
RDC	7617,06	5147,549	100	67,58

Tab III.10 Pourcentages des efforts tranchants dans le sens y.

➤ **Analyse des résultats**

Les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les portiques prennent, outre les sollicitations dues aux charges verticales, plus de 25 % de l'effort tranchant dans chaque étage.

III.7. Conclusion

Lors de la modélisation l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voile-portique.

En vérifiant cette interaction ; les autres conditions du RPA se retrouvent vérifiées d'elles même (période de vibration, taux de participation massique et effort normal réduit).

Les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées et ont les nouvelles sections suivantes :

Les étages	RDC	1 ^{er}	2 ^{ème}	3 ^{ème}	4 ^{ème}	5 ^{ème}	6 ^{ème}	7 ^{ème}	8 ^{ème}	9 ^{ème}
Poteau (b=h)(cm)	60	60	55	55	50	50	45	45	40	35
Voile (cm)	30	30	25	25	25	25	20	20	20	20

Tab III.11 Nouvelles Sections des poteaux et voiles de chaque niveau

CHAPITRE IV :

Ferraillage Des Eléments Résistant

IV.1. Introduction

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le (BAEL 91 et le RPA99 V 2003).

IV.2. Ferrailage Des Poteaux

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (**M, N**) qui est due à l'excentricité de l'effort normal (**N**) par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

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

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (Mpa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (Mpa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	500	434.78
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	500	500

Tab IV.1 Tableau des Contraintes

IV.2.1. Calcul Du Ferrailage Longitudinal

Le ferrailage longitudinal des poteaux sera calculé aux états limites ultimes, par le logiciel (SOCOTEC) par utilisation du règlement (B.A.E.L.91 modifié 99).

IV2.1.1. Combinaisons D'actions

En fonction du type de sollicitation, on a :

a. Combinaisons selon le (B.A.E.L 91 modifiés 99)

Situation durable

b. Combinaisons selon (R.P.A.99 V2003)

Situation accidentelle

À partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants afin d'accéder à la combinaison d'effort la plus défavorable.

$-N^{max}, M^{corr}$.

$-N^{min}, M^{corr}$.

$-N^{corr}, M^{max}$.

Les tableaux suivants résumant les résultats trouvés :

➤ Situation durable

a. ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections	N^{\max}	M^{corr}	A'_s	A_s
	(cm^2)	(KN)	(KN m)	(cm^2)	(cm^2)
RDC et 1 ^{er}	60 x 60	-3240.85	-2.03	0	0
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	55 x 55	-2358.79	-1.14	0	0
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	50 x 50	-1753.91	-2.26	0	0
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	45 x 45	-1163.39	-3.91	0	0
8 ^{ème}	40 x 40	-584.14	-4.88	0	0
9 ^{ème}	35 x 35	-304.14	-5.11	0	0

Tab IV.2 Ferrailages des poteaux à L'ELU ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

b. ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections	N^{\min}	M^{corr}	A'_s	A_s
	(cm^2)	(KN)	(KN m)	(cm^2)	(cm^2)
RDC et 1 ^{er}	60 x 60	-51.03	-38.80	0	1.02
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	55 x 55	-341.85	-46.74	0	0
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	50 x 50	-71.72	-62.47	0	2.45
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	45 x 45	-82.06	-61.63	0	2.74
8 ^{ème}	40 x 40	-79.20	26.80	0	0.82
9 ^{ème}	35 x 35	-14.63	20.94	0	1.51

Tab IV.3 Ferrailages des poteaux à L'ELU ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)

c. ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections	M^{\max}	N^{corr}	A'_s	A_s
	(cm^2)	(KN)	(KN m)	(cm^2)	(cm^2)
RDC et 1 ^{er}	60 x 60	-173.86	-413.21	0	2.87
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	55 x 55	-75.73	-1452.87	0	0
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	50 x 50	106.61	-136.39	0	4.17
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	45 x 45	75.16	-135.84	0	2.96
8 ^{ème}	40 x 40	-38.32	-283.91	0	0
9 ^{ème}	35 x 35	47.44	-126.89	0	2.45

Tab IV.4 Ferrailages des poteaux à L'ELU ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

➤ Situation accidentelle

a. ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections	N^{\max}	M^{corr}	A'_s	A_s
	(cm ²)	(KN)	(KNm)	(cm ²)	(cm ²)
RDC et 1 ^{er}	60 x 60	-2623.063	-209.56	0	0
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	55 x 55	-2056.634	-206.71	0	0
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	50 x 50	-1498.39	-75.25	0	0
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	45 x 45	-921.43	-63.07	0	0
8 ^{ème}	40 x 40	-443.01	-92.84	0	1.22
9 ^{ème}	35 x 35	-230.50	-65.14	0	2.15

Tab IV.5 Ferrailages des poteaux (G+Q±E) (0,8G±E) ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

b. ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections	N^{\min}	M^{corr}	A'_s	A_s
	(cm ²)	(KN)	(KN m)	(cm ²)	(cm ²)
RDC et 1 ^{er}	60 x 60	-0.18	29.22	0	1.09
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	55 x 55	4.28	220.38	0	9.39
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	50 x 50	-0.27	92.61	0	4.23
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	45 x 45	-0.37	23.15	0	1.15
8 ^{ème}	40 x 40	-0.14	74.52	0	4.32
9 ^{ème}	35 x 35	-0.20	3.36	0	0.21

Tab IV.6 Ferrailages des poteaux (G+Q±E) (0,8G±E) ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)

c. ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections	M^{\max}	N^{corr}	A'_s	A_s
	(cm ²)	(KN)	(KN m)	(cm ²)	(cm ²)
RDC et 1 ^{er}	60 x 60	257.33	-239.74	0	7.52
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	55 x 55	266.72	-199.73	0	9.83
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	50 x 50	273.75	-60.21	0	12.05
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	45 x 45	197.58	-383.92	0	9.09
8 ^{ème}	40 x 40	157.21	-226.73	0	7.65
9 ^{ème}	35 x 35	114.24	-69.62	0	7.96

Tab IV.7 Ferrailages des poteaux (G+Q±E) (0,8G±E) ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Le choix des armatures est présenté sur le tableau suivant :

Etages	Sections	A_s^{cal}	A_s^{min}	A_s^{max}	A_s^{max}	Choix des armatures	$A_s^{adopté}$
	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(Z.C)(cm ²)	(Z.R)(cm ²)		(cm ²)
RDC et 1 ^{er}	60 x 60	7.52	32.40	144	216	12T20	37.68
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	55 x 55	9.83	27.22	121	181.5	4T20+8T16	28.64
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	50 x 50	12.05	22.50	100	150	4T20+8T16	28.64
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	45 x 45	9.09	18.22	81	121.5	4T20+8T16	28.64
8 ^{ème}	40 x 40	7.65	14.40	64	96	12T16	24.12
9 ^{ème}	35 x 35	7.96	11.02	49	73.5	12T16	24.12

Tab IV.8 Choix des Armatures des Poteaux.

IV.2.1.2. Vérification Vis-à-vis De L'état Limite De Service

a. (N^{ser}_{max} , M^{ser}_{cor})

Etages	Sections	N_{ser}	M_{ser}	σ_s	σ_{sadd}	σ_{bc}	$\sigma_{bc add}$	Vérification
	(cm ²)	(KN)	(KN m)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	
RDC et 1 ^{er}	60 x 60	-2348.9	-1.85	74,9	250	5	15	Vérifiée
2 ^{ème} 3 ^{ème}	55 x 55	-1713.64	-1.49	66.6	250	4.45	15	Vérifiée
4 ^{ème} 5 ^{ème}	50 x 50	-1274.05	-2.09	57.6	250	3.85	15	Vérifiée
6 ^{ème} 7 ^{ème}	45 x 45	-845.29	-2.30	49.3	250	3.3	15	Vérifiée
8 ^{ème}	40 x 40	-425.11	-3.25	31	250	2.1	15	Vérifiée
9 ^{ème}	35 x 35	-222.09	-3.63	18.2	250	1.26	15	Vérifiée

Tab IV.9 Vérification des Contraintes des Poteaux (N^{ser}_{max} ; M^{ser}_{cor})

b. (N^{ser}_{cor} , M^{ser}_{max})

Etages	Sections	N_{ser}	M_{ser}	σ_s	$\sigma_{s add}$	σ_{bc}	$\sigma_{bc add}$	Vérification
	(cm ²)	(kN)	(kN m)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	
RDC et 1 ^{er}	60 x 60	-295.95	-124.13	37.9	250	3.15	15	Vérifiée
2 ^{ème} 3 ^{ème}	55 x 55	-1054.35	-55.29	56.2	250	4	15	Vérifiée
4 ^{ème} 5 ^{ème}	50 x 50	-99.24	77.49	52.8	250	2.98	15	Vérifiée
6 ^{ème} 7 ^{ème}	45 x 45	-99.65	-54.95	53.4	250	3.15	15	Vérifiée
8 ^{ème}	40 x 40	-206.08	-27.81	32.7	250	2.51	15	Vérifiée
9 ^{ème}	35 x 35	-99.51	34.56	57.3	250	4.02	15	Vérifiée

Tab IV.10 Vérification des Contraintes des Poteaux (N^{ser}_{cor} ; M^{ser}_{max})

IV.2.2. Vérification Vis-à-vis De L'effort Tranchant

a. Vérification de la Contrainte de Cisaillement

La contrainte tangentielle dans les poteaux τ_u est conventionnellement prise égale à : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$; V_u :

la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (T_u).

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

Selon le (BAEL 91 modifié 99)

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13 f_{c28}, 5 \text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}, 4 \text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable

Selon le (RPA 99 V 2003)

$\bar{\tau}_u = \rho_d \cdot f_{c28}$

$\rho_d = 0,075$ si l'élanement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élanement $\lambda < 5$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Etage	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (Mpa)	λ	ρ _d	τ _u RPA	τ _u BAEL	Vérification
						(Mpa)	(Mpa)	
RDC et 1 ^{er}	60 x 60	66.60	0.19	16.48	0,075	1,88	2,50	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	55 x 55	44.48	0.15	13.49	0,075	1,88	2,50	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	50 x 50	59.33	0.25	14.84	0,075	1,88	2,50	Vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	45 x 45	44.02	0.23	16.84	0,075	1,88	2,50	Vérifiée
8 ^{ème}	40 x 40	22.45	0.15	17.94	0,075	1,88	2,50	Vérifiée
9 ^{ème}	35 x 35	24.48	0.21	21.20	0,075	1,88	2,50	Vérifiée

Tab IV.11 Vérification de la Contrainte de Cisaillement des Poteaux

IV.2.3 Ferrailage Transversal Des Poteaux

Selon le (BAEL 91 modifié 99)

Selon le (RPA 99 version 2003)

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_t\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{MPa}\right) \end{array} \right. \quad \frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_d T_u}{h \cdot f_e}$$

Etage	Section (cm ²)	Barres	Ø ₁ (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC et 1 ^{er}	60 x 60	12T20	20	10	15
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	55 x 55	4T20+8T16	20 et 16	10	15
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	50 x 50	4T20+8T16	20 et 16	10	15
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	45 x 45	4T16+8T14	16 et 14	10	15
8 ^{ème}	40 x 40	8T16	16	10	15
9 ^{ème}	35 x 35	4T16+4T14	16 et 14	10	15

Tab IV.12 Espacements maximums des armatures transversales des poteaux selon R.P.A.99

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
						C	15	0.95	6T8	3.01
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	55 x 55	2.14	3.89	3.75	44.48	N	10	0.69	6T8	3.01
						C	15	1.04	6T8	3.01
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	50 x 50	2.14	4.28	3.75	59.33	N	10	1.02	6T8	3.01
						C	15	1.50	6T8	3.01
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	45 x 45	2.14	4.75	3.75	44.02	N	10	0.80	6T8	3.01
						C	15	1.20	6T8	3.01
8 ^{ème}	40 x 40	2.04	5.1	2.50	22.45	N	10	0.32	4T8	2.01
						C	15	0.48	4T8	2.01
9 ^{ème}	35 x 35	2.14	6.11	2.50	24.48	N	10	0.40	4T8	2.01
						C	15	0.60	4T8	2.01

Tab IV.13 Choix des Armatures Transversales des Poteaux.

Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_1$ en zone III.

T20 ⇒ $L_r = 100$ cm ; T16 ⇒ $L_r = 80$ cm ; T14 ⇒ $L_r = 70$ cm

IV 2.4. Ferrailage des poteaux sous-sol

a. Les Armatures Transversales

Les poteaux du sous sol sont calculés à la compression simple, (Annexe A)

$A_s = A_s^{\min} = 0.9\%B$ (RPA V 2003) ⇒ $A_s = A_s^{\min} = 32.40\text{cm}^2$ ⇒ On prend : 12T20 = 37.68cm²

➤ **Vérification à l'ELS**

Section (cm)	N _{ser} (KN)	σ _s (Mpa)	σ _{s add} (Mpa)	σ _b (Mpa)	σ _{b add} (Mpa)	Vérification
60 x60	2733.26	86.7	250	5.78	15	Vérifiée

Tab IV. 14 Vérification des contraintes des poteaux de l'infrastructure

b. Les Armatures Transversales

Pour les poteaux d'infrastructure $A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$

Espacement en zone nodale : **S_t = 10 cm** ; Espacement en zone courante : **S_t = 15 cm**

IV 2.5.Le Schéma De Ferrailages Des Poteaux

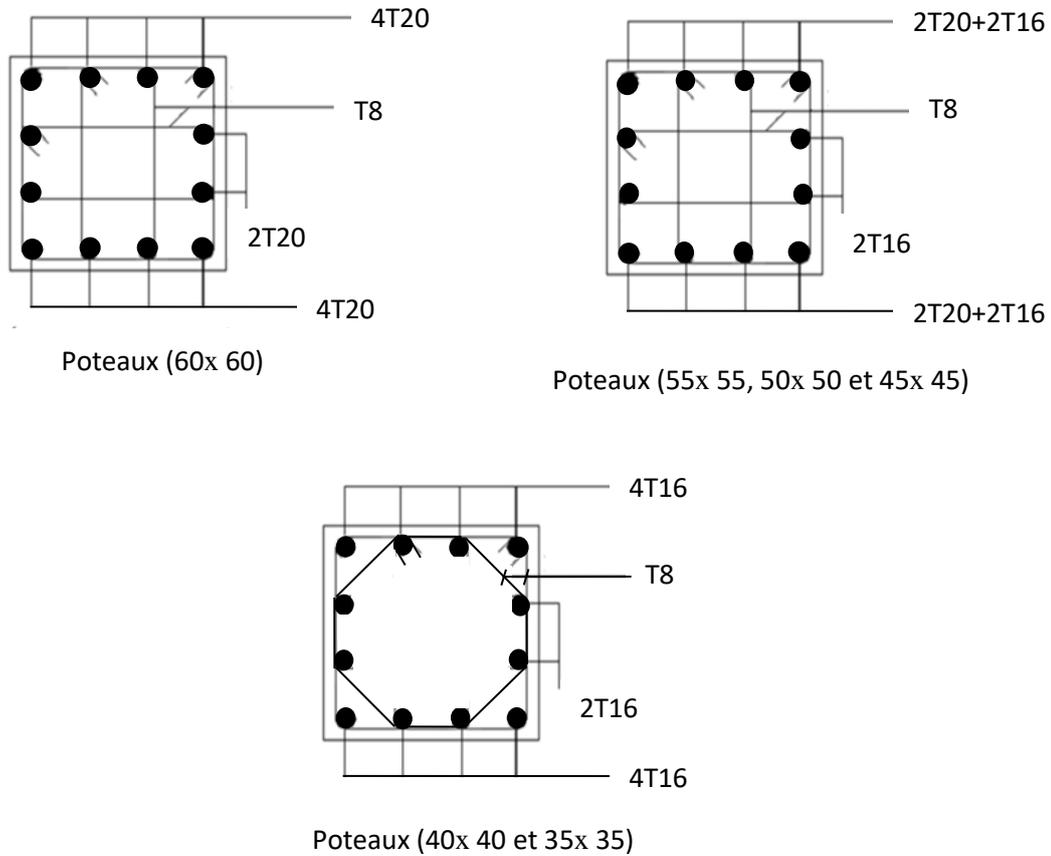


Fig. IV.1 Schéma de ferrailage des poteaux

IV.3.Ferrailage des poutres

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple.

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable : $1,35G+1,5Q$
- Situation accidentelle : $G+Q+E$

IV.3.1.Calcul du ferrailage longitudinal

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel (SAP 2000).

On dispose de ces types de poutres :

Etage	Poutre Principal (b xh)	Poutre secondaire (b xh)
RDC+1 ^{er} étage	Pour $L > 5m \Rightarrow 40 \times 60$	30 x45
	Pour $L = 5m \Rightarrow 30 \times 45$	
Autres étages	30 x45	30 x40

Tab IV.15 Section des poutres

CHAPITRE IV : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANT

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (SOCOTEC) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

Remarque

Les poutres de notre structure seront calculées à la flexion simple (F.S.).

Telle que :

A_s : représente les armatures de la fibre inférieure.

$A_{s'}$: représente les armatures de la fibre supérieure.

1. Sans voile

Situation durable							
Usage	Niveau	Section	Position	M_{max}	A_s	$A_{s'}$	$A_s^{min RPA}$
		(cm ²)		(kN m)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)
Commerciale	RDC et 1 ^{er} étage	PP (40 x 60)	Travée	189.14	8.08	0	12
			Appui	-242.81	0	10.57	
		PP (30 x 45)	Travée	76.8	4.45	0	6.75
			Appui	-169.27	0	10.71	
		PS (30 x 45)	Travée	71.43	4.16	0	6.75
			Appui	-127.6	0	7.97	
Habitation	2eme ...9eme étage	PP (30 x 45)	Travée	70.17	4.05	0	6.75
			Appui	-152.76	0	9.49	
		PS (30 x 40)	Travée	47.84	3.11	0	6
			Appui	-121.17	0	8.58	
	Terrasse	PP (30 x 45)	Travée	69.56	4.01	0	6.75
			Appui	-115.82	0	6.95	
		PS (30 x 40)	Travée	33.80	2.17	0	6
			Appui	-54.09	0	3.54	

Tab IV.16 Ferrailages des poutres sans voile (Situation durable)

Situation accidentelle							
Usage	Niveau	Section	Position	M^{max}	A_s	$A_{s'}$	A_s^{min}
		(cm ²)		(KN m)	(cm ²)	(cm ²)	
Commerciale	RDC et 1 ^{er} étage	PP (40 x 60)	Travée	290.12	10.91	0	12
			Appui	-377.28	0	14.53	
		PP (30 x 45)	Travée	164.45	8.66	0	6.75
			Appui	-253.26	0	14.33	
		PS (30 x 45)	Travée	218.53	12	0	6.75
			Appui	-201.88	0	10.93	
Habitation	2eme ...9eme étage	PP (30 x 45)	Travée	139.46	7.22	0	6.75
			Appui	-259.46	0	14.76	
		PP(30 x 45)	Travée	146.88	7.64	0	

		PS (30 x 40)	Appui	-288.65	0	16.9	6
			Travée	145.17	8.82	0	
			Appui	-193.39	0	12.37	
	Terrasse	PP (30 x 45)	Travée	83.72	4.18	0	6.75
			Appui	-182.5	0	9.14	
		PS (30 x 40)	Travée	75.77	4.33	0	6
Appui	-112.06	0	6.6				

Tab IV.17 Ferrailages des poutres sans voile (Situation accidentelle)

2. Avec voile

Situation durable							
Usage	Niveau	Section (cm ²)	Position	M ^{max}	A _s	A _s '	A _s ^{min}
				(KN m)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)
Commerciale	RDC et 1 ^{er} étage	PP (40 x 60)	Travée	30.54	2.04	0	12
			Appui	-63.37	0	4.06	12
		PP (30 x 45)	Travée	45.08	2.34	0	6.75
			Appui	-84.66	0	4.03	6.75
		PS (30 x 45)	Travée	42.42	2.39	0	6.75
			Appui	-70.16	0	4.08	6.75
Habitation	2eme ...9eme étage	PP (30 x 45)	Travée	32.27	1.68	0	6.75
			Appui	-72.96	0	4.24	6.75
		PS (30 x 40)	Travée	44.62	2.89	0	6
			Appui	-57.45	0	3.77	6
	Terrasse	PP (30 x 45)	Travée	19.17	1.06	0	6.75
			Appui	-53.69	0	3.06	6.75
		PS (30 x 40)	Travée	28.46	1.28	0	6
			Appui	-46.5	0	3.02	6

Tab IV.18 Ferrailages des poutres avec voile (Situation durable)

Situation accidentelle							
Usage	Niveau	section (cm ²)	Position	M ^{max}	A _s	A _s '	A _s ^{min}
				(KN m)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)
Commerciale	RDC et 1 ^{er} étage	PP (40 x 60)	Travée	350.77	13.4	0	12
			Appui	-404.13	0	15.68	12
		PP (30 x 45)	Travée	230.32	12.77	0	6.75
			Appui	-258.17	0	14.67	6.75
		PS (30 x 45)	Travée	224.57	12.39	0	6.75
			Appui	-222.42	0	12.25	6.75
Habitation	2eme ...9eme étage	PP (30 x 45)	Travée	254.66	14.43	0	6.75
			Appui	-273.15	0	15.75	6.75
		PS (30 x 40)	Travée	226.43	15.1	0	6

	Terrasse	PP (30 x 45)	Appui	-217.62	0	14.33	6
			Travée	91.54	4.59	0	6.75
		PS (30 x 40)	Appui	-152.07	0	7.94	6.75
			Travée	94.3	5.47	0	6
			Appui	-130.11	0	7.79	6

Tab IV.19 Ferrillages des poutres avec voile (Situation accidentelle)

IV .3.2.Choix des armatures

Le ferrillage final adopté est donné par les tableaux suivant :

1. Les poutres sans voile

Niveau	Section	Position	$A_s^{max}(ZN)$	$A_s^{max}(ZN)$	$A_{s\ min}^{RPA}$	A_s^{Cal}	Choix des armatures	A_s^{adp}
	(cm ²)		(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)		(cm ²)
RDC et 1^{er} étage	PP (40x60)	Travée	96.00	144.00	12.00	10.91	6T16	12.06
		Appui				14.53	6T16+2T14	15.13
	PP (30x45)	Travée	54.00	81.00	6.75	8.66	6T14	9.23
		Appui				14.33	6T16+2T14	15.13
PS (30x45)	Travée	54.00	81.00	6.75	12	6T16	12.06	
	Appui				10.93	6T16	12.06	
2eme étage ... 9eme étage	PP (30x45)	Travée	54.00	81.00	6.75	7.64	4T16	8.04
		Appui				16.9	4T16+6T14	17.24
	PS (30x40)	Travée	48.00	72.00	6.00	8.82	6T14	9.23
		Appui				12.37	2T16+6T14	13.25
Terrasse	PP (30x45)	Travée	54.00	81.00	6.75	4.18	4T16	8.04
		Appui				9.14	6T14	9.23
	PS (30x40)	Travée	48.00	72.00	6.00	4.33	4T14	6.15
		Appui				6.6	4T16	8.04

Tab IV.20 Choix de ferrillages des poutres avec voile

2. Les poutres avec voile

Niveau	Section	Position	$A_s^{max}(ZN)$	$A_s^{max}(ZN)$	$A_{s\ min}^{RPA}$	A_s^{Cal}	Choix des armatures	A_s^{adp}
	(cm ²)		(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)		(cm ²)
RDC et 1^{er} étage	PP 40x60	Travée	96.00	144.00	12.00	13.4	4T16+4T14	14.19
		Appui				15.68	8T16	16.08
	PP 30x45	Travée	54.00	81.00	6.75	12.77	4T16+4T14	14.19
		Appui				14.67	8T16	16.08
	PS 30x45	Travée	54.00	81.00	6.75	12.39	2T16+6T14	13.25
		Appui				12.25	2T16+6T14	13.25
2eme étage ... 9eme étage	PP 30x45	Travée	54.00	81.00	6.75	14.43	6T16+2T14	15.13
		Appui				15.75	8T16	16.08
	PS 30x40	Travée	48.00	72.00	6.00	15.10	6T16+2T14	15.13
		Appui				14.33	6T16+2T14	15.13
Terrasse	PP30 x 45	Travée	54.00	81.00	6.75	4.59	4T16	8.04
		Appui				7.94	4T16	8.04
	PS 30x40	Travée	48.00	72.00	6.00	5.47	4T14	6.15
		Appui				7.79	4T16	8.04

Tab IV.21 Choix de ferrillages des poutres avec voile

IV .3.3.Condition de Non Fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ Avec: } f_{t28}=2,1 \text{ Mpa ; } f_e=500 \text{ Mpa}$$

Niveau	Section	Type	A_s^{choisi}	A_s^{\min}	Vérification
	(cm ²)		(cm ²)	(cm ²)	
RDC et 1^{er} étage	PP 40 x 60	Sans voile	11.12	2.08	vérifiée
		Avec voile	14.19		vérifiée
	PP 30 x 45	Sans voile	11.12	1.17	vérifiée
		Avec voile	14.19		vérifiée
2eme étage ... 9eme étage	PP 30 x 45	Sans voile	8.04	1.47	vérifiée
		Avec voile	15.13		vérifiée
	PS 30 x 40	Sans voile	11.12	1.04	vérifiée
		Avec voile	15.13		vérifiée
Terrasse	PP 30 x 45	Sans voile	7.10	1.17	vérifiée
		Avec voile	8.04		vérifiée
	PS 30 x 40	Sans voile	6.15	1.04	vérifiée
		Avec voile	6.15		vérifiée

Tab IV.22 Vérification de la Condition de Non Fragilité.

IV .3.4 Vérification Vis-à-vis De L'état Limite De Service

La fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 250.\text{MPa} \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Niveaux	Section	Position	M _{ser}	σ _{bc}	σ _{bc} ^{add}	σ _s	σ _s ^{add}	vérification
	(cm ²)		(KNm)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	
RDC et 1^{er} étage	PP40 x 60	Travée	134.98	6.21	15	216.19	250	vérifiée
		Appui	-173.5	7.42		223.7		
	PP30 x 45	Travée	54.72	5.11	15	229.8	250	vérifiée
		Appui	-120.74	9.85		121.8		
	PS30 x 45	Travée	50.95	4.43	15	113.1	250	vérifiée
		Appui	-93.6	8.15		98.96		
2eme étage ...9eme étage	PP30 x 45	Travée	50.12	4,94	15	164	250	vérifiée
		Appui	-108.46	8.4		105.5		
	PS30 x 40	Travée	31.34	3.42	15	85.9	250	vérifiée
		Appui	-86.25	8.94		107.1		
Terrasse	PP30 x 45	Travée	50.87	5,22	15	187.6	250	vérifiée
		Appui	-84.50	7,97		93.7		
	PP30 x 40	Travée	22.01	2,89	15	106.34	250	vérifiée
		Appui	-36.70	4,41		137.21		

Tab IV.23 Vérification des Poutres Sans Voiles à l'ELS

Niveaux	Section	Position	M _{ser}	σ _{bc}	σ _{bc} ^{add}	σ _s	σ _s ^{add}	vérification
	(cm ²)		(KNm)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	
RDC et 1^{er} étage	PP40 x 60	Travée	20.31	0.89	15	27.82	250	vérifiée
		Appui	-46.4	1.95		24.7		
	PP30 x 45	Travée	32.11	2,67	15	61.1	250	vérifiée
		Appui	-60.42	4.85		102.1		
	PS30 x 45	Travée	30.25	2,51	15	57.5	250	vérifiée
		Appui	-50.52	4.2		51.6		
2eme étage ...9eme étage	PP30 x 45	Travée	23.40	1.48	15	23.91	250	vérifiée
		Appui	-52.94	3,50		50.88		
	PS30 x 40	Travée	28.26	2,81	15	48.70	250	vérifiée
		Appui	-39.7	3,65		63.29		
Terrasse	PP30 x 45	Travée	22.24	1.30	15	45.47	250	vérifiée
		Appui	-49.61	3.48		111.26		
	PS30 x 40	Travée	18.43	2.70	15	99.58	250	vérifiée
		Appui	-31.75	4,05		126.03		

Tab IV.24 Vérification des Poutres avec voiles à l'ELS

IV.3.5. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

Niveau	Section	T _{u max}	τ _u	τ _u BAEL add	Vérification
	(cm ²)	(kN)	(Mpa)	(Mpa)	
RDC et 1 ^{er} étage	PP40 x 60	281.07	1.31	2.5	vérifiée
	PS30 x 45	157.47	1.29		vérifiée
2eme étage ...terrasse	PP30 x 45	162.34	1.34	2.5	vérifiée
	PS30 x 40	128.23	1.19		vérifiée

Tab IV.25 Vérification de la Contrainte de Cisaillement.

IV.3.6 Calcul Des Armatures Transversales

Selon le (BAEL 91 modifié 99)

Selon le (RPA 99 V 2003)

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

K=1 : pas de reprise de bétonnage Avec : $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right)$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section	T _u	τ _u	BAEL91	Ø _t	RPA99		S _t ^{adp}		A _t ^{min}	A _t ^{BAEL}	Choix
	(cm ²)	(kN)	(MPa)	S _t		S _t	S _t	ZN	ZC	(cm ²)	(cm ²)	
						ZN	ZC					
				(cm)	(mm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)			
RDC et 1 ^{er} étage	Pp 40 x 60	281.07	1.31	40	16 et 14	15	30	15	30	3,6	2,72	6T10
	PS 30 x 45	157.47	1.29	40	16 et 14	11.25	22.5	10	20	1,8	1.98	4T8
2eme étage ... Terrasse	Pp 30 x 45	162.34	1.34	40	20,16 et 14	11.25	22.5	10	20	1,8	2.13	6T10
	Ps 30 x 40	128.23	1.19	36	16 et 14	10	20	10	20	1,8	1.51	4T8

Tab. IV.26 Choix des armatures transversales

IV.3.7 Recouvrement des armatures longitudinales

$L_r = 50 \varnothing$ (zone III) : Longueur de recouvrement

On a :

- $\varnothing=16\text{mm}$ $L_r=80\text{cm}$
- $\varnothing=14\text{mm}$ $L_r=70\text{cm}$

IV.3.8 Vérification de la flèche

On doit vérifier que : $f_{\max} \leq \bar{f}$ Avec :
$$\bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} & \text{si } L > 5\text{m} \\ \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{si } L \leq 5\text{m} \end{cases}$$

Remarque

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel (SOCOTEC).

Niveaux	Section	F	f^{add}	Observation
	(cm^2)	(mm)	(mm)	
RDC et 1 ^{er} étage	Pp 40 x 60	6.5	12.5	Vérifiée
	Ps30 x 45	2.72	10	Vérifiée
2eme étage ...Terrasse	Pp 30 x 45	2.7	10	Vérifiée
	Ps 30 x 40	2.1	9.6	Vérifiée

Tab IV.27 Vérification de la Flèche des Poutres.

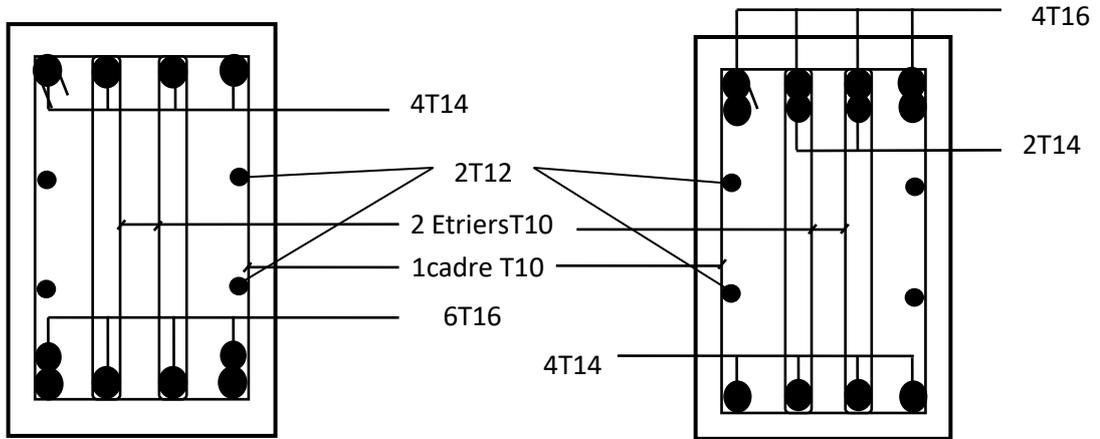
IV.3.9 Armature de Peau

Pour éviter des fissurations abusives dans les pièces relativement sollicitées, il convient à défaut de prévoir s'il y a lieu des armatures de peau.

Ces armatures sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. **(C.B.A.93) (3%h).**

IV.3.10 Schéma De Ferrailage Des Poutres

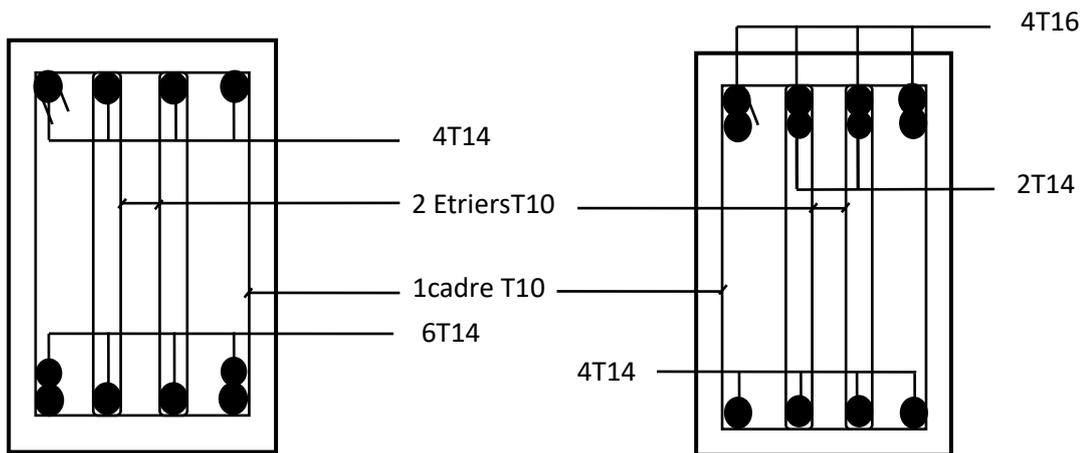
➤ Des Poutres Sans Voiles



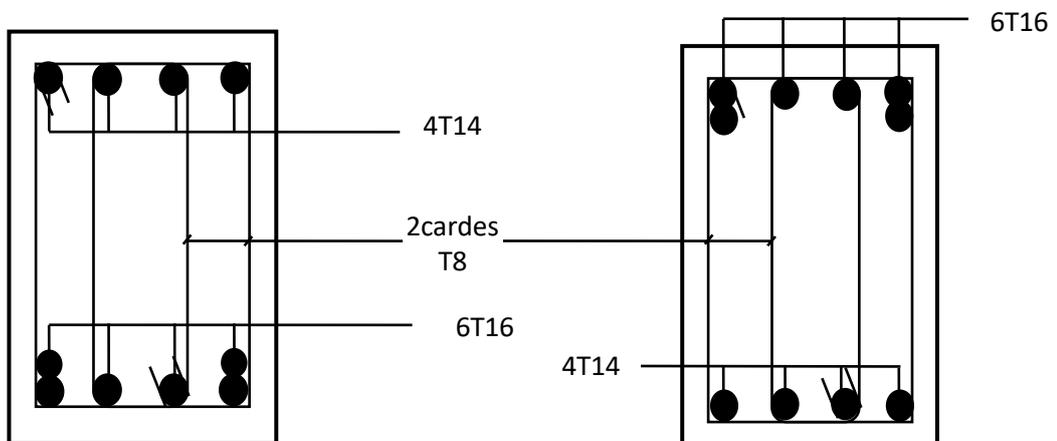
En travée

Poutres P (40x 60)

Sur appuis

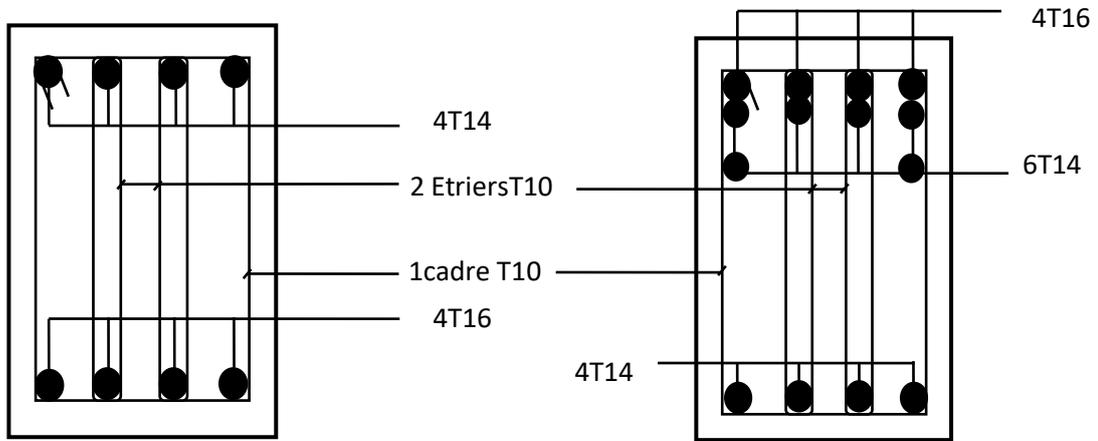


Poutres P (30 x 45)



Poutre S (30x45)

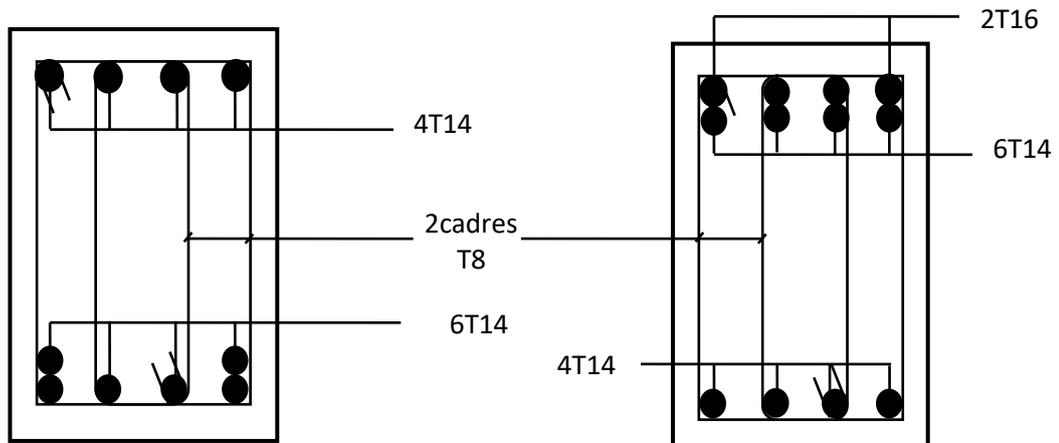
Des Poutres De RDC et 1^{er} étage Sans Voiles



En travée

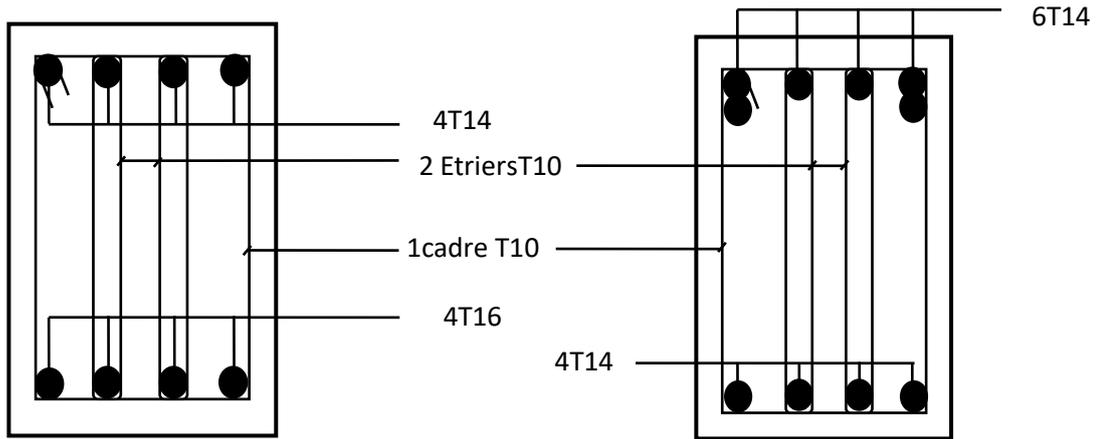
Sur appuis

Poutres P (30x 45)



Poutre S (30x40)

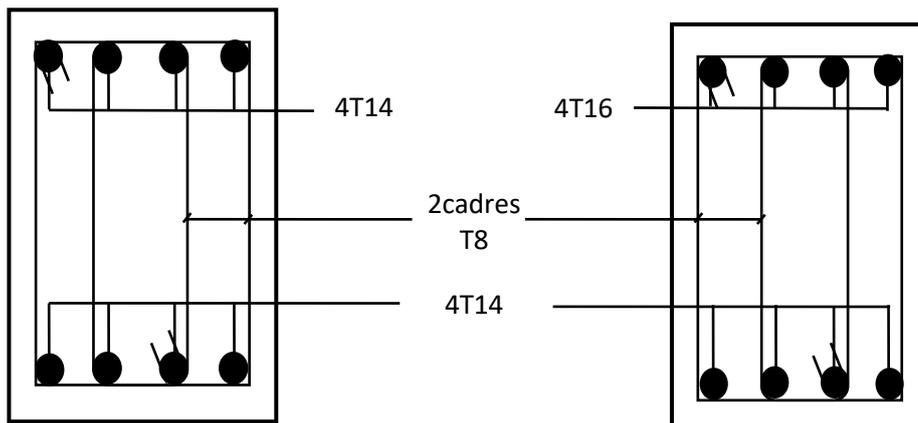
Des Poutres De 2eme Etage ... 9eme Etage Sans Voiles



En travée

Sur appuis

Poutres P (30x45)

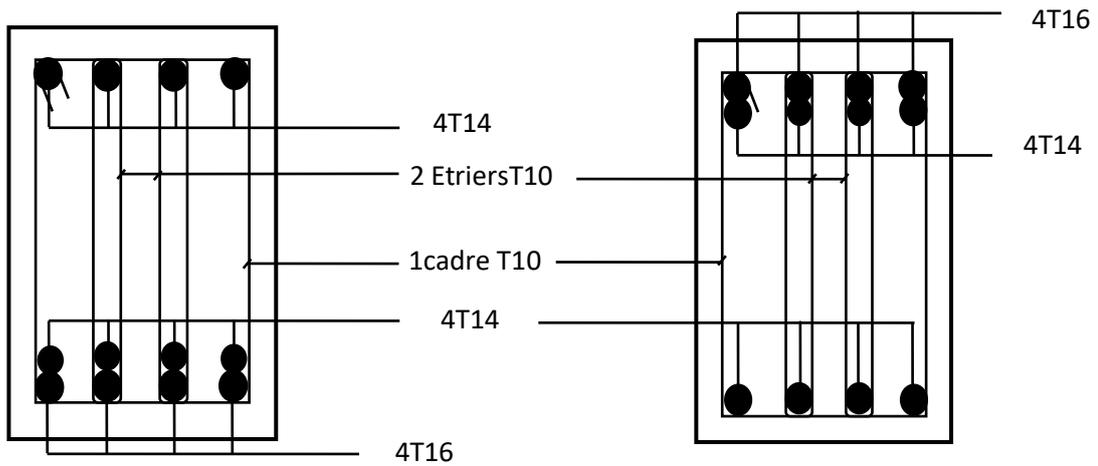


Poutre S (30x40)

Des Poutres De Terrasse Sans Voiles

Fig. IV.2 Schéma de ferrailage des poutres avec voiles

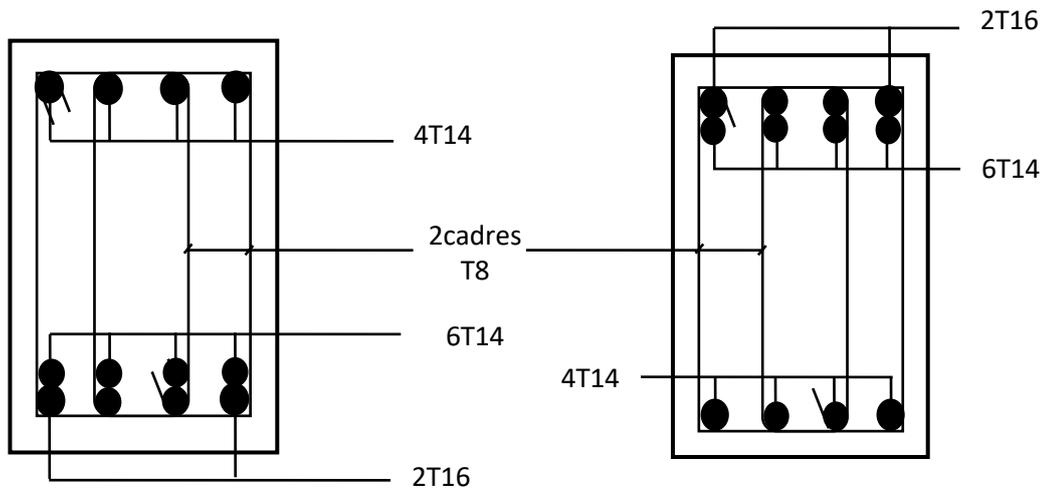
➤ Des Poutres Avec Voiles



En travée

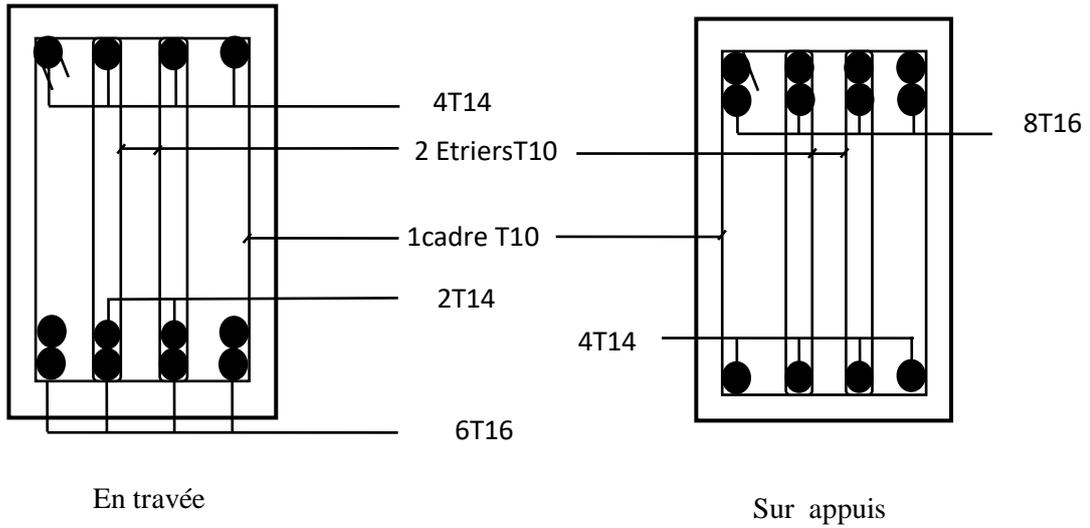
Sur appuis

Poutres P (60 x 40 et 30 x45)

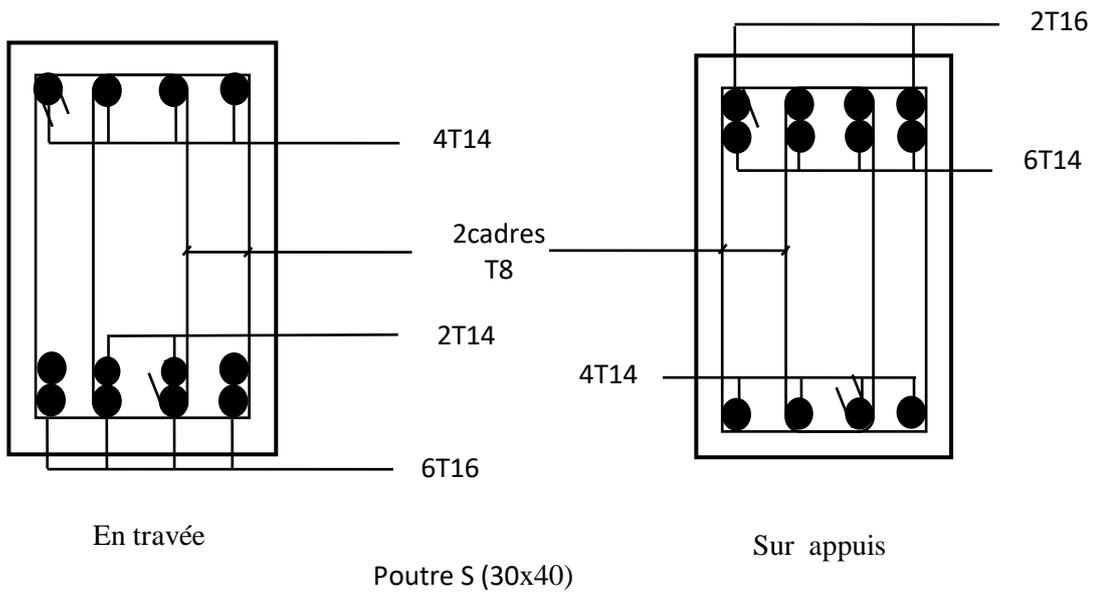


Poutre S (30x45)

Des Poutres De RDC et 1^{er} étage Avec Voiles

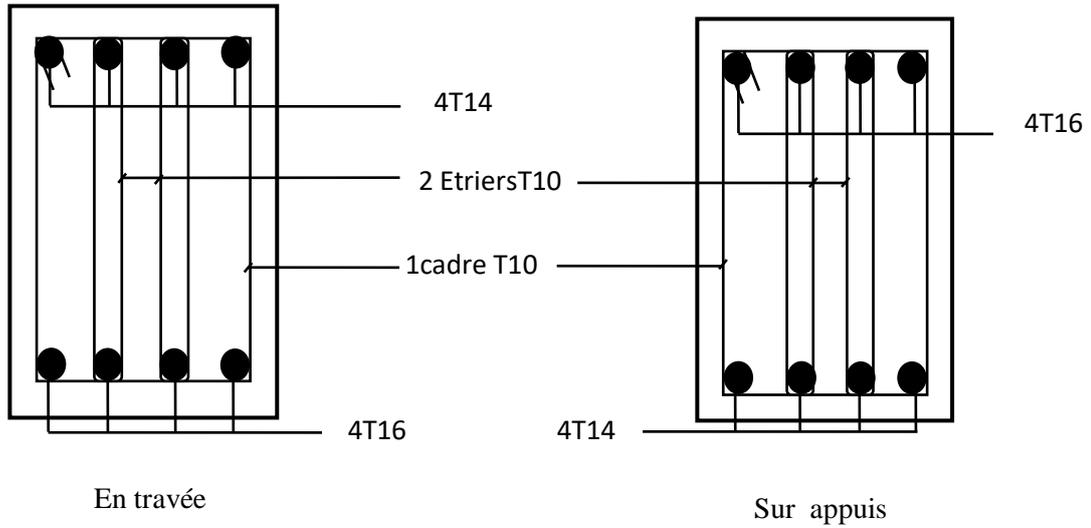


Poutres P (30 x45)

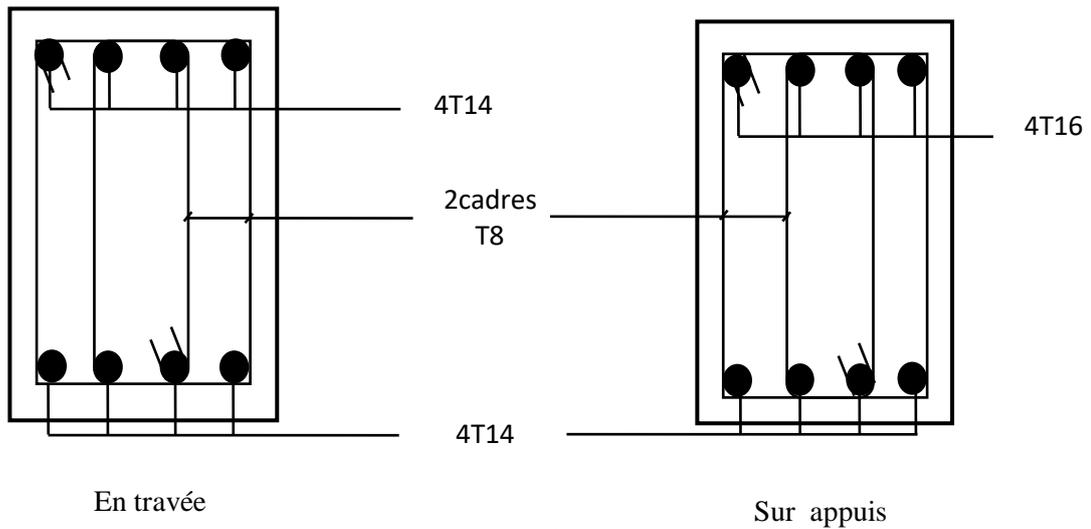


Poutre S (30x40)

Des Poutres 2eme Etage ... 9eme Etage Avec Voiles



Poutres P (30 x45)



Poutre S (30x40)

Des Poutres De Terrasse Avec Voiles

Fig. IV.3 Schéma de ferrailage des poutres sans voiles

IV.4. Ferrailages Des Voiles

IV.4.1. Généralités

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;
- En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

IV.4.2. Introduction au ferrailage des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La fig. IV.4 montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête

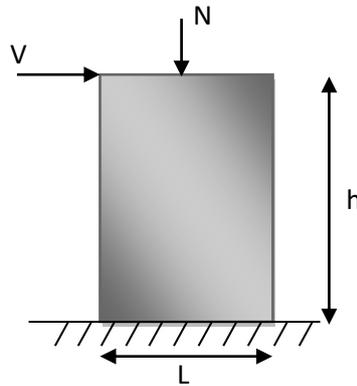


Fig. IV.4 modèle général d'un voile

Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v).
- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H .
- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).
- Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

IV.4.3. Justifications Sous Sollicitations Normales

➤ **Conditions d'application**

- La longueur **d** du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur **a** du mur :
 - $a \geq 10\text{cm}$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12\text{cm}$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15\text{cm}$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élanement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité **r** : $r \geq 3a$

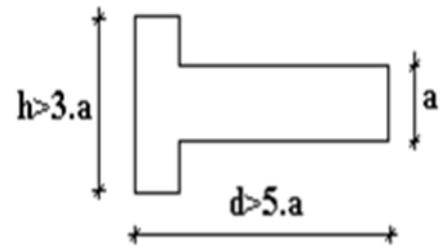


Fig. IV.5 Définition de l'élément mur

➤ **Longueur de flambement** (murs non raidi latéralement)

Soit :

- l : la hauteur libre du mur;
- l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

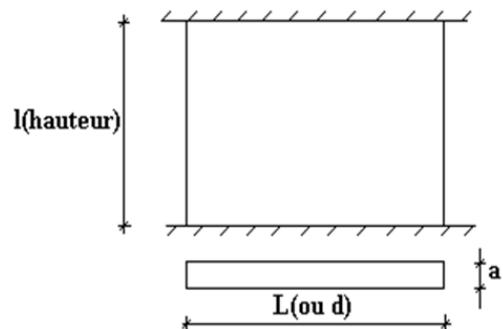


Fig. IV.6 cotation de mur

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher.

Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ (Annexe A)

L'élanement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation : $\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$

➤ **Effort de compression en ELU**

La contrainte limite vaut $\sigma_{u\lim} = \frac{N_{u\lim}}{a d}$ que nous appelions σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé. (Annexe A)

a. Les niveaux de vérification

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage :
- Niveau **II-II** sous le plancher haut :

$$\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\lim}}{\alpha}$$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

➤ **Aciers minimaux**

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on a pas besoin d'armatures

comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre **a** (Annexe A)

• **Aciers verticaux, aciers horizontaux**

La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.

La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

• **Aciers transversaux** : (perpendiculaire aux parements)

Seuls les aciers verticaux (de diamètre \varnothing_1) pris en compte dans le calcul de $N_{u\lim}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre \varnothing_1)

➤ **Cisaillement**

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$)

IV.4.4. Procédure De Ferrailage Des Trumeaux

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements (**B.A.E.L 91et RPA 99**).

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée.

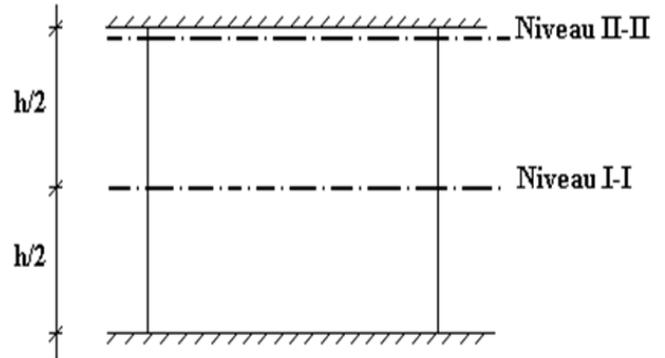


Fig. IV.7 Les niveaux de vérification pour un voile

Une Méthode Simplifiée Basée Sur Les Contraintes, ces derniers peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction. (Annexe A)

IV.4.4.1. Exemple de calcul (voile V₁)

Soit le voile de longueur $L = 1,2\text{m}$; $a = 0,3\text{ m}$ (épaisseur) ; $h_e = 5.95\text{ m}$ (hauteur d'étage).

Le voile est découpé en 2 mailles horizontales de même longueur $L^i = 0,75\text{ m}$

Contraintes limites

Pour une hauteur d'étage de 5.95 d'où la hauteur libre est égale à $h_e = 5.95 - 0,45 = 5.50\text{ m}$ (0,45m : hauteur de la poutre).

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	$5.5 \times 0,85 = 4.675$	$0,8 \times 5.5 = 4.4$
Elancement λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,3} = 53.98$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,3} = 50.81$
Coefficient α		0,394	0,581
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 0.75\text{m}$	M ²	$(a-0,02) = (0,3-0,02)0.75 = 0,21$	$(a-0,02)1 = (0,3-0,02)0.75 = 0,21$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ Avec $d = 0.75\text{m}$	Mpa	$\sigma_{bna} = 0,394 \left[\frac{0,21 \times 25}{0,9 \times 1,15 \times 0,3 \times 0,75} \right]$ $\sigma_{bna} = 8.89.MPa$	$\sigma_{ba} = \frac{0,581}{0.75 \times 0,3} \left(\frac{0,21 \times 25}{0,9 * 1.15} + A_s \frac{500}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 13,4MPa$

Tab. IV.28 Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour V1.

$\sigma_{ba} = 13,4\text{ Mpa}$ correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_{et} ; $B_{et} = (0,3) (0,75)\text{ m}^2$; $A_s = 2.25\text{ cm}^2$

Maile (ou élément de voile)	1	2
Dimensions (m²) ($a * l^i$) = S_j	0,225	0,225
Contrainte moyenne par bande σ_j(Mpa)	2.82	2.68
Force de traction F_t(MN) = $\sigma_j S_j$	0.6435	0,603
Section d'acier (cm²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle $\gamma_s = 1$)	12.87	12,06
Aciers minimaux (cm²)		
1. Selon BAEL: $0,1\% S_{b\text{éton}}$	2.25	2.25
2. Selon RPA99: $0,2\% S_{b\text{éton}}$	4.5	4.5

Acier total (sur deux faces en cm²) S_i: espacement (Cm)	2 x 6T12 = 13.56 $\frac{75}{5} = 15$	2 x 6T12 =13,56 $\frac{75}{5} = 15$
S ≤ (1.5 a,30cm) S ≤ 30 cm	Vérifiée	Vérifiée

Tab. IV.29 Calcul des armatures verticales de V1

- **Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture)**

S₁₂ = τ_u = 0.92 Mpa (contrainte tangentielle lu directement au milieu de maille 1)

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4V_u^{cal} \quad ; \quad \bar{V} = S_{12}.a.Li$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{0,92 (300)(750)}{500} 1,4 = 637.56.mm^2$$

$$A_{vj} = 6.38.cm^2$$

Cette quantité d'acier sera ajoutée le long des joints de reprise de coulage

Aciers horizontaux

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u . a . S_t}{(0,8 f_e) 0,8} ; \bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12} = 1.28 Mpa ; S_{t \max} = 30cm \Rightarrow A_{h1} = 3.62.cm^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v \quad ; \quad A_v = (\text{section d'acier vertical de la Maille la plus armé})$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (12.87) = 8.58.cm^2$$

$$A_{h \min} = (0,15\%) . a . l = \frac{0,15}{100} (30)(75) = 3,375.cm^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max} (A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 8.58cm^2$$

$$\text{Soit : } 2x6T10 = 9.42 \text{ cm}^2 \text{ Avec : } S_t = \frac{750}{5} = 15cm$$

On prend : S_t = 150 mm < S_{tmin} = 300 mm vérifiée

Note :

Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge 0,8G±E

IV.4.4.2. Ferrailage Vertical Et Horizontal Des Voiles

Voile Vx1 et Vx2

➤ **Aciers verticaux de traction**

$e = (30,20) \text{ cm} ; l_m = 0,75 \text{ m} ; L_{\text{voile}} = 1.2 \text{ m}$

Hauteur	e	Maille	S_i	σ_j	F_t	A_s	Le choix	$A_{\text{vadopté}}$
(m)	(cm)		(m ²)	(Mpa)	(MN)	(cm ²)		(cm ²)
RDC-1^{er}	30	1	0.225	1.52	0,342	6.84	2 x 4T12	9.04
		2	0.225	7.1	1.586	31.95	2 x 8T16	32.15
2^{ème} -3^{ème}	25	1	0.1875	0.38	0,072	1.425	2 x 5T10	7.85
		2	0.1875	2.48	0,465	9.3	2 x 6T10	9,42
4^{ème} -5^{ème}	25	1	0.1875	0.087	0.0163	0.326	2 x 6T10	9.42
		2	0.1875	2,36	0,4425	8.85	2 x 6T10	9.42
6^{ème} -7^{ème}	20	1	0.15	0.057	0.0085	0.171	2 x 5T10	7.85
		2	0.15	2.24	0.366	6.72	2 x 5T10	7.85
8^{ème}	20	1	0.15	0.17	0.0255	0.51	2 x 5T8	5.02
		2	0.15	1.52	0.228	4.56	2 x 5T8	5.02
9^{ème}	20	1	0.15	0.18	0.027	0.54	2 x 4T8	4.02
		2	0.15	1.15	0.1725	3.45	2 x 4T8	4.02

Tab. IV.30 Calcul des aciers verticaux des voiles (Vx1, Vx2).

➤ **Aciers horizontaux**

Voile	Niveaux	τ_u	A_{h1}	A_{h2}	A_h^{min}	A_h	choix	$A_{h \text{ adopté}}$	S_t
		(Mpa)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)		(cm ²)	(cm)
Vx1 et Vx2	RDC -1^{er}	2.82	11.1	21.3	3.38	21.3	2 x 7T14	21.54	10
	2^{ème} -3^{ème}	2.42	7.94	6.27	2.82	7.94	2 x 6T10	9.42	15
	4^{ème} -5^{ème}	2.35	7.72	5.9	2.82	7.72	2 x 5T10	7.85	20
	6^{ème} -7^{ème}	1.88	4.9	4.48	2.25	4.9	2 x 5T10	7.85	20
	8^{ém}	1.35	3.54	3.04	2.25	3.54	2 x 5T10	7.85	20
	9^{ém}	0.85	2.23	2.3	2.25	2.3	2 x 5T10	7.85	20

Tab. IV.31 Calcul des aciers horizontaux des voiles (Vx1, Vx2).

Voile Vx3 et Vx4

➤ **Aciers verticaux de traction**

$e = (30,20) \text{ cm} ; l_m = 0,75 \text{ m} ; L_{\text{voile}} = 1.2 \text{ m}$

Hauteur (m)	e (cm)	Maille	S_i	σ_j	F_t	A_s	Le choix	$A_{\text{vadopté}}$
			(m ²)	(Mpa)	(MN)	(cm ²)		(cm ²)
RDC-1 ^{er}	30	1	0.225	1.22	0,2745	5.49	2 x 5T10	7.85
		2	0.225	8.9	2.0025	40.05	2 x 10T16	40.19
2 ^{ème} -3 ^{ème}	25	1	0.1875	-1.02	/	/	2 x 5T8	5.02
		2	0.1875	0.73	0.135	2.7	2 x 5T8	5.02
4 ^{ème} -5 ^{ème}	25	1	0.1875	-0.68	/	/	2 x 5T8	5.02
		2	0.1875	0.71	0,133	2.67	2 x 5T8	5.02
6 ^{ème} -7 ^{ème}	20	1	0.15	-0.32	/	/	2 x 4T8	4.02
		2	0.15	1.2	0.18	3.6	2 x 4T8	4.02
8 ^{ème}	20	1	0.15	0.12	0.018	0.36	2 x 4T8	4.02
		2	0.15	1.2	0.18	3.6	2 x 4T8	4.02
9 ^{ème}	20	1	0.15	0.4	0.06	1.2	2 x 4T8	4.02
		2	0.15	1.2	0.18	3.6	2 x 4T8	4.02

Tab. IV.32 Calcul des aciers verticaux des voiles (Vx3, Vx4)

• **Aciers horizontaux**

Voile	Niveaux	τ_u	A_{h1}	A_{h2}	A_h^{min}	A_h	choix	$A_{h \text{ adopté}}$	S_t
		(Mpa)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)		(cm ²)	(cm)
Vx3 et Vx4	RDC -1 ^{er}	3.85	15.16	26.68	3.38	26.68	2 x 9T14	27.69	10
	2 ^{ème} -3 ^{ème}	1.85	6.07	1.8	2.82	6.07	2 x 5T10	7,85	20
	4 ^{ème} -5 ^{ème}	2.02	6.63	1.78	2.82	6.63	2 x 5T10	7,85	20
	6 ^{ème} -7 ^{ème}	1.92	5.04	2.4	2,25	5.04	2 x 5T10	7,85	20
	8 ^{ém}	1.42	3.73	2.4	2.25	3.73	2 x 5T10	7.85	20
	9 ^{ém}	1.2	3.15	2.4	2.25	3.15	2 x 5T10	7.85	20

Tab. IV.33 Calcul des aciers horizontaux des voiles (Vx3, Vx4).

Voile Vx5

➤ **Aciers verticaux de traction**

$e = (30,20) \text{ cm} ; l_m = 0,75 \text{ m} ; L_{\text{voile}} = 2\text{m}$

Hauteur (m)	e (cm)	Maille	S_i	σ_j	F_t	A_s	Le choix	$A_{\text{vadopté}}$
			(m ²)	(Mpa)	(MN)	(cm ²)		(cm ²)
RDC-1 ^{er}	30	1	0.225	3.62	0,8145	16.29	2 x 6T14	18.46
		2	0.225	0.96	0.216	4.32	2 x 5T10	7.85
		3	0.225	11.4	2.565	51.3	2 x 13T16	52.25
2 ^{ème} -3 ^{ème}	25	1	0.1875	1.05	0.197	3.94	2 x 5T8	5.02
		2	0.1875	-0.1	/	/	2 x 5T8	5.02
		3	0.1875	2.23	0.418	8.36	2x6T10	9.42

4 ^{ème} -5 ^{ème}	25	1	0.1875	0.56	0.105	2.1	2 x 5T8	5.02
		2	0.1875	0.41	0.769	1.54	2 x 5T8	5.02
		3	0.1875	1.81	0,339	6.87	2 x 5T10	7.85
6 ^{ème} -7 ^{ème}	20	1	0.15	0.76	0.114	2.28	2 x 4T8	4.02
		2	0.15	0.82	0.123	2.46	2 x 4T8	4.02
		3	0.15	2.11	0.3165	6.33	2 x 5T10	7.85
8 ^{ème}	20	1	0.15	0.51	0.0765	1.53	2 x 4T8	4.02
		2	0.15	0.72	0.108	2.16	2 x 4T8	4.02
		3	0.15	1.37	0.206	4.11	2 x 5T8	5.02
9 ^{ème}	20	1	0.15	0.41	0.062	1.23	2 x 4T8	4.02
		2	0.15	0.64	0.096	1.92	2 x 4T8	4.02
		3	0.15	0.16	0.024	0.48	2 x 4T8	4.02

Tab. IV.34 Calcul des aciers verticaux des voiles (Vx5)

• **Aciers horizontaux**

Voile	Niveaux	τ_u	A_{h1}	A_{h2}	A_h^{\min}	A_h	choix	A_h adopté	S_t
		(Mpa)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)		(cm ²)	(cm)
Vx5	RDC -1 ^{er}	4.6	18.11	34.2	3.38	34.2	2 x 9T16	36.17	10
	2 ^{ème} -3 ^{ème}	1.95	6.4	5.57	2.82	6.4	2 x 5T10	7,85	20
	4 ^{ème} -5 ^{ème}	2.05	6.73	4.58	2.82	6.73	2 x 5T10	7.85	20
	6 ^{ème} -7 ^{ème}	2.05	5.38	4.22	2.25	5.38	2 x 5T10	7.85	20
	8 ^{ém}	1.45	3.81	2.74	2.25	3.81	2 x 5T10	7.85	20
	9 ^{ém}	1.3	3.42	1.28	2.25	3.42	2 x 5T10	7.85	20

Tab. IV.35 Calcul des aciers horizontaux des voiles (Vx5)

Voile Vy1

➤ **Aciers verticaux de traction**

$e = (30,25) \text{ cm} ; l_m = 0,75 \text{ m} ; L_{\text{voile}} = 1.2 \text{ m}$

Hauteur (m)	e (cm)	Maille	S_i	σ_j	F_t	A_s	Le choix	$A_{\text{vadopté}}$
			(m ²)	(Mpa)	(MN)	(cm ²)		(cm ²)
RDC-1 ^{er}	30	1	0.225	3.14	0,707	14.13	2 x 5T14	15.39
		2	0.225	3.2	0.720	14.4	2 x 5T14	15.39
2 ^{ème} -3 ^{ème}	25	1	0.1875	1.5	0,281	5.63	2 x 6T8	6.03
		2	0.1875	1.12	0,210	4.2	2 x 5T8	5.02
4 ^{ème} -5 ^{ème}	25	1	0.1875	1.08	0.2025	4.05	2 x 5T8	5.02
		2	0.1875	1.54	0,289	5.78	2 x 6T8	6.03

Tab. IV.36 Calcul des aciers verticaux des voiles (Vy1)

• **Aciers horizontaux**

Voile	Niveaux	τ_u	A_{h1}	A_{h2}	A_h^{min}	A_h	choix	A_h adopté	S_t
		(Mpa)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)		(cm ²)	(cm)
Vy1	RDC -1 ^{er}	0.98	3.86	9,6	3.38	9,43	2 x 7T10	10.99	10
	2 ^{ème} -3 ^{ème}	0.38	1.25	3,75	2.82	4,62	2 x 5T10	7.85	20
	4 ^{ème} -5 ^{ème}	0.35	1.15	3,85	2.82	4,62	2 x 5T10	7,85	20

Tab. IV.37 Calcul des aciers horizontaux des voiles (Vy1)

Voile Vy2

➤ **Aciers verticaux de traction**

$e = (30,20) \text{ cm} ; l_m = 0,75 \text{ m} ; L_{voile} = 1.6\text{m}$

Hauteur	e	Maille	S_i	σ_j	F_t	A_s	Le choix	A_{v} adopté
(m)	(cm)		(m ²)	(Mpa)	(MN)	(cm ²)		(cm ²)
RDC-1 ^{er}	30	1	0.225	1.16	0,261	5.22	2 x 6T8	6.03
		2	0.225	1.71	0.385	7.7	2 x 5T10	7.85
		3	0.225	0.75	0.169	3.38	2 x 6T8	6.03
2 ^{ème} -3 ^{ème}	25	1	0.1875	0.05	0.009	0.19	2 x 4T8	4.02
		2	0.1875	-1.06	/	/	2 x 4T8	4.02
		3	0.1875	-0.8	/	/	2 x 4T8	4.02
4 ^{ème} -5 ^{ème}	25	1	0.1875	0.48	0.09	1.8	2 x 4T8	4.02
		2	0.1875	-0.6	/	/	2 x 4T8	4.02
		3	0.1875	-0.15	/	/	2x 4T8	4.02
6 ^{ème} -7 ^{ème}	20	1	0.15	0.88	0.132	2.64	2 x 4T8	4.02
		2	0.15	0.06	0.009	0.18	2 x 4T8	4.02
		3	0.15	1.75	0.263	5.25	2 x 6T8	6.03
8 ^{ème}	20	1	0.15	1.21	0.182	3.63	2 x 4T8	4.02
		2	0.15	0.35	0.053	1.05	2 x 4T8	4.02
		3	0.15	1.84	0.276	5.52	2 x 6T8	6.03
9 ^{ème}	20	1	0.15	2.36	0.354	7.08	2 x 5T10	7.85
		2	0.15	1.05	0.158	3.15	2 x 4T8	4.02
		3	0.15	2.15	0.323	6.45	2 x 5T10	7.85

Tab. IV.38 Calcul des aciers verticaux des voiles (Vy2)

• **Aciers horizontaux**

Voile	Niveaux	τ_u	A_{h1}	A_{h2}	A_h^{\min}	A_h	choix	A_h adopté	S_t
		(Mpa)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)		(cm ²)	(cm)
Vy2	RDC -1 ^{er}	1.68	6.62	5.14	3.38	6.62	2 x 5T10	7,85	20
	2 ^{ème} -3 ^{ème}	0.28	0.92	0.13	2.82	2.82	2 x 5T10	7,85	20
	4 ^{ème} -5 ^{ème}	0.37	1,22	1.2	2.82	2.82	2 x 5T10	7,85	20
	6 ^{ème} -7 ^{ème}	0.56	1.47	3.5	2.25	3.5	2 x 5T10	7,85	20
	8 ^{ém}	0.45	1.82	3.68	2.25	3.68	2 x 5T10	7,85	20
	9 ^{ém}	0.53	1.4	4.62	2.25	4.62	2 x 5T10	7,85	20

Tab. IV.39 Calcul des aciers horizontaux des voiles (Vy2)

Voile Vy3

➤ **Aciers verticaux de traction**

$e = (30,20) \text{ cm} ; l_m = 0,75 \text{ m} ; L_{\text{voile}} = 1.2 \text{ m}$

Hauteur (m)	e (cm)	Maille	S_i	σ_j	F_t	A_s	Le choix	$A_{\text{adopté}}$
			(m ²)	(Mpa)	(MN)	(cm ²)		(cm ²)
RDC-1 ^{er}	30	1	0.225	1.46	0,329	6.57	2 x 5T10	7.85
		2	0.225	1.2	0.270	5.4	2 x 6T8	6.03
2 ^{ème} -3 ^{ème}	25	1	0.1875	-0.21	/	/	2 x 4T8	4.02
		2	0.1875	-0.54	/	/	2 x 4T8	4.02
4 ^{ème} -5 ^{ème}	25	1	0.1875	-0.42	/	/	2 x 4T8	4.02
		2	0.1875	-0.58	/	/	2 x 4T8	4.02
6 ^{ème} -7 ^{ème}	20	1	0.15	0.1	0.015	0.3	2 x 4T8	4.02
		2	0.15	-0.3	/	/	2 x 4T8	4.02
8 ^{ème}	20	1	0.15	0.24	0.036	0.72	2 x 4T8	4.02
		2	0.15	0.16	0.024	0.48	2 x 4T8	4.02
9 ^{ème}	20	1	0.15	1.02	0.153	3.06	2 x 4T8	4.02
		2	0.15	1.15	0.1725	3.45	2 x 4T8	4.02

Tab. IV.40 Calcul des aciers verticaux des voiles (Vy3)

• **Aciers horizontaux**

Voile	Niveaux	τ_u	A_{h1}	A_{h2}	A_h^{\min}	A_h	choix	A_h adopté	S_t
		(Mpa)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)		(cm ²)	(cm)
Vy3	RDC -1 ^{er}	1.47	5.78	4.38	3.38	5.78	2 x 5T10	7,85	20
	2 ^{ème} -3 ^{ème}	0.27	0.89	0	2.82	2.82	2 x 5T10	7,85	20
	4 ^{ème} -5 ^{ème}	0.28	0.92	0	2.82	2.82	2 x 5T10	7,85	20
	6 ^{ème} -7 ^{ème}	0.32	0.92	0.2	2.25	2.25	2 x 5T10	7,85	20
	8 ^{ém}	0.45	1.18	0.48	2.25	2.25	2 x 5T10	7,85	20
	9 ^{ém}	0.3	0.79	2.3	2.25	2.25	2 x 5T10	7,85	20

Tab. IV.41 Calcul des aciers horizontaux des voiles (Vy3)

Voile Vy4

➤ **Aciers verticaux de traction**

$e = (30,20) \text{ cm} ; l_m = 0,75 \text{ m} ; L_{\text{voile}} = 1.2 \text{ m}$

Hauteur (m)	e (cm)	Maille	S_i	σ_j	F_t	A_s	Le choix	$A_{\text{vadopté}}$
			(m ²)	(Mpa)	(MN)	(cm ²)		(cm ²)
RDC-1 ^{er}	30	1	0.225	4.55	1.024	20.48	2 x 7T14	21.54
		2	0.225	5.85	1.316	26.33	2 x 7T16	28.13
2 ^{ème} -3 ^{ème}	25	1	0.1875	2.12	0.398	7.95	2 x 6T10	9.42
		2	0.1875	1.52	0.285	5.7	2 x 6T8	6.03
4 ^{ème} -5 ^{ème}	25	1	0.1875	0.82	0.154	3.075	2 x 4T8	4.02
		2	0.1875	0.25	0.047	0.938	2 x 4T8	4.02
6 ^{ème} -7 ^{ème}	20	1	0.15	1.1	0.165	3.3	2 x 4T8	4.02
		2	0.15	0.04	0.009	0.12	2 x 4T8	4.02
8 ^{ème}	20	1	0.15	0.72	0.108	2.16	2 x 4T8	4.02
		2	0.15	0.35	0.053	1.05	2 x 4T8	4.02
9 ^{ème}	20	1	0.15	1.35	0.203	4.05	2 x 5T8	5.02
		2	0.15	2.45	0.368	7.35	2 x 5T10	7.85

Tab. IV.42 Calcul des aciers verticaux des voiles (Vy4)

• **Aciers horizontaux**

Voile	Niveaux	τ_u	A_{h1}	A_{h2}	A_h^{min}	A_h	choix	$A_h^{\text{adopté}}$	S_t
		(Mpa)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)		(cm ²)	(cm)
Vy4	RDC -1 ^{er}	2.85	11.22	17.55	3.38	17.55	2 x 8T12	18.09	10
	2 ^{ème} -3 ^{ème}	0.25	0.82	5.3	2.82	5.3	2 x 5T10	7,85	20
	4 ^{ème} -5 ^{ème}	0.2	0.65	2.05	2.82	2.82	2 x 5T10	7,85	20
	6 ^{ème} -7 ^{ème}	0.25	0.66	2.2	2.25	2.25	2 x 5T10	7,85	20
	8 ^{ém}	0.32	0.84	1.44	2.25	2.25	2 x 5T10	7,85	20
	9 ^{ém}	0.81	2.13	4.9	2.25	2.25	2 x 5T10	7,85	20

Tab. IV.43 Calcul des aciers horizontaux des voiles (Vy4)

Voile Vy5

➤ **Aciers verticaux de traction**

$e = (30,20) \text{ cm} ; l_m = 0,75 \text{ m} ; L_{\text{voile}} = 1.6 \text{ m}$

Hauteur (m)	e (cm)	Maille	S_i	σ_j	F_t	A_s	Le choix	$A_{\text{vadopté}}$
			(m ²)	(Mpa)	(MN)	(cm ²)		(cm ²)
RDC-1 ^{er}	30	1	0.225	0.85	0,192	3.825	2 x 4T8	4.02
		2	0.225	1.81	0.407	8.145	2 x 6T10	9.42
		3	0.225	2.11	0.474	8.495	2 x 6T10	9.42
2 ^{ème} -3 ^{ème}	25	1	0.1875	-0.34	/	/	2 x 4T8	4.02
		2	0.1875	-0.48	/	/	2 x 4T8	4.02
		3	0.1875	0.26	0.049	0.98	2 x 4T8	4.02
4 ^{ème} -5 ^{ème}	25	1	0.1875	0.5	0.094	1.875	2 x 4T8	4.02
		2	0.1875	-0.45	/	/	2 x 4T8	4.02
		3	0.1875	0.34	0.064	1.275	2x 4T8	4.02
6 ^{ème} -7 ^{ème}	20	1	0.15	0.95	0.143	2.85	2 x 4T8	4.02
		2	0.15	0.3	0.045	0.9	2 x 4T8	4.02
		3	0.15	2.1	0.315	6.3	2 x 5T10	7.85
8 ^{ème}	20	1	0.15	1.25	0.188	3.75	2 x 4T8	4.02
		2	0.15	0.31	0.047	0.93	2 x 4T8	4.02
		3	0.15	1.45	0.218	4.43	2 x 6T8	6.03
9 ^{ème}	20	1	0.15	0.4	0.06	1.2	2 x 4T8	4.02
		2	0.15	-0.28	/	/	2 x 4T8	4.02
		3	0.15	0.52	0.218	4.35	2 x 6T8	6.03

Tab. IV.44 Calcul des aciers verticaux des voiles (Vy5)

• **Aciers horizontaux**

Voile	Niveaux	τ_u	A_{h1}	A_{h2}	A_h^{min}	A_h	choix	$A_h^{\text{adopté}}$	S_t
		(Mpa)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)		(cm ²)	(cm)
Vy5	RDC -1 ^{er}	3.95	15.55	5.66	3.38	15.55	2 x 7T12	15.83	10
	2 ^{ème} -3 ^{ème}	1.1	3.6	0.65	2.82	3.6	2 x 5T10	7,85	20
	4 ^{ème} -5 ^{ème}	1.2	3.94	1.25	2.82	3.94	2 x 5T10	7,85	20
	6 ^{ème} -7 ^{ème}	1.12	2.94	4.2	2.25	2.94	2 x 5T10	7,85	20
	8 ^{ém}	0.75	1.97	2.95	2.25	2.95	2 x 5T10	7,85	20
	9 ^{ém}	0.62	1.63	2.9	2.25	2.9	2 x 5T10	7,85	20

Tab. IV.45 Calcul des aciers horizontaux des voiles (Vy5)

Voile Vy6

$e = (30,20) \text{ cm} ; l_m = 0,75 \text{ m} ; L_{\text{voile}} = 1.2 \text{ m}$

Hauteur (m)	e (cm)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (Mpa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	Le choix	$A_{\text{vadopté}}$ (cm ²)
RDC-1 ^{er}	30	1	0.225	2.56	0,576	11.52	2 x 6T12	13.56
		2	0.225	4.42	0,995	19.89	2 x 5T16	20.10
2 ^{ème} -3 ^{ème}	25	1	0.1875	1.7	0,319	6.4	2 x 5T10	7.85
		2	0.1875	1.81	0,340	6.8	2 x 5T10	7.85
4 ^{ème} -5 ^{ème}	25	1	0.1875	0.91	0,171	3.41	2 x 4T8	4.02
		2	0.1875	1.45	0,272	5.44	2 x 6T8	6.03

Tab. IV.46 Calcul des aciers verticaux des voiles (Vy6)

• **Aciers horizontaux**

Voile	Niveaux	τ_u	A_{h1}	A_{h2}	A_h^{min}	A_h	choix	$A_h^{\text{adopté}}$	S_t
		(Mpa)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)		(cm ²)	(cm)
Vy6	RDC -1 ^{er}	2.2	8.66	13.26	3.38	13.26	2 x 6T12	13.56	15
	2 ^{ème} -3 ^{ème}	0.96	3.15	4.53	2.82	4.53	2 x 5T10	7,85	20
	4 ^{ème} -5 ^{ème}	0.98	3.22	3.63	2.82	3.63	2 x 5T10	7,85	20

Tab. IV.47 Calcul des aciers horizontaux des voiles (Vy6)

Voile Vy7 et Vy8

➤ **Aciers verticaux de traction**

$e = (30,20) \text{ cm} ; l_m = 0,75 \text{ m} ; L_{\text{voile}} = 1.2 \text{ m}$

Hauteur (m)	e (cm)	Maille	S_i	σ_j	F_t	A_s	Le choix	$A_{\text{vadopté}}$
			(m ²)	(Mpa)	(MN)	(cm ²)		(cm ²)
RDC-1 ^{er}	30	1	0.225	10.62	2.390	47.8	2 x 12T16	48.23
		2	0.225	3.38	0.761	15.21	2 x 5T14	15.39
		3	0.225	12.4	2.790	55.8	2 x 14T16	56.27
2 ^{ème} -3 ^{ème}	25	1	0.1875	4.72	0.885	17.7	2 x 6T14	18.46
		2	0.1875	2.66	0.499	9.98	2 x 5T12	11.30
		3	0.1875	2.72	0.510	10.2	2 x 5T12	11.30
4 ^{ème} -5 ^{ème}	25	1	0.1875	7.17	1.345	26.89	2 x 7T16	28.13
		2	0.1875	2.2	0.413	8.25	2 x 6T10	9.42
		3	0.1875	1.63	0.306	6.12	2 x 5T10	7.85
6 ^{ème} -7 ^{ème}	20	1	0.15	6.45	0.968	19.35	2 x 5T16	20.10
		2	0.15	2.35	0.353	7.05	2 x 5T10	7.85
		3	0.15	1.93	0.29	5.79	2 x 5T10	7.85
8 ^{ème}	20	1	0.15	3.92	0.588	11.76	2 x 6T12	13.56
		2	0.15	1.58	0.237	4.74	2 x 6T8	6.03
		3	0.15	1.25	0.188	3.75	2 x 4T8	4.02
9 ^{ème}	20	1	0.15	3.3	0.495	9.9	2 x 5T12	11.30
		2	0.15	1.12	0.168	3.36	2 x 4T8	4.02
		3	0.15	0.72	0.108	2.16	2 x 4T8	4.02

Tab. IV.48 Calcul des aciers verticaux des voiles (Vy7 et Vy8)

• **Aciers horizontaux**

Voile	Niveaux	τ_u	A_{h1}	A_{h2}	A_h^{min}	A_h	choix	$A_{h \text{ adopté}}$	S_t
		(Mpa)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)		(cm ²)	(cm)
Vy7 et Vy8	RDC -1 ^{er}	5.2	20.48	37.2	3.38	37.2	2 x 10T16	40.19	10
	2 ^{ème} -3 ^{ème}	1.14	3.74	11.8	2.82	11.8	2 x 4T14	12.31	20
	4 ^{ème} -5 ^{ème}	1.32	4.33	17.93	2.82	17.93	2 x 8T12	18.09	10
	6 ^{ème} -7 ^{ème}	1.12	2.94	12.9	2.25	12.9	2 x 6T12	13.56	15
	8 ^{ém}	0.97	2.55	7.84	2.25	7.84	2 x 5T10	7,85	20
	9 ^{ém}	0.92	2.42	6.6	2.25	6.6	2 x 5T10	7,85	20

Tab. IV.49 Calcul des aciers horizontaux des voiles (Vy7 et Vy8)

IV.4.4.3. Armature de joint de bétonnage (acier de couture)

$S_{12}=\tau_u$ désigne la contrainte moyenne tangentielle (c.à.d. valeur au milieu de la maille)

Voile	étages	Maille	τ_u	A_{vj}^{cal}	Le choix	$A_{adopté}$	
			(Mpa)	(cm ²)		(cm ²)	
Vx1 et Vx2 Li=0,75m	RDC	1	1.4	9.7	2x5T12	11.3	
		2	2.82	19.54	2x5T16	20.10	
	1 ^{er}	1	1.2	6.93	2x5T10	7.85	
		2	2.42	13.98	2x5T14	15.39	
	2 ^{ème}	1	0.98	5.66	2x6T8	6.03	
		2	2.35	13.57	2x5T14	15.39	
	3 ^{ème}	1	1.03	4.76	2x6T8	6.03	
		2	1.88	8.67	2x6T10	9.42	
	4 ^{ème}	1	0.78	3.6	2x4T8	4.02	
		2	1.35	6.24	2x5T10	7.85	
	5 ^{ème}	1	0.55	2.54	2x4T8	4.02	
		2	0.85	3.93	2x4T8	4.02	
	Vx3 et Vx4 Li=0,75m	RDC	1	0.74	5.12	2x6T8	6.03
			2	3.85	26.68	2x9T14	27.69
		1 ^{er}	1	0.32	1.85	2x4T8	4.02
			2	1.85	10.89	2x5T12	11.3
		2 ^{ème}	1	0.25	1.45	2x4T8	4.02
			2	2.02	11.66	2x6T12	13.56
3 ^{ème}		1	0.44	2.03	2x4T8	4.02	
		2	1.92	8.87	2x5T12	11.3	
4 ^{ème}		1	0.38	1.76	2x4T8	4.02	
		2	1.42	6.56	2x5T10	7.85	
5 ^{ème}		1	0.55	2.54	2x4T8	4.02	
		2	1.2	5.54	2x6T8	6.03	
Vx5 Li=0,75m		RDC	1	3.1	21.48	2x7T14	21.54
			2	2.03	14.1	2x5T14	15.39
			3	4.6	31.9	2x8T16	32.15
		1 ^{er}	1	1.25	7.22	2x5T10	7.85
			2	1.2	6.93	2x5T10	7.85
			3	1.95	11.26	2x5T12	11.3
	2 ^{ème}	1	1.02	5.9	2x6T8	6.03	
		2	0.88	5.1	2x6T8	6.03	
		3	2.05	11.84	2x6T12	13.56	
	3 ^{ème}	1	0.9	4.16	2x5T8	5.02	
		2	0.78	3.6	2x4T8	4.02	
		3	2.05	9.47	2x5T12	11.3	
	4 ^{ème}	1	0.68	3.15	2x4T8	4.02	
		2	0.75	3.46	2x4T8	4.02	
		3	1.45	6.7	2x5T10	7.85	
	5 ^{ème}	1	0.62	2.86	2x4T8	4.02	
		2	0.69	3.19	2x4T8	4.02	

CHAPITRE IV : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANT

		3	1.3	6.1	2x5T10	7.85	
Vy1 Li=0,75m	RDC	1	0.48	3.33	2x4T8	4.02	
		2	0.98	6.8	2x5T10	7.85	
	2^{ème}	1	0.38	2.2	2x4T8	4.02	
		2	0.31	1.8	2x4T8	4.02	
	3^{ème}	1	0.35	2.02	2x4T8	4.02	
4^{ème}	2	0.28	1.62	2x4T8	4.02		
Vy2 Li=0,75m	RDC	1	-0.22	/	2x4T8	4.02	
		2	0.6	4.16	2x5T8	5.02	
		3	1.68	11.64	2x6T12	13.56	
	1^{ér}	1	0.26	1.50	2x4T8	4.02	
		2	0.28	1.62	2x4T8	4.02	
		3	0.22	1.27	2x4T8	4.02	
	2^{ème}	1	0.36	2.08	2x4T8	4.02	
		2	0.37	2.14	2x4T8	4.02	
		3	0.23	1.33	2x4T8	4.02	
	3^{ème}	1	.054	2.5	2x4T8	4.02	
		2	0.56	2.59	2x4T8	4.02	
		3	0.36	1.66	2x4T8	4.02	
	4^{ème}	1	0.45	2.1	2x4T8	4.02	
		2	0.45	2.1	2x4T8	4.02	
		3	0.28	1.3	2x4T8	4.02	
	5^{ème}	1	0.51	2.36	2x4T8	4.02	
		2	0.53	2.45	2x4T8	4.02	
		3	0.32	1.48	2x4T8	4.02	
	Vy3 Li=0,75m	RDC	1	1.47	10.19	2x5T12	11.3
			2	0.83	5.75	2x6T8	6.03
		1^{ér}	1	0.27	1.56	2x4T8	4.02
2			0.25	1.44	2x4T8	4.02	
2^{ème}		1	0.27	1.56	2x4T8	4.02	
		2	0.28	1.62	2x4T8	4.02	
3^{ème}		1	0.32	1.48	2x4T8	4.02	
		2	0.29	1.34	2x4T8	4.02	
4^{ème}		1	0.4	1.85	2x4T8	4.02	
		2	0.45	2.1	2x4T8	4.02	
5^{ème}		1	0.24	1.11	2x4T8	4.02	
		2	0.3	1.39	2x4T8	4.02	
Vy4 Li=0,75m		RDC	1	2.85	19.75	2x5T16	20.10
			2	2.38	16.5	2x8T12	18.09
		1^{ér}	1	0.21	1.22	2x4T8	4.02
	2		0.25	1.44	2x4T8	4.02	
	2^{ème}	1	0.17	0.98	2x4T8	4.02	
		2	0.2	1.16	2x4T8	4.02	
	3^{ème}	1	.022	1.02	2x4T8	4.02	
		2	0.25	1.16	2x4T8	4.02	
4^{ème}	1	0.18	0.83	2x4T8	4.02		
	2	0.32	1.48	2x4T8	4.02		

CHAPITRE IV : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANT

	9^{ém}	1	0.45	2.08	2x4T8	4.02	
		2	0.81	3.75	2x4T8	4.02	
		3	0.81	3.75	2x4T8	4.02	
Vy5 Li=0,75m	RDC 1^{ér}	1	0.3	2.08	2x4T8	4.02	
		2	2.1	14.55	2x5T14	15.39	
		3	3.95	27.38	2x9T14	27.69	
	2^{ème} 3^{émé}	1	0.53	3.06	2x4T8	4.02	
		2	0.85	4.81	2x5T8	5.02	
		3	1.1	6.35	2x5T10	7.85	
	4^{ème} 5^{émé}	1	0.42	2.43	2x4T8	4.02	
		2	0.79	4.56	2x5T8	5.02	
		3	1.2	6.93	2x5T10	7.85	
	6^{ème} 7^{ém}	1	0.58	2.68	2x4T8	4.02	
		2	0.86	3.98	2x4T8	4.02	
		3	1.12	5.17	2x6T8	6.03	
	8^{ém}	1	0.6	2.77	2x4T8	4.02	
		2	0.75	3.47	2x4T8	4.02	
		3	0.72	3.32	2x4T8	4.02	
	9^{ém}	1	0.5	2.31	2x4T8	4.02	
		2	0.6	2.77	2x4T8	4.02	
		3	0.62	2.86	2x4T8	4.02	
	Vy6 Li=0,75m	RDC 1^{ér}	1	1.2	8.32	2x6T10	9.42
			2	2.2	15.24	2x5T14	15.39
		2^{ème} 3^{émé}	1	0.9	5.19	2x6T8	6.03
			2	0.96	5.54	2x6T8	6.03
		4^{ème} 5^{émé}	1	0.72	4.16	2x5T8	5.02
			2	0.98	5.66	2x6T8	6.03
	Vy7 et Vy8 Li=0,75m	RDC 1^{ér}	1	4.84	33.54	2x11T14	33.85
			2	4.38	30.35	2x10T14	30.77
			3	5.2	36.04	2x9T16	36.17
2^{ème} 3^{émé}		1	1.14	6.58	2x5T10	7.85	
		2	0.55	3.18	2x4T8	4.02	
		3	0.32	1.85	2x4T8	4.02	
4^{ème} 5^{émé}		1	1.32	7.62	2x5T10	7.85	
		2	0.47	2.72	2x4T8	4.02	
		3	0.2	1.15	2x4T8	4.02	
6^{ème} 7^{ém}		1	1.12	5.18	2x6T8	6.03	
		2	0.39	1.8	2x4T8	4.02	
		3	0.25	1.16	2x4T8	4.02	
8^{ém}		1	0.97	4.48	2x5T8	5.02	
		2	0.37	1.71	2x4T8	4.02	
		3	0.22	1.016	2x4T8	4.02	
9^{ém}		1	0.92	4.25	2x5T8	5.02	
		2	0.35	1.62	2x4T8	4.02	
		3	0.2	0.925	2x4T8	4.02	

Tab. IV.50 Calcul des armateurs de coutures

IV.4.5. Exemple De Schéma De Ferrailage De Voile

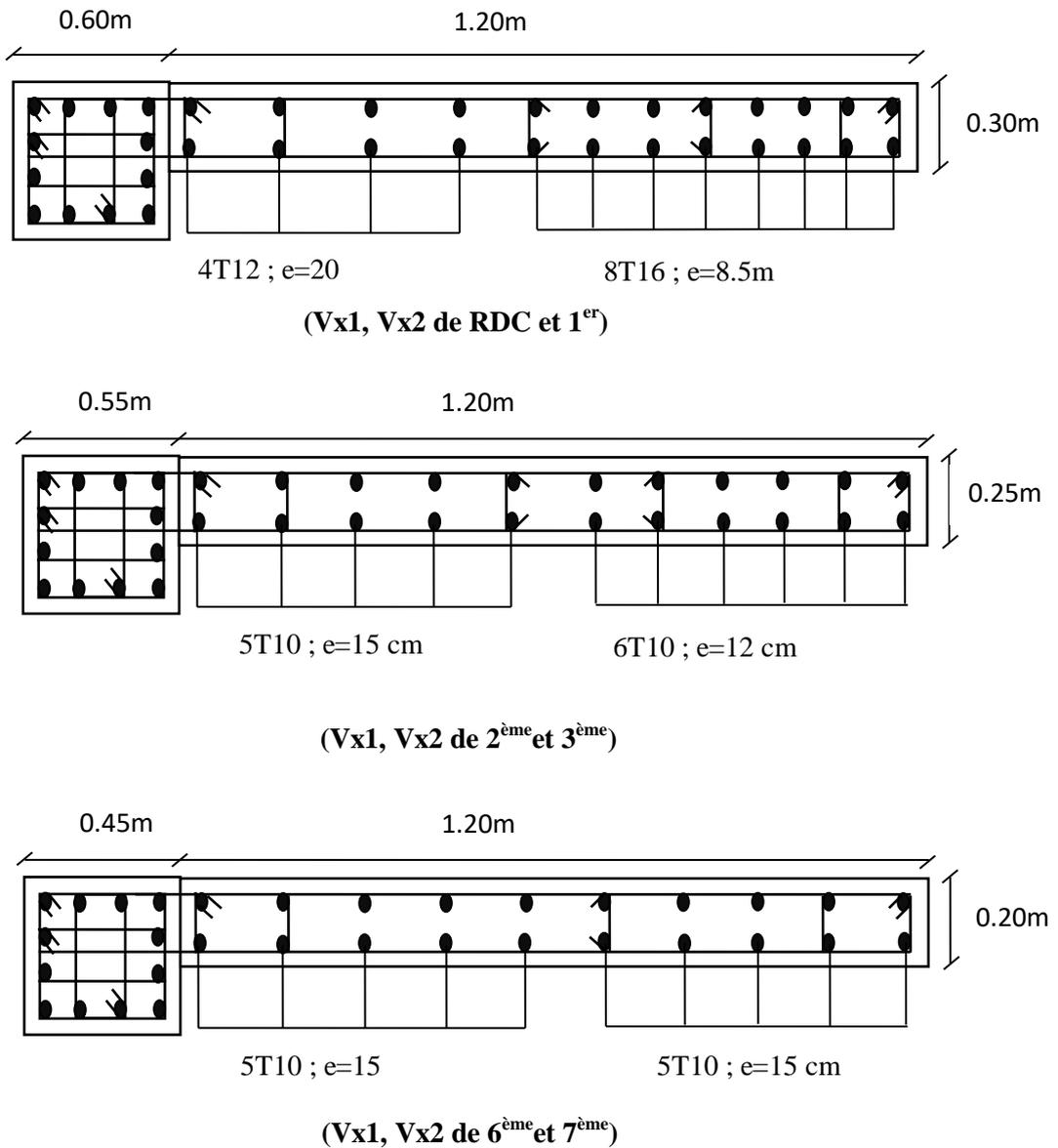


Fig. IV.8 Schématisation de Ferrailages Vx1, Vx2

V.4.6. Ferrailage Des Linteaux

Sous l'effet d'un chargement horizontal et vertical, le linteau sera sollicité par un moment M et un effort tranchant V . Les linteaux pourront donc être calculés en flexion simple.

La méthode de ferrailage décrite ci-dessus est proposée dans le (RPA V 2003).

Les contraintes de cisaillement (dans les linteaux (et les trumeaux)) dans le béton sont :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad \text{Avec} \quad \bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$$

Ou bien : $\tau_b = 1,4 \tau_u^{cal}$ ($\tau_u^{cal} = S_{12}$ du fichier résultats du **Sap 2000**)

Exemple de calcul :

Soit le linteau suivant :

$h = 1.2 \text{ m} ; l = 3.8 \text{ m} ; b = 0,3 \text{ m}$

Les calculs :

- $\tau_b = 1.9 \text{ MPa}$
- $0,06 f_{c28} = \tau'_b = 1,5 \text{ MPa}$

$\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow$ On est dans le cas N°2

Dans ce cas il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et en zone courante suivant les minimums réglementaires suivants :

➤ $A_l = A'_l \geq 0,0015(0,3)(1,2)10^4 = 5.4 \text{ cm}^2$

Soit: $A_l = A'_l = 4T14 = 6.15 \text{ cm}^2$

➤ $A_c \geq (0,002) (0,3)(1,2)10^4 = 7.2 \text{ cm}^2$

Soit : $A_c = 4T16 = 8.04 \text{ cm}^2$ (répartie en deux nappes) (soit 2 barres /nappe)

➤ $0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_b > 0,025 f_{c28}$ donc :

$A_t \geq 0,0025 b S = (0,0025)(0,3)(0,3)10^4 = 2.25 \text{ cm}^2$ car $S_t^{max} \leq \frac{h}{4} = 0,3 \text{ m}$

soit : $A_t = 6T08 = 3.01 \text{ cm}^2$

$S_t = \frac{120}{4} = 30 \text{ cm}$ $S_t = 30 \text{ cm} < S_t^{max}$

➤ $A_D = \frac{(\tau_u b h)}{2 f_e \sin \alpha}$

Avec : $\text{tg } \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = \frac{120 - 2(3)}{380} = 0.3 \Rightarrow \alpha = 16.7^\circ$

$A_D = \frac{(1.9)(300)(1200)}{(2)(500) \sin (16.7)} = 23.8 \text{ cm}^2$

Soit: $A_D = 2 \times 8T14 = 24.62 \text{ cm}^2$

- $A_D \geq 0,0015 b h = 5.4 \text{ cm}^2$ c'est vérifié
- Longueur d'ancrage : $L_a \geq \frac{h}{4} + 50\phi = \frac{120}{4} + 50(1.4) = 100$

$\Rightarrow L_a = 100 \text{ cm}$

Le calcul des armatures est donné par le tableau suivant :

Linteaux	Niveau	Hauteur	τu	A_t	Choix	A_t	Choix	A_c	Choix	A_D	Choix			
		(m)	Mpa	cm ²	A_t adopte	cm ²	A_t adopte	cm ²	A_c adopte	cm ²	A_D adopte			
L1 et L2 L=3.8m	RDC	1.2	1.9	5.4	4T14	2.25	6T8	7.2	4T16	23.8	2x8T14			
	1 ^{er}				6.15		3.01		8.04		24.62			
	2 ^{ème}	1	2	3.75	4T12	1.56	4T8	5	4T14	20.81	2x7T14			
	3 ^{émé}				4.52		2.01		6.15		21.54			
	4 ^{ème}				1.95		3.75		4T12		1.56	4T8	5	4T14
	5 ^{émé}	4.52	2.01	6.15		21.54								
	6 ^{ème}	0.8	1.77	2.4	2T14	1	4T8	3.2	4T12	14.82	2x5T14			
	7 ^{ém}				3.08		2.01		4.52		15.39			
	8 ^{ém}				2T14		1		4T8		3.2	4T12	12.81	2x6T12
					3.08				2.01			4.52		13.56
	9 ^{ém}				2T14		1		4T8		3.2	4T12	11.80	2x6T12
					3.08				2.01			4.52		13.56
L3 L=4m	RDC	1.2	1.85	5.4	4T14	2.25	6T8	7.2	4T16	24.29	2x8T14			
	1 ^{er}				6.15		3.01		8.04		24.62			
	2 ^{ème}	1	1.4	3.75	4T12	1.56	4T8	5	4T14	15.31	2x5T14			
	3 ^{émé}				4.52		2.01		6.15		15.39			
	4 ^{ème}				1.38		3.75		4T12		1.56	4T8	5	4T14
	5 ^{émé}	4.52	2.01	6.15		15.39								
	6 ^{ème}	0.8	1.72	2.4	2T14	1	4T8	3.2	4T12	15.12	2x5T14			
	7 ^{ém}				3.08		2.01		4.52		15.39			
	8 ^{ém}				2T14		1		4T8		3.2	4T12	12.5	2x6T12
					3.08				2.01			4.52		13.56
	9 ^{ém}				2T14		1		4T8		3.2	4T12	11.96	2x6T12
					3.08				2.01			4.52		13.56

Tab. IV.51 Calcul des armateurs des linteaux

V.5. CONCLUSION

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferraillements des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferraillements obtenus par deux logiciels de calcul (SAP2000 et Socotec) ainsi que le ferraillement minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes.

CHAPITRE V :

Etude De L'infrastructure

V.1. Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2 bars.

V.2. Choix du type de fondations

V.2.1. Semelles isolées

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : $a = b$ donc $A = B \Rightarrow S = A^2$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$; $\sigma_{sol} = 2,00$ bars.

Avec : N = N superstructure

On donne une valeur à A on trouve B

$$B = \frac{A \times b}{a} \Rightarrow S = \frac{A^2 \times b}{a} \Rightarrow A = \sqrt{S}$$

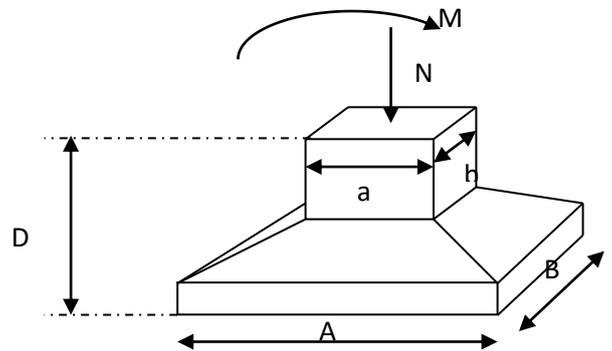


Fig. V.1 Dimensions de la semelle isolée.

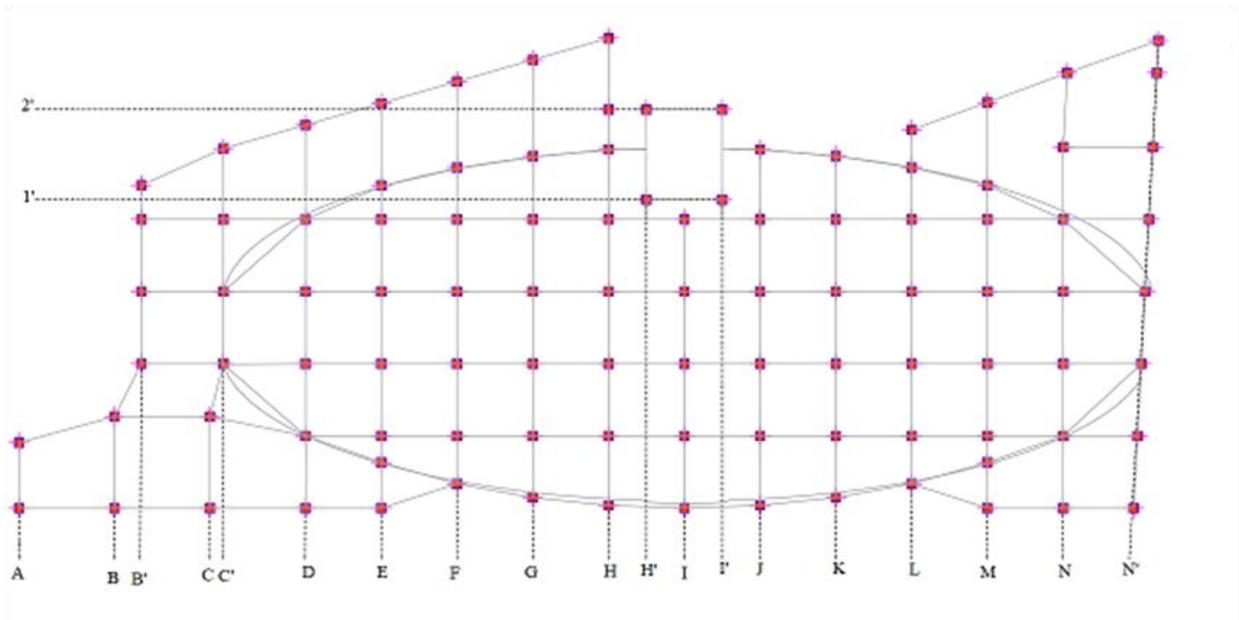


Fig. V. 2 Disposition des axes

L'effort normal total revenant au poteau du sous-sol le plus sollicité: $N_{ser}=2733.26kN$

$$S \geq \frac{2733.26}{200} \Rightarrow S = 13.66 \text{ m}^2 \Rightarrow A = \sqrt{13.66} = 2.75 \Rightarrow B = 3.7 \text{ m}$$

Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles)

Il faut vérifier que $L_{min} \geq 1,5xB$

Tel que L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux ;

On a $1,5xB = 5.55m > L_{min} = 4.35 \text{ m} \dots\dots\dots$ **non vérifiée**

➤ **Constatations**

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

V.2.2. Semelles Filantes

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

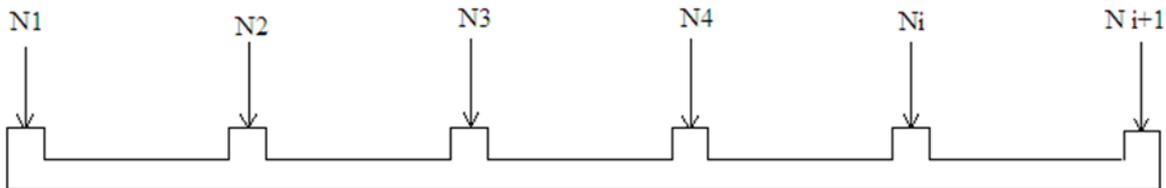


Fig. V.3 Semelle filante

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

$$N = \sum N_i \text{ de chaque fil de poteaux ; } S = B \times L \text{ ; } B: \text{ Largeur de la semelle. } \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

L: Longueur du fil considéré.

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

Files	N	S	L	B	B choisi	B final
	(KN)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
A	1121,368	5,60684	4,35	1,288929	1,3	2
B	1483,083	7,415415	6,1	1,215642	1,25	
B'	1537,44	7,6872	11,9	0,645983	0,7	
C	1521,937	7,609685	6,1	1,247489	1,25	
C'	2436,26	12,1813	14,3	0,851839	0,9	
D	6578,377	32,89189	25,5	1,289878	1,3	
E	9852,144	49,26072	26,9	1,831254	1,9	
F	11322,69	56,61344	26,75	2,11639	2,15	

G	12805,17	64,02587	29,1	2,200202	2,25	2,5
H	12456,26	62,2813	31,05	2,005839	2,1	
H'	3647,303	18,23652	6	3,039419	3,05	Semelle filante croisé
I	10966,45	54,83226	19,2	2,855847	2,9	2.9
I'	4202,733	21,01367	6	3,502278	3,1	Semelle filante croisé
J	11623,73	58,11867	23,65	2,457449	2,5	2,5
K	12412,4	62,06201	22,7	2,734009	2,8	2,9
L	11540,58	57,70292	23,55	2,45023	2,5	2,5
M	10345,39	51,72695	27	1,915813	1,95	2
N	7817,151	39,08576	28,95	1,350112	1,4	
N'	5199,404	25,99702	31,1	0,835917	0,9	
Somme		694,3494				

Tab. V.1 Sections des semelles filantes.

➤ **Vérification :**

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

S semelles = 694.35m²

S bâtiment = 1750.24 m² (calculer par AUTOCAD)

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{694.35}{1750.24} = 39.67\% < 50\%$$

Donc on opte pour des semelles filante dans le sens Y-Y et des semelles croisée pour les poteaux de cage d'escalier et cage d'ascenseur.

Cas $b_1 = b_2$

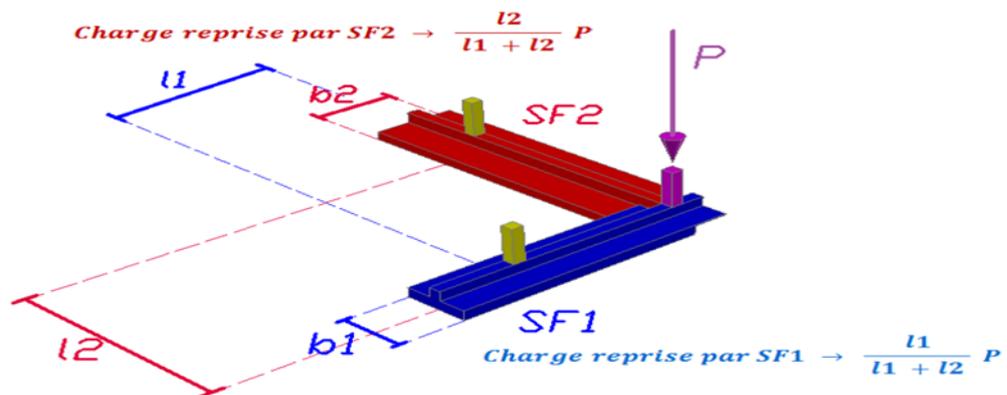


Fig. V.4 Pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau d'angle

Poteaux	Poteaux d'angle				
	% sens x-x	% sens y-y	Pk (kN)	Nx (kN)	Ny (kN)
H'1	0.46	0.55	2290.982	1053.85	1260.04
H'2	0.46	0.55	1356.321	623.9	745.98
I'1	0.46	0.55	2081.759	957.61	1144.97
I'2	0.46	0.55	2121.014	975.67	1166.56

Tab .V.2 La répartition pour les poteaux d'angles

➤ Les charges qui reviennent pour chaque fille

Fille	P	σ	L	B calcul	B chois 2	S _f
	(kN)	(KN/m ²)	(m)	(m)	(m)	(m ²)
SF 1'	2011.46	200	5	2.012	2.1	10.06
SF 2'	1599.57	200	5	1.6	1.6	8

Tab .V.3 Section des semelles filante sens x-x

Fille	P	σ	L	B calcul	B chois 2	S _f
	(kN)	(KN/m ²)	(m)	(m)	(m)	(m ²)
SF 1'	2006.02	200	6	1.67	1.7	10.03
SF 2'	2311.53	200	6	1.93	2	11.56

Tab .V.4 Section des semelles filante sens Y-Y

V.2.2.1. Pré dimensionnement de la semelle filante

a. Dalle

• Condition de l'épaisseur minimale

La hauteur de la semelle doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25 \text{ cm}$)

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

$$h_t = \left(\frac{B - b}{4} \right) + 5 \text{ cm}$$

$$h_t = \left(\frac{200 - 60}{4} \right) + 5 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

B (m)	h _t (cm)
2	40
2,1	45
2,5	55
2,9	65

Tab .V.5 Les dimensions de la dalle des semelles filantes

b. Nervure

Pour étudier la raideur d'une nervure nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique ; La nervure

est rigide : $L_{max} \leq \left(\frac{\pi}{2} \times l_e \right) + a$

$$\left(\frac{\pi}{2} \times l_e \right) + a \geq (\text{entre axe poteaux}) \text{ c\`ad } \frac{\pi}{2} \times l_e \geq \text{longueur trav\`ee}$$

Avec :

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- K = 0,5 (kg / cm³) → pour un très mauvais sol.
- K = 4 (kg / cm³) → pour un sol de densité moyenne.
- K = 12(kg / cm³) → pour un très bon sol.

Pour notre cas on prend K = 4 [kg / cm³]

E: Module de Young ; I: Inertie de la section transversale du radier

b_n : largeur de la nervure ; b_{sf} : largeur utile ; a : largeur de poteau

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times B_{sf}}}$$

$$b_n = 60 \text{ cm} ; b_{sf} = 2 \text{ m} ; E = 11000 \times 25^{1/3} = 32164.195 \text{ Mpa} ; K = 40 \text{ MN/m}^3$$

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times b_{sf} \times l^4}{E \times b_n \times \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 0,04 \times 2000 \times 5700^4}{32164.195 \times 600 \times \pi^4}} = 1.29 \text{ m}$$

Sens	Filles	b _{sf}	h _t	b _n	h _n choix
		(m)	(cm)	(cm)	(m)
Y-Y	A-B-B'-C-C'-D-E-H'-I'-M-N-N'	2	40	60	1,3
	F-G-H-J-L	2.5	55	60	1,4
	I-K	2.9	65	60	1,5
X-X	1' -2'	2.1	45	60	1,35

Tab .V.6 Les dimensions des nervures

V.3. Vérifications Nécessaires

V.3.1.Vérification de la stabilité au renversement

a. La 1^{ère} méthode

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5\right)$

Avec :

M_s: Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

M_R: Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M₀: Moment à la base de la structure.

V₀: L'effort tranchant à la base de la structure.

h: Profondeur de l'ouvrage de la structure.

Sens x-x

$M_0=798.19 \text{ KN.m}$; $V_0= 964.84 \text{ kN}$; $h=3,74 \text{ m}$

Donc: $M_R=4406.60\text{KN.m}$

$N= N_{G1}+ N_{G2}$

N_{G1} : Poids propre de la structure ; N_{G2} : Poids propre de la semelle.

Donc: $N=2619.92\text{KN}$

$M_s=N.x_G=96282.39\text{KN.m}$

$$\frac{M_s}{M_R} = 21.8 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Sens y-y

$M_0= 148.7 \text{ KN.m}$; $V_0=427.867\text{kN}$; $h=3,74 \text{ m}$

Donc: $M_R=1748.92 \text{ KN.m}$; $M_s=N.y_G=43923.15 \text{ KN.m}$

$$\frac{M_s}{M_R} = 25.11 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

vb. la 2^{ème} méthode

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$ **RPA99** (article 10.1.5)

- Suivant X-X: $e = \frac{4406.61}{2619.92} = 1.68\text{m} < \frac{73.1}{4} = 36.75\text{m}$ vérifiée
- Suivant Y-Y: $e = \frac{1748.82}{2824.56} = 0.61\text{m} < \frac{31.1}{4} = 7.8\text{m}$

• **Conclusion**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5; donc notre structure est stable dans les deux sens

V.3.2.Vérification des contraintes dans le sol sous semelle filante

A ELS

Fille	P	L	B	S _r	σ	σ	Observation
	(kN)	(m)	(m)	(m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	
A	1121,368	4,35	2	8.7	128,8929	200	Ok
B	1483,083	6,1	2	12.2	121,5642	200	Ok
B'	1537,44	11,9	2	23.8	64,59832	200	Ok
C	1521,937	6,1	2	12.2	124,7489	200	Ok
C'	2436,26	14,3	2	28.6	85,18392	200	Ok
D	6578,377	25,5	2	50.1	131,3049	200	Ok
E	9852,144	26,9	2	53.8	183,1254	200	Ok
F	11322,69	26,75	2.5	66.875	169,3113	200	Ok
G	12805,17	29,1	2.5	72.75	176,0161	200	Ok
H	12456,26	31,05	2.5	77.625	160,4671	200	Ok
H' _{y-y}	2006,02	6	2	12	167,1683	200	Ok
I	10966,45	19,2	2.9	55.68	196,9549	200	Ok

I' _{y-y}	2311,53	6	2	12	192,6275	200	Ok
J	11623,73	23,65	2.5	59.125	196,5959	200	Ok
K	12412,4	22,7	2.9	65.83	188,5523	200	Ok
L	11540,58	23,55	2.5	58.875	196,0183	200	Ok
M	10345,39	27	2	54	191,5813	200	Ok
N	7817,151	28,95	2	57.9	135,0112	200	Ok
N'	5199,404	31,1	2	62.2	83,5917	200	Ok
1 _{x-x}	2011,46	5	2.1	10.5	191,5676	200	Ok
2 _{x-x}	1599,57	5	2.1	10.5	152,34	200	Ok

Tab. V.7 Vérification des contraintes

V.3.3. Vérification au poinçonnement

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen de la semelle.

N_u : La charge revenant au poteau ou au voile le plus chargé à l'ELU (373.3148 tons).

h : Epaisseur totale de la nervure.

$$\mu_c = (2a + 2h) \times 2 = (2 \times 0.60 + 2 \times 1.4) \times 2 = 8 \text{ m}$$

$$N_u = 373.3148 \leq \frac{0,045 \times 8 \times 140 \times 25}{1,5} = 840 \text{ T}$$

Sens	file	H	Uc	Nu	$\frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$	observation
		(m)	(m)	(T)		
y-y	A-B-B'- C-C'-D- E-H'-I'- M-N-N'	1.3	7.6	266.52	741	Ok
y-y	F-G-H-J- L	1.4	8	373.31	840	Ok
y-y	I-K	1.5	8.4	370.32	945	Ok
x-x	1' -2'	1.35	7.8	266.51	789.75	Ok

Tab. V.8 Vérification au poinçonnement

V.4.Ferrailage Des Semelles Filantes

a. Ferrailage de la dalle

Le ferrailage se calcule par la méthode des bielles à l'ELU pour 1 m linéaire, nous avons :

P_u : L'effort normal reparti à l'ELU

Exemple de calcul :

$$A_s = \frac{P_u(B - b)}{8 \times d \times \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{797.927 \times 1000 \times (2.9 - 0.60)}{8 \times 0.6 \times \frac{500}{1.15}} = 8.80 \text{ cm}^2$$

$$A_r = \frac{A_s \times B}{4} = \frac{8.80 \times 290}{4} = 6.38 \text{ cm}^2$$

$$CNF: \quad 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 290 \times 60 \times \frac{2.1}{500} = 16.81 \text{ cm}^2$$

Sens Y-Y														
File	Nu	L	qu	B	b	H	d	σ	As	CNF	choix	As	Ar	Ar
	(KN)	(m)	(N/ml)	(m)	(m)	(m)	(m)	(Mpa)	(cm ²)	(cm ²)		(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)
SFA	1633,94	4,35	375618	2	0,6	0,4	0,35	434,78	4,31961	6,762	6HA12	6,78	2,16	6HA10
SFB	2139,2	6,1	350688	2	0,6	0,4	0,35	434,78	4,03291	6,762	6HA12	6,78	2,02	6HA10
SFB'	2293,44	11,9	192726	2	0,6	0,4	0,35	434,78	2,21635	6,762	6HA12	6,78	1,11	6HA10
SFC	2193,64	6,1	359613	2	0,6	0,4	0,35	434,78	4,13555	6,762	6HA12	6,78	2,07	6HA10
SFC'	2293,44	14,3	160380	2	0,6	0,4	0,35	434,78	1,84437	6,762	6HA12	6,78	0,922	6HA10
SFD	9316,45	25,5	365351	2	0,6	0,4	0,35	434,78	4,20154	6,762	6HA12	6,78	2,1	6HA10
SFE	13908,9	26,9	517058	2	0,6	0,4	0,35	434,78	5,94617	6,762	6HA12	6,78	2,97	6HA10
SFF	15892,4	26,75	594108	2,5	0,6	0,55	0,5	434,78	6,49063	12,075	8HA14	12,31	4,06	6HA10
SFG	14636	29,1	502955	2,5	0,6	0,55	0,5	434,78	5,49478	12,075	8HA14	12,31	3,43	6HA10
SFH	17504,4	31,05	563749	2,5	0,6	0,55	0,5	434,78	6,15896	12,075	8HA14	12,31	3,85	6HA10
SFH'	2795,58	6	465930	2	0,6	0,4	0,35	434,78	5,35819	6,762	6HA12	6,78	2,68	6HA10
SFI	15320,2	19,2	797927	2,9	0,6	0,65	0,6	434,78	8,79382	16,8084	12HA14	18,46	6,38	6HA12
SFI'	3207,09	6	534514	2	0,6	0,4	0,35	434,78	6,14691	6,762	6HA12	6,78	3,07	6HA10
SFJ	16269,9	23,65	687946	2,5	0,6	0,55	0,5	434,78	7,51581	12,075	8HA14	12,31	4,7	6HA10
SFK	17346,1	22,7	764147	2,9	0,6	0,65	0,6	434,78	8,42153	16,8084	12HA14	18,46	6,1	6HA12
SFL	16194,6	23,55	687669	2,5	0,6	0,55	0,5	434,78	7,51278	12,075	8HA14	12,31	4,7	6HA10
SFM	14596,1	27	540595	2	0,6	0,4	0,35	434,78	6,21685	6,762	6HA12	6,78	3,11	6HA10
SFN	11081,3	28,95	382773	2	0,6	0,4	0,35	434,78	4,40189	6,762	6HA12	6,78	2,2	6HA10
SFN'	7518,92	31,1	241766	2	0,6	0,4	0,35	434,78	2,78031	6,762	6HA12	6,78	1,4	6HA10

Tab. V.9 Ferrailage des dalles des semelles filantes sens Y-Y

Sens X-X														
File	Nu	L	qu	B	b	H	d	σ	As	CNF	choix	As	Ar	Ar
	(KN)	(m)	(N/ml)	(m)	(m)	(m)	(m)	(Mpa)	(cm ²)	(cm ²)		(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)
SF1'	2738,45	5	547690	2,1	0,6	0,45	0,4	434,78	5.9	8.11	8HA12	9.04	3.1	6HA10
SF2'	2172.82	5	434563	2,1	0,6	0,45	0,4	434,78	4.69	8.11	8HA12	9.04	2.46	6HA10

Tab. V.10 Ferrailage des dalles des semelles filantes sens X-X

b. Ferrailage des nervures

Les charges revenant pour chaque fille à L'ELU

$$q_{ELU} = N/L$$

Moment en travée et sur appuis à l'ELU

$$M_0 = qL^2/8$$

- Moments en travées $M_t = 0,85 \times M_0$
- Moments sur appuis $M_a = 0,5 \times M_0$

Condition de non fragilité :

$$A_S^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_S^{min} = 0,23 \times 60 \times (130 - 5) \times \frac{2,1}{500} = 7.245 \text{ cm}^2$$

h_N (m)	B (m)	A_s^{min} (cm ²)
1.3	0.6	7.245
1.35	0.6	7.53
1.4	0.6	7.82
1.5	0.6	8.4

Tab. V.11 Ferrailage des nervures (Condition de non fragilité)

Condition A_S^{min} de RPA99 :

$$A_S^{min} = 0,5\% \times (h \times b)$$

$$A_S^{min} = 0,005 \times 130 \times 60 = 39 \text{ cm}^2$$

$$A_S^{max} = 0,06 \times 130 \times 60 = 468 \text{ cm}^2 \text{ Zone recouvrement.}$$

$$A_S^{max} = 0,04 \times 130 \times 60 = 312 \text{ cm}^2 \text{ Zone courante.}$$

$$\Rightarrow \text{Max} (A_{scal}, A_{S \text{ min RPA}}, A_{SCNF})$$

$$\Rightarrow A_s = 46.76 \text{ cm}^2$$

h_N (m)	b (m)	A_s^{min} RPA (cm ²)	A_s^{max} z.r (cm ²)	A_s^{max} z.c (cm ²)
1.3	0.6	39	468	312
1.35	0.6	40.5	486	324
1.4	0.6	42	504	336
1.5	0.6	45	540	360

Tab. V.12 Ferrailage des nervures (A_S^{min} de RPA99)

Position	h_N	L	Q_u	M_0	M_u	$A_{s\text{ cal}}$	$A_{s\text{ min}}$	$A_{s\text{ max}}$	$A_{s\text{ max}}$	CNF	choix	As adopté
	(m)					cm ²	RPA	RPA	RPA			
			kN/ml	kN m	kN m			Z.C	Z.N			
Travée	1.3	6.1	540.595	2514.44	2137.274	46.76	39	468	312	7.245	16T20	50.24
Appuis					1257.22	26.20	39	468	312	7.245	5T25+5T20	40.23
Travée	1.35	5	547.690	1711.53	1454.8	29.34	40.5	486	324	7.53	7T25+2T20	40.62
Appuis					855.765	16.78	40.5	486	324	7.53	7T25+2T20	40.62
Travée	1.4	6.3	687.946	3413.07	2901.11	60.31	42	504	336	7.82	9T25+6T20	63
Appuis					1706.535	33.4	42	504	336	7.82	10T20+6T16	43.46
Travée	1.5	4.8	797.927	2298.03	1953.33	35.67	45	540	360	8.4	12T20+4T16	45.72
Appuis					1149.02	20.34	45	540	360	8.4	12T20+4T16	45.72

Tab. V.13 Ferrailage des nervures

h_N	Position	choix	As adopté	Q_u	M_0	M_u	σ_b	$\overline{\sigma_{bc}}$	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	Vérification
(m)											
1.3	Travée	16T20	50.24	385.25	1791.9	1523.12	9.18	15	270.1	250	Non vérifie
	Appuis	5T25+5T20	40.23			895.95	5.76		75.2		vérifie
1.35	Travée	7T25+2T20	40.62	402.29	1257.6	1068.96	6.46	15	219.9	250	vérifie
	Appuis	7T25+2T20	40.62			628.8	3.8		49.8		vérifie
1.4	Travée	9T25+6T20	63	491.49	2438.4	2072.64	9.56	15	270.4	250	Non vérifie
	Appuis	10T20+6T16	43.46			1219.2	6.81		90		vérifie
1.5	Travée	9T25+1T20	47.30	571.17	1644.97	1398.22	6.86	15	232.5	250	vérifie
	Appuis	9T25+1T20	47.30			822.49	4.04		53.8		vérifie

Tab. V. 14 Vérification des contraintes de la nervure à l'ELS

Remarque

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée en travée (nervures **1 et 3**), donc on augmente la section des aciers.

h_N	Position	choix	As adopté	Q_u	M_0	M_u	σ_b	$\overline{\sigma_{bc}}$	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	Vérification
(m)											
1.3	Travée	12T25	58.88	385.25	1791.9	1523.12	8.75	15	232.4	250	vérifiée
	Appuis	5T25+5T20	40.23			895.95	5.82		196.5		Vérifiée
1.35	Travée	7T25+2T20	40.62	402.29	1257.6	1068.96	6.5	15	223	250	Vérifiée
	Appuis	7T25+2T20	40.62			628.8	3.83		131.2		Vérifiée
	Travée	12T25+	71.44	491.49	2438.4	2072.64	9.73	15	242.2	250	Vérifiée

1.4		4T20								
	Appuis	10HA20+ 6HA16	43.46			1219.2	7		230.1	vérifiée
1.5	Travée	9T25+ 1T20	47.30	571.17	1644.97	1398.22	6.8	15	225.2	Vérifiée
	Appuis	9T25+ 1T20	47.30			822.49	4		132.5	250

Tab. V. 15 Vérification des contraintes de la nervure à l'ELU

➤ **Ferraillage transversal**

$$T^{ELU} = \frac{q \times l}{2} = \frac{540.595 \times 6.1}{2} = 1648.815 kN$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{T^{ELU}}{0,9 \times d \times \sigma_s} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = \left(\frac{1648.815 \times 10^3}{0,9 \times 1170 \times \left(\frac{500}{1,15}\right)} \right) \times 150 = 5.40 \text{ cm}^2 \rightarrow 8T10 (6.28 \text{ cm}^2)$$

q	L	T	h	D	st	σs	At	choix
(K/ml)	(m)	(Kn)	(m)	(m)	(cm)	(Mpa)		
540,595	6,1	1648,815	1,3	1,17	15	434,7826	5,4021	8HA10
547,69	5	1369,225	1,35	1,215	15	434,7826	4,319914	8HA10
687,946	6,3	2167,03	1,4	1,26	15	434,7826	6,592816	9HA10
797,927	4,8	1915,025	1,5	1,35	15	434,7826	5,437725	8HA10

Tab. V. 16 Ferraillage transversal des nervures

➤ **Armature de peau**

$$A_p = \frac{3 \text{ cm}^2}{m} \times 1.3 = 3.9 \text{ cm}^2$$

H	A _p	Choix
(m)	(cm ²)	
1.3	3.9	4HA12
1.35	4.05	4HA12
1.4	4.2	4HA12
1.5	4.5	4HA12

Tab. V. 17 Armature de peau

V.4.1. Schéma De Ferrailages Des Nervures

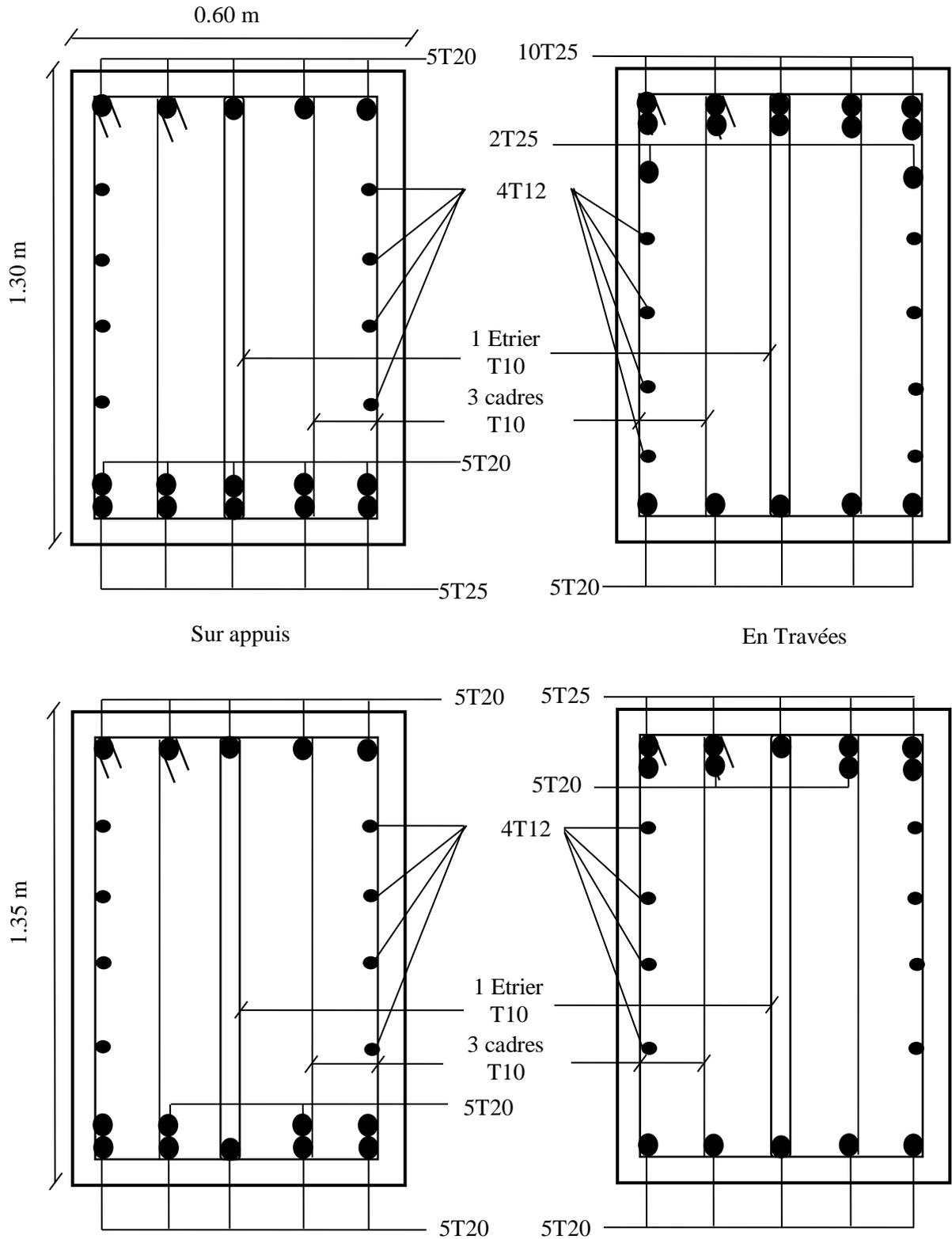


Fig. V. 5 Ferrailage des nervures en travée et sur appuis Y-Y

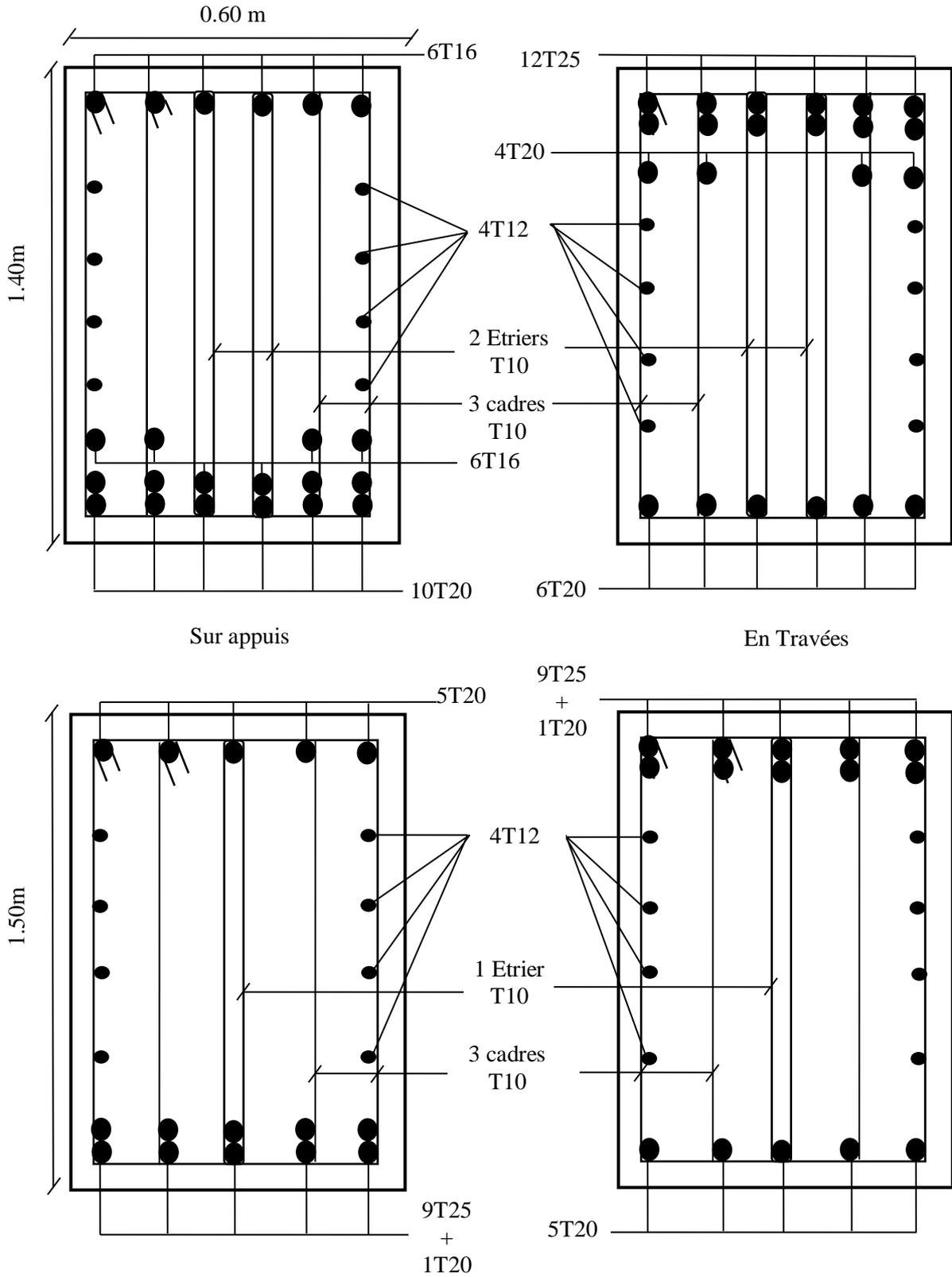


Fig. V. 6 Ferrailage des nervures en travée et sur appuis Y-Y

V.5. Etude Du Voile Périphérique

V.5.1. Pré Dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$

- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- ✓ La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : $B=20\text{ cm}$ (Section du voile).

V.5.2. Évaluation Des Charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$L_x=3,74-0,45=3,29\text{ m}$; $L_y=6,30-0,60=5,70\text{ m}$; $e=20\text{ cm}$.

La résultante PG des poussées unitaires, sur la hauteur « L » de l'écran, s'applique au tiers inférieur du

parement avec l'inclinaison δ et l'intensité : $P_G = K_a \times \gamma \times \frac{L^2}{2}$

H : Hauteur du voile ($H=3,74\text{m}$).

$$\left. \begin{array}{l} \beta=0. \\ \lambda=0. \\ \varphi=25^\circ. \\ \delta=2\varphi/3. \end{array} \right\} K_a \gamma = 0,405$$

$\gamma=19\text{kN/m}^3$; $L=3,29\text{m}$.

On obtient : $P = 41,65\text{ KN / ml}$; $P_u = 56,22\text{ KN / ml}$

➤ Effort dans la dalle

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires. $p = \frac{L_x}{L_y} = 0,57$

Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($v=0$)

Le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = 0,57 < 1,00 \Rightarrow$ la dalle travaille dans

$M_x = \mu_x Q_u L_x^2$; $M_y = \mu_y M_x$ les deux sens.

En travée

$M_{tx}=0,85M_x$; $M_{ty}=0,85M_y$

En appuis

$M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x$

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Lx (m)	Ly (m)	Lx/Ly	μ_x	μ_y	qu (kN/m)	Mx (kN.m)	Mtx (kN.m)	My (kN.m)	Mty (kN.m)	Ma (kN.m)
3.29	5.70	0.57	0.0852	0.266	56.22	51.84	44.06	13.78	11.72	25.92

Tab. V. 18 Calcul des moments à l'ELU

Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($v=0,2$)

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Lx (m)	Ly (m)	Lx/Ly	μ_x	μ_y	qs (kN/m)	Mx (kN.m)	Mtx (kN.m)	My (kN.m)	Mty (kN.m)	Ma (kN.m)
3.29	5.70	0.57	0.0897	0.442	41.65	40.43	34.37	17.87	15.19	20.22

Tab. V. 19 Calcul des moments à l'ELS

V.5.3. Calcul de ferrailage

Le ferrailage se calcule avec le moment maximum en travée et sur appuis.

$f_{c28}=25 \text{ MPa}; f_{t28}=2.1 \text{ MPa}; b_c=14.17 \text{ MPa}; f_e=500 \text{ MPa}; \sigma_s=434.78 \text{ MPa};$

$b = 100 \text{ cm}; h = 20 \text{ cm}; d = 17 \text{ cm}.$

	Sens	M_u	μ	α	Z	A_s^{cal}	A_s^{min}	Choix	A_s^{adp}	Esp (cm)
		(kN.m)			(cm)	(cm ²)	(cm ²)		(cm ²)	
Travée	x-x	34.37	0.083	0.108	16.26	4.86	0.96	6T12	6.78	20
	y-y	15.19	0.037	0.047	16.68	2.09	0.8	6T10	4.71	20
Appuis	x-x	20.22	0.049	0.062	16.57	2.80	0.96	6T10	4.71	20
	y-y						0.8			

Tab. V. 20 Ferrailage voile périphérique

➤ Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité

$h= 20 \text{ cm}; b=100\text{cm}.$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_0 = 0.8 \text{ ‰}; \text{ pour l'acier Tor. } A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1.94 \text{ cm}^2 \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.57 \Rightarrow A_y \geq \rho_0 bh = 1.6 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

1.1. Travée

Sens x-x : $x = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 1.2 \times A_y = 0.96 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ vérifiée.

Sens y-y : $y = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{smin} = A_y = 0.8 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ vérifiée.

1.2. Appuis

Sens x-x : $A_x = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 1.2 \times A_y = 0.96 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ vérifiée.

Sens y-y : $A_y = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{smin} = A_y = 0.8 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ vérifiée.

b. Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{\tau_{u \max}}{b \times d} < \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{Mpa}$$

$$\tau_x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_x + L_y} = \frac{56.22 \times 3.29 \times 5.70}{2 \times 3.29 + 5.70} = 85.85 \text{KN}$$

$$\tau_x = \frac{q_u \times L_x}{3} = 61.65 \text{KN}$$

$$T_{umax} = \max\{T_x ; T_y\} = 85.85 \text{kN}$$

$$\Rightarrow \tau_u \frac{85.85 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.505 \text{KN} = 0.505 \text{Mpa} < 1.25 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes

Il faut vérifier que: $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{Mpa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

	Sens	M _{ser}	A _s	A' _s	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	σ _s	σ̄ _s	Vérification
		(kN m)	(cm ²)	(cm ²)	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	
Travée	x-x	34.37	6.78	6.78	8.37	15	332.4	250	Non vérifiée
	y-y	15.19	4.71	4.71	4.39	15	208.1	250	vérifiée
Appuis	x-x	25.92	4.71	4.71	7.49	15	355.1	250	Non vérifiée
	y-y								

Tab. V. 21 Vérification des Contraintes à l'ELS

Redimensionnement de la section d'armature

	Sens	A _s ^{cal}	Choix	A _s ^{adp}	S _t
		(cm ²)		(cm ²)	(cm)
Travée	x-x	4.86	7T14	10.77	16
	y-y	2.09	7T12	7.91	16
Appui	x-x	2.80	7T12	7.91	16
	y-y				

Tab. V. 22 Redimensionnement des Armatures

	Sens	M _{ser}	A _s	A' _s	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	σ _s	σ̄ _s	Vérification
		(kNm)	(cm ²)	(cm ²)	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	
Travée	x-x	34.37	10.71	10.71	6.71	15	214.8	250	vérifiée
	y-y	15.19	7.91	7.91	3.44	15	126.8	250	vérifiée
Appuis	x-x	25.92	7.91	7.91	5.86	15	216.3	250	vérifiée
	y-y								

Tab. V. 23 Vérification des contraintes du voile périphérique (correction)

V.5.4.Schéma de ferrailage du voile périphérique

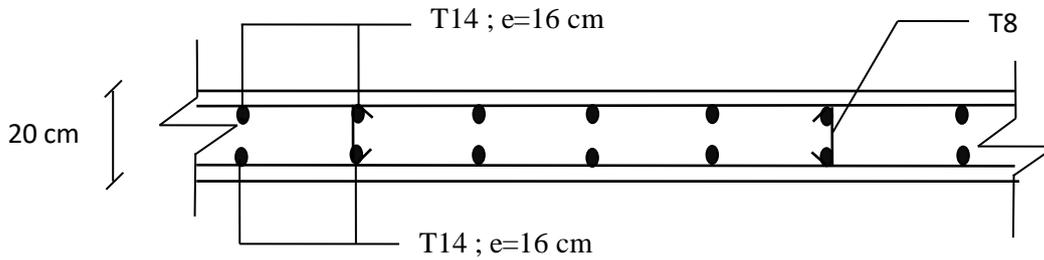


Fig. V. 7 Ferrailage du Voile Périphérique sens x.

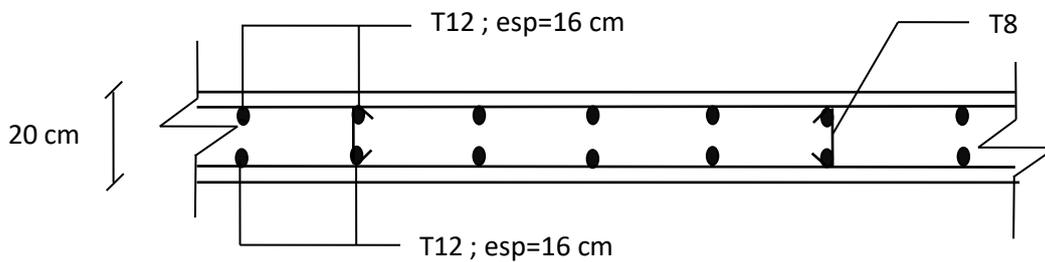


Fig. V. 8 Ferrailage du Voile Périphérique sens y.

V.6.CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage, ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés à la caractéristique du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Nous avons procédé à un calcul avec semelle isolée, ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient, en suite nous sommes passés à un calcul avec semelle filante, le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Un voile Périphérique d'une hauteur de 3.26m est prévu pour supporter l'action de pousser des terres exercées sur le mur, ce dernier sera calculé comme des panneaux de dalles pleines reposant sur quatre appuis.

CHAPITRE VI :

Amortissement, Notions Et Théorie

VI.1. Introduction

La détermination des marges de sécurité des structures de Génie Civil potentiellement sujettes à un risque sismique important nécessite l'amélioration des capacités prédictives des codes de calcul actuellement utilisés. Les phénomènes d'amortissement restent à ce jour l'une des principales sources d'incertitudes, aussi bien au niveau de la structure que des matériaux constitutifs. Pourtant, la résistance de cette dernière à un séisme est fortement conditionnée par sa capacité à stocker et à dissiper l'énergie mécanique introduite par le mouvement du sol.

La notion d'amortissement constitue un sujet très important dans les études des structures soumises à des excitations dynamiques. Mais, elle a besoin d'être maîtrisée pour être incorporée efficacement dans l'analyse des structures.

L'amortissement est un paramètre important dans l'analyse des structures sous chargement dynamique. Un ensemble des valeurs et des coefficients d'amortissement issu d'une base expérimentale est proposé pour mener une analyse structurelle selon le type de matériaux.

VI.2. Rappel De Dynamique Des Structures

Dans un premier temps, un bref rappel des notions de base de la dynamique des structures est présenté, sachant que de nombreux ouvrages existent auxquels vous pourrez vous rapporter [1]. Les notions décrites ne concernent que celles qui serviront à la compréhension du reste du document.

VI.2.1. Equation Du Mouvement

a. vibrations libres

a.1. Sans amortissement

La plupart des structures régulières de génie civil peuvent être modélisées par un modèle dit de brochette. Il est constitué des masses concentrées, où s'appliquent les efforts d'inertie, et des éléments sans masse liant les masses concentrées. Ces éléments représentent la rigidité latérale de la structure. Dans un premier temps, les démonstrations seront faites sur un modèle simple à une seule masse, représentant un seul degré de liberté et sans amortissement (Fig. VI.1 a).

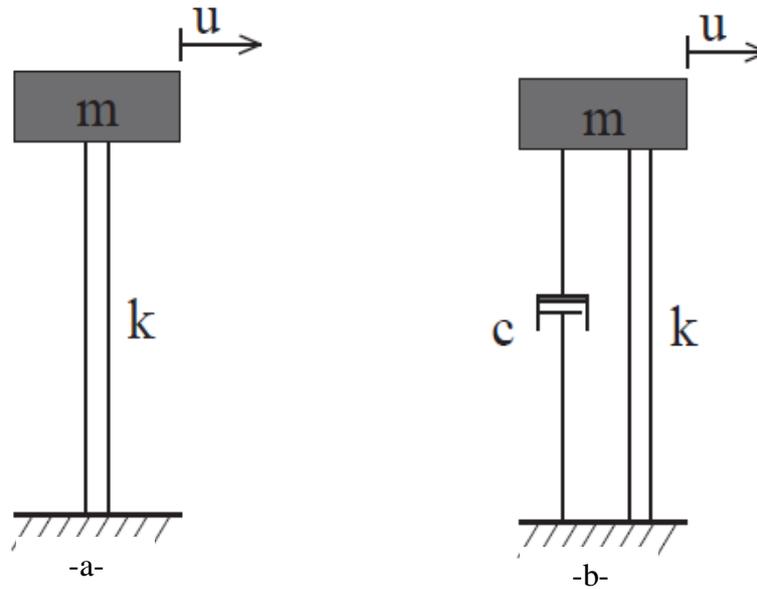


Fig.VI.1 Système de masse M fixé par un élément de raideur k à un seul degré de liberté, son déplacement u est relatif par rapport à base:(a) non-amorti (b) amorti.

L'équation du mouvement de ce système est:

$$FI + FS = 0 \quad (VI.1)$$

FI est la force d'inertie, elle est proportionnelle à la dérivée seconde du déplacement par rapport au temps, soit l'accélération \ddot{u} :

$$FI = m\ddot{u} \quad (VI.2)$$

Où m désigne la masse concentrée et u désigne le déplacement relatif par rapport à la base.

FS est la force de rappel, elle est proportionnelle au déplacement u :

$$FS = Ku \quad (VI.3)$$

Où k désigne la rigidité latérale.

L'équation (VI.1) peut s'écrire:

$$m\ddot{u} + ku = 0 \quad (VI.4)$$

Le terme de droite de l'équation (VI.4) est nul lorsqu'il n'y a pas de sollicitations externes. Quand on déplace la masse d'un déplacement initial u_0 , la masse se met à vibrer autour de sa position d'équilibre initiale.

a.2. Avec amortissement

En pratique, les structures présentent toujours un amortissement non-nul. L'amortissement est souvent modélisé par un amortisseur visqueux (Fig.VI.1.b), ce qui est mathématiquement convenable pour la résolution de l'équation du mouvement. L'équation prend la forme suivante :

$$FI + FD + FS = 0 \tag{VI.5}$$

La force d'amortissement **FD** est proportionnelle à la première dérivée du déplacement par rapport au temps, c'est-à-dire la vitesse du mouvement:

$$FD = c\dot{u} \tag{VI.6}$$

L'équation (VI.5) s'écrit ainsi :

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0 \tag{VI.7}$$

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g \tag{VI.8}$$

VI.2.2. Solution De L'équation Du Mouvement

a. vibrations libres

a.1. Sans amortissement

La solution de l'équation différentielle (VI.4) est de la forme suivante :

$$u = A \cos \omega_0 t + B \sin \omega_0 t \tag{VI.9}$$

Avec ω_0 la pulsation propre, A, B sont des constantes que l'on peut définir à partir des conditions initiales du déplacement u_0 et de la vitesse v_0 :

$$t = 0 \Rightarrow u(t = 0) = u_0 \Rightarrow A = u_0 ; \dot{u}(t = 0) = v_0 \Rightarrow B = \frac{v_0}{\omega_0}$$

Si l'on considère que la vitesse initiale est nulle, ce la annule la constante **B** et le déplacement et ses dérivées s'écrivent comme suit:

$$u = A \cos \omega_0 t ; \dot{u} = -A \omega_0 \sin \omega_0 t ; \ddot{u} = -A \omega_0^2 \cos \omega_0 t$$

En substituant dans l'équation (VI.4), on obtient l'équation suivante :

$$(-\omega_0^2 m + k)A \cos \omega_0 t = 0 \tag{VI.10}$$

Cela implique que pour vérifier l'équation précédente, le premier terme de l'équation (VI.10) s'annule, soit:

$$D'où: \omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}} \tag{VI.11}$$

Cette dernière formule montre que la pulsation propre ω_0 ne dépend ni des conditions initiales ni des sollicitations externes. Elle est propre à la structure et exprimée en **rad/sec**. On peut en déduire la fréquence propre f de la structure, exprimée en **Hz**:

$$f = \frac{\omega_0}{2\pi} = \frac{1}{T} \tag{VI.12}$$

T est la période propre de la structure exprimée en seconde.

a.2. Avec amortissement

L'équation 1.5 après une division par lamasse **m** s'écrit:

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_0\dot{u} + \omega_0^2u = 0 \tag{VI.13}$$

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_0\dot{u} + \omega_0^2u = -\dot{u}_g \tag{VI.14}$$

Où $\omega_0 = \sqrt{k/m}$ et ξ présente le coefficient d'amortissement, soit:

$$\xi = \frac{c}{2m\omega_0} = \frac{c}{c_{cr}} \tag{VI.15}$$

La quantité $2m\omega_0$ est appelé l'amortissement critique c_{cr} . Elle dépend de la raideur et de la masse de la structure, soit :

$$c_{cr} = 2m\omega_0 = 2\sqrt{km} = \frac{2k}{\omega_0} \tag{VI.16}$$

La solution générale de l'équation (VI.14) est de la forme suivante:

$$u = e^{-\xi\omega_0 t} (C \cos \omega_D t + D \sin \omega_D t) \tag{VI.17}$$

Où C et D sont des constantes que l'on peut définir à partir des conditions initiales suivantes:

$$t = 0 \Rightarrow u(t = 0) = u_0 \Rightarrow C = u_0 ; \dot{u}(t = 0) = v_0 \Rightarrow D = \frac{v_0 + \xi\omega_0 u_0}{\omega_D}$$

ω_D est la pulsation amortie de la structure. Elle est liée à la pulsation propre de la structure non amortie par la relation suivante:

$$\omega_D = \omega_0 \sqrt{1 - 2\xi^2} \tag{VI.18}$$

Avec un amortissement inférieur à 20%, ce qui est le cas dans les structures de génie civil, les deux fréquences sont presque égales.

La réponse de la structure **u** peut être décrite avec la formule:

$$u = e^{-\xi\omega_0 t} (u_0 \cos \omega_0 t + \frac{v_0 + \xi\omega_0 u_0}{\omega_0} \sin \omega_0 t) \tag{VI.19}$$

VI.2.3. Équation Et Solution

a. Vibrations Forcées

a.1. Sans amortissement

L'oscillateur sera maintenant sollicité par une force externe harmonique de la forme suivante:

$$p(t) = p_0 \sin \bar{\omega}t \tag{VI.20}$$

P₀ Est son amplitude maximale

$\bar{\omega}$ Est sa pulsation en rad/sec

L'équation du mouvement (VI.1) devient :

$$FI + FS = p(t) \tag{VI.21}$$

Soit:

$$m\ddot{u} + ku = p_0 \sin \bar{\omega}t \tag{VI.22}$$

La solution particulière de l'équation différentielle précédente s'écrit alors :

$$u_p = \frac{p_0}{k} \frac{1}{1 - (\bar{\omega}/\omega_0)^2} \sin \bar{\omega}t \tag{VI.23}$$

Et la solution complémentaire :

$$u_c = A \cos \omega_0 t + B \sin \omega_0 t \quad (VI.24)$$

Les constantes **A** et **B** se déterminent à partir des conditions initiales u_0 et v_0 et l'expression finale du déplacement est :

$$u = u_0 \cos \omega_0 t \underbrace{\left(\frac{v_0}{u_0} - \frac{p_0}{k} \frac{\bar{\omega}}{1 - (\bar{\omega}/\omega_0)^2} \right)}_{\text{Transitoire}} \sin \omega_0 t + \underbrace{\frac{p_0}{k} \frac{\bar{\omega}}{1 - (\bar{\omega}/\omega_0)^2}}_{\text{permanent}} \sin \bar{\omega} t \quad (VI.25)$$

Le premier terme dépend des conditions initiales. Il est appelé transitoire, mais il possède une valeur non nulle même pour un déplacement initial et une vitesse initiale nulle. Le nom transitoire vient du fait que cette réponse décroît avec le temps à cause de la présence d'amortissement, lorsque le système est amorti.

Le deuxième terme possède une valeur non-nulle tant que la sollicitation existe. Il est appelé permanent. L'équation (VI.25) montre que lorsque $\omega_0 = \bar{\omega}$, l'amplitude u tend vers l'infini : on dit que la structure est en résonance avec la sollicitation. En se focalisant sur ce dernier terme, on peut l'écrire de la manière suivante:

$$u_p = (u_{st})_0 \frac{1}{1 - (\bar{\omega}/\omega_0)^2} \sin \bar{\omega} t \quad (VI.26)$$

$$(u_{st})_0 = \frac{p_0}{k} \quad (VI.27)$$

Où $(u_{st})_0$ est le déplacement statique.

Le terme est supérieur à zéro lorsque $\bar{\omega} < \omega_0$ ce qui signifie que la structure et la sollicitation vibrent en phase. Dans le cas contraire, $\bar{\omega} > \omega_0$, il est inférieur à zéro: la structure et la sollicitation vibrent en opposition de phase. Cette notion est illustrée graphiquement sur (Fig. VI.2) et mathématiquement dans les formules (VI.29).

$$u = u_0 \sin(\bar{\omega} t - \phi) = (u_{st})_0 R_d \sin(\bar{\omega} t - \phi) \quad (VI.28)$$

$$u = (u_{st})_0 \frac{1}{|1 - (\bar{\omega}/\omega_0)^2|} \sin(\bar{\omega} t - \phi) \quad (VI.29)$$

$$R_d = \frac{1}{|1 - (\bar{\omega}/\omega_0)^2|} \quad (VI.30)$$

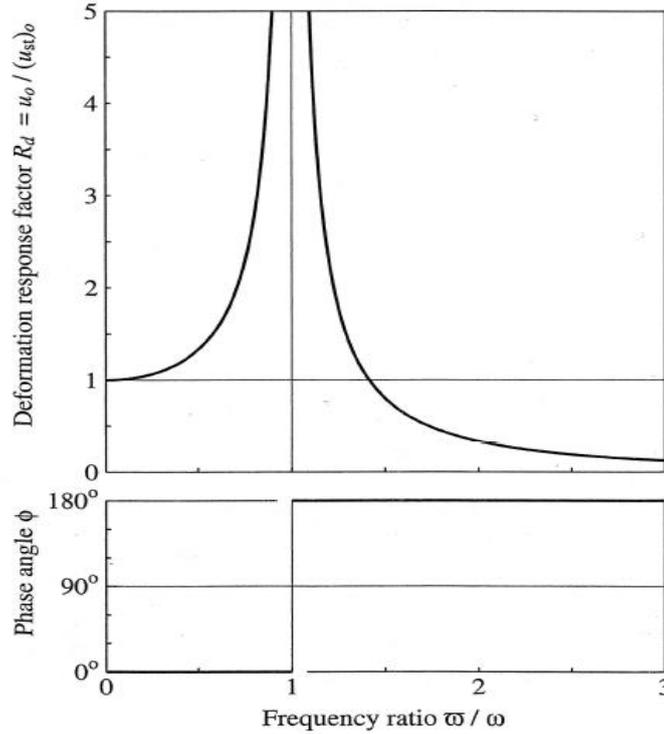


Fig. VI.2 Facteur d'amplification et phase

Où R_d est le facteur d'amplification du déplacement

a.2. Avec amortissement

L'équation du mouvement d'une structure excitée par une force externe harmonique et qui présente de l'amortissement devient:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p_0 \sin \bar{\omega}t \tag{VI.31}$$

La solution particulière de cette équation est de la forme:

$$u_p = C \sin \bar{\omega}t + D \cos \bar{\omega}t \tag{VI.32}$$

Les constantes C et D sont définies par:

$$C = \frac{p_0}{k} \frac{-2\xi\bar{\omega}/\omega_0}{[1 - (\bar{\omega}/\omega_0)^2]^2 + [2\xi(\bar{\omega}/\omega_0)]^2} \tag{VI.33}$$

$$D = \frac{p_0}{k} \frac{1 - (\bar{\omega}/\omega_0)^2}{[1 - (\bar{\omega}/\omega_0)^2]^2 + [2\xi(\bar{\omega}/\omega_0)]^2} \tag{VI.34}$$

La solution complémentaire est de la forme :

$$u_c = e^{-\xi\omega_0 t}(A \cos \omega_D t + B \sin \omega_D t) \tag{VI.35}$$

Où **A** et **B** se déterminent à partir des conditions initiales de déplacement u_0 et de vitesse v_0 .

La solution totale de l'équation comprendra deux parties : une partie transitoire et une partie permanente:

$$u = \underbrace{e^{-\xi\omega_0 t}(A \cos \omega_D t + B \sin \omega_D t)}_{\text{Transitoire}} + \underbrace{C \sin \bar{\omega}t + D \cos \bar{\omega}t}_{\text{permanent}} \tag{VI.36}$$

L'amortissement fait bien décroître la composante transitoire du déplacement au cours du temps.

On voit (Fig.VI.3) comment la réponse totale tend vers la réponse permanente car la partie transitoire est annulée à cause de l'amortissement. Il faut noter que le pic du mouvement a lieu avant que le système n'atteigne la partie permanente.

L'importance de l'amortissement est remarquable dans la résonance, où la fréquence de la sollicitation s'approche ou égale la fréquence propre de la structure.

La solution de l'équation (VI.32) représentant la partie permanente peut être écrite en terme de phase et par un facteur d'amplification du déplacement de la manière suivante:

$$u = u_0 \sin(\bar{\omega}t - \phi) = (u_{st})_0 R_d \sin(\bar{\omega}t - \phi) \quad (VI.37)$$

Avec :

$$R_d = \frac{u_0}{(u_{st})_0} = \frac{1}{\sqrt{[1 - (\bar{\omega}/\omega_0)^2]^2 + [2\xi(\bar{\omega}/\omega_0)]^2}} \quad (VI.38)$$

$$\frac{u}{u_g} = \frac{1}{\sqrt{[1 - (f/f_0)^2]^2 + [2\xi(f/f_0)]^2}} \quad (VI.39)$$

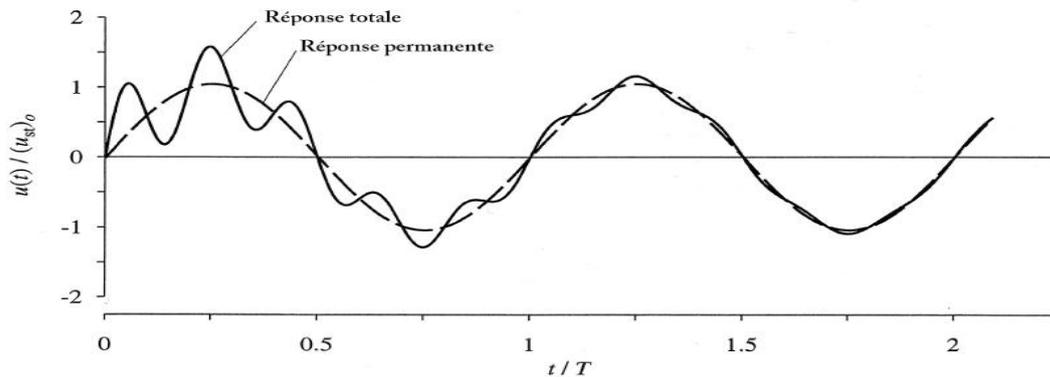


Fig. VI.3 Réponse d'un système amorti a une force externe harmonique, $\frac{\bar{\omega}}{\omega_0} = 0.2$, $\xi=0.05$, $u_0 = 0$ et $v_0 = \omega_0 p_0/k$ source (Chopra.2007)

$$\phi = \arctan \frac{2\xi(\bar{\omega}/\omega_0)}{[1 - (\bar{\omega}/\omega_0)^2]} \quad (VI.40)$$

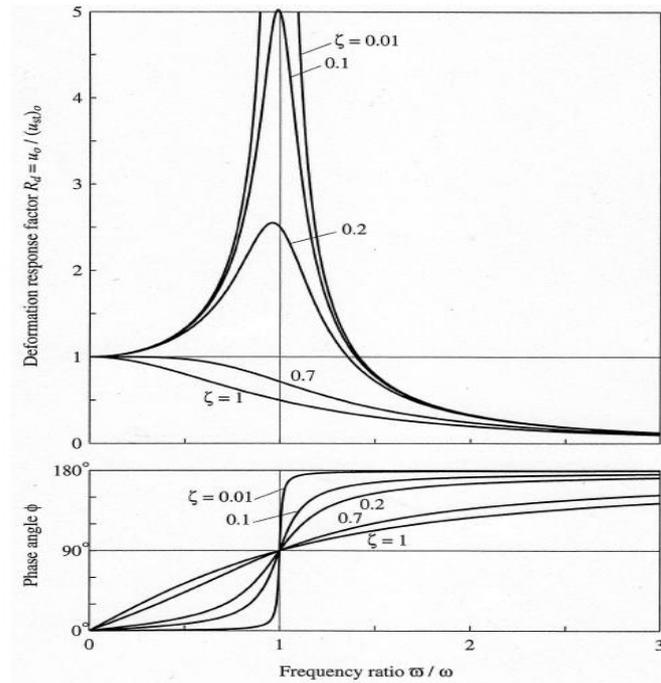


Fig. VI .4 Facteur d'amplification et phase

La représentation graphique des deux termes précédents est illustrée dans la (Fig.VI.4)

On voit (Fig.VI.4) que la résonance n'est pas maximum quand $\bar{\omega} = \omega_0$ mais quand $\bar{\omega} = \omega_0 \sqrt{1 - 2\xi^2}$. Elles peuvent être confondues pour les petites valeurs d'amortissement. On voit aussi qu'il n'y a pas de pics dans les courbes correspondant à des amortissements supérieurs à $1/\sqrt{2}$. Le facteur d'amplification correspondant à la fréquence de résonance s'écrit comme suit:

$$R_d(\bar{\omega}/\omega_0) = \frac{1}{2\xi\sqrt{1 - 2\xi^2}} \quad (\text{VI.41})$$

En regardant l'équation (VI.41), on trouve que le maximum du déplacement à la résonance est directement lié à l'amortissement et qu'il ne dépasse pas $\frac{1}{2\xi}$.

Le rapport R_d est appelé aussi dans la littérature facteur de qualité Q . Ce facteur décrit la qualité de l'oscillateur en fonction de sa capacité à dissiper de l'énergie induite par les sollicitations externes.

En regardant la (Fig.VI.4), un oscillateur ayant un grand facteur de qualité (amortissement faible), oscillera avec une amplitude importante sur une bande étroite de fréquences autour de sa fréquence de résonance. D'autre part, un oscillateur ayant un faible facteur de qualité (amortissement fort), oscillera avec une amplitude modérée sur une large bande de fréquences autour de sa fréquence de résonance.

$$\frac{1}{Q} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\text{Energie dissipée par cycle } (\Delta E)}{\text{Energie emmagasinée par cycle } (E)} = 2\xi \quad (\text{VI.42})$$

VI.3. Amortissement Des Structures

Avec la masse de la structure, l'amortissement a une influence majeure sur la réponse de la structure. Toutefois ce terme est extrêmement peu connu car il peut avoir plusieurs sources (dissipation du matériau, liaisons entre les sous-structures, amortissement par radiation...). Pour cette raison, sa modélisation est généralement très simplifiée et proche des amortissements donnés dans les réglementations). Seules quelques idées générales sont données dans ce chapitre.

VI.3.1. Mécanismes Physiques

Sources de dissipations

Lors d'une sollicitation, une énergie mécanique est injectée à la base de la structure par le biais d'une accélération. Cette énergie provoquera des déplacements de la structure. Cependant, une partie de cette énergie sera utilisée par d'autres mécanismes, ce qui aura comme conséquence de limiter les déplacements. Cette part d'énergie dissipée dépendra en général de la fréquence d'excitation [2] et du niveau de sollicitation [3] sauf dans le cas de bâtiment de grande hauteur où l'amortissement n'est pas proportionnel au niveau de sollicitation jusqu'à la plastification des aciers [4]. On distingue deux types de dissipation d'énergie : externe et interne. L'ensemble des sources de dissipations qui peuvent intervenir dans le cadre d'une structure en béton armé sont présentées dans Tab.VI.1.

L'amortissement issu des sources externes, présenté dans Tab.VI.1, ne modifie pas les propriétés mécaniques de la structure. Au contraire les dissipations d'énergie internes provoquent des modifications des propriétés mécaniques de la structure. Les phénomènes dissipatifs se produisant dans le béton sont complexes et ont fait l'objet d'une étude spécifique dans la section. Au niveau de l'acier la dissipation se fait sous la forme de boucle d'hystérèses. Ce mécanisme provoque des dissipations d'énergie importantes mais ne se produit que lorsque les aciers ont plastifiés. Enfin, des glissements peuvent se produire au niveau de l'interface entre l'acier et le béton, dissipant ainsi une partie de l'énergie [5].

Sources externes	Sources internes
<ul style="list-style-type: none"> – Amortissement radiatif qui dépend d'effets de site et du type de fondation. – Interaction avec les structures voisines (chocs, fondations communes) – Résistance de l'air environnant, principalement dans le cadre de structure de grandes hauteurs <ul style="list-style-type: none"> – Interaction fluide structure. – Non-linéarités de contact. 	<ul style="list-style-type: none"> – Béton – Acier – Interface acier béton

Tab.VI.1 Sources de dissipations dans une structure en béton armé [5]

VI.3.2. Amortissement Radiatif

L'amortissement radiatif est l'énergie absorbée par interaction ou couplage avec l'environnement de la structure. Dans ce contexte, la dissipation d'énergie radiatif provient de la résistance de l'air ou de fluide environnant, de l'interaction sol-structure et particulièrement de la géométrie et du type de fondations et d'effets de site [6], de la quantité et du type de composants non structuraux, du contact avec les constructions voisines (entrechoquements, perturbation de la propagation des ondes dans les fondations). Ces sources de dissipation ne modifient pas directement les caractéristiques de la structure, néanmoins l'amortissement radiatif reste difficilement prévisible. L'effet, qui est particulièrement important pour les structures en génie civil, n'est autre que l'interaction sol-structure. Cette dernière a été étudiée par [7], qui a analysé la corrélation de deux paramètres dynamiques essentiels que sont la fréquence et l'amortissement pour connaître l'origine de ce dernier. Il l'a mesuré sur plusieurs bâtiments GRENOBLOIS et NIÇOIS en France. Il a observé la relation entre les deux paramètres cités précédemment et l'interaction Sol- Structure, par amortissement radiatif. Pendant que les modèles théoriques indiquaient cette dépendance seulement pour des sols mous, ces études lui ont permis de déduire ce dernier pour tous les types de sol de fondation.[8]

VI.3.3. Amortissement Visqueux Élastique

Toutes les structures dissipent de l'énergie lorsque soumises à un chargement dynamique, même si leur comportement global reste dans le domaine linéaire. Les forces de friction internes et les déformations localisées dans les matériaux font en sorte que le comportement n'est jamais totalement linéaire et qu'une certaine quantité d'énergie est dissipée à chaque cycle. C'est pourquoi on qualifie ce type d'amortissement «d'élastique ». On peut représenter ce comportement par une boucle d'hystérésis (fermée).

L'amortissement influence deux paramètres de la réponse dynamique d'un système : l'amplitude et la durée. Ainsi, la réponse d'une structure ayant un amortissement élevé est de moins grande amplitude et de moins grande durée que celle d'un système ayant un amortissement faible, tel qu'illustré sur Fig. VI.5. [9]

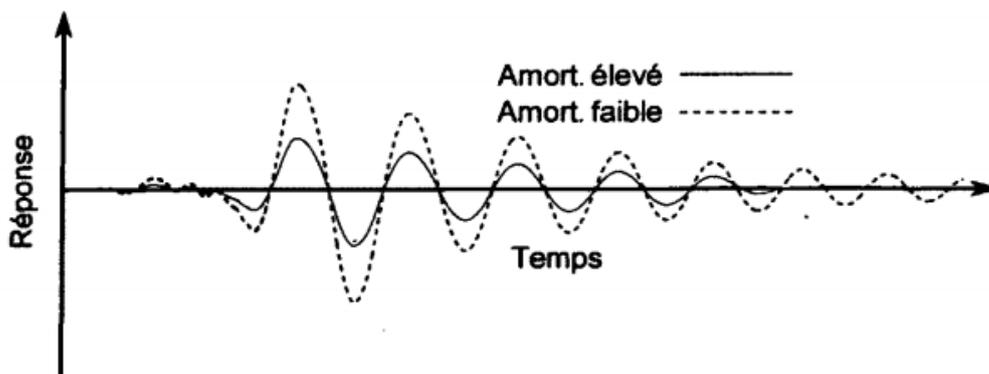


Fig. VI.5 Illustration de l'effet de l'amortissement sur la réponse d'un système

Pour pouvoir intégrer facilement cette dissipation d'énergie dans les calculs, on utilise le concept d'amortissement visqueux (proportionnel à la vitesse) et qui est exprimé en pourcentage de l'amortissement critique selon l'équation (VI.34). On parle alors du taux d'amortissement élastique. Rappelons que l'amortissement critique est l'amortissement minimal requis pour obtenir un mouvement non périodique du système, tel qu'illustré à la figure 1.6.

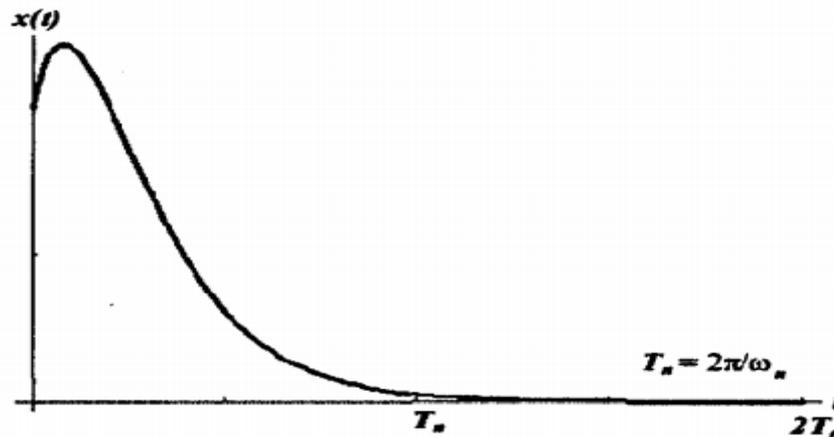


Fig. VI.6 Illustration de la réponse d'un système (déplacement en fonction du temps) dont l'amortissement est égal à l'amortissement critique [10]

$$\xi = \frac{c}{2m\omega_0} = \frac{c}{c_{cr}} \times 100 \quad (\text{VI. 43})$$

La valeur de 5 % de l'amortissement critique est communément assignée à l'amortissement élastique lors des analyses sismiques. L'amortissement visqueux élastique (ζ) est intégré dans le spectre de demande sismique (fourni par la Commission géologique du Canada) lors d'analyses statiques alors qu'il est introduit dans le modèle numérique de la structure lors d'analyses dynamiques. [9]

VI.3.4. Amortissement Hystérétique

Pour éviter la forte dépendance de l'amortissement réduit en fonction de la pulsation, on peut adopter un amortissement hystérétique qui peut être écrit sous la forme d'une raideur imaginaire ou d'un amortissement dépendant de la fréquence.

$$K = K_{\text{élastique}} + iK_{\text{hystérétique}} \quad (\text{VI. 44})$$

$$C = \frac{K_{\text{hystérétique}}}{\omega} \quad (\text{VI. 45})$$

Ces 2 écritures sont valables dans le domaine fréquentiel.

Cet amortissement correspond physiquement à une dissipation d'énergie sous chargement cyclique qui est maximale lorsque le déplacement est proche de 0 (et que la vitesse maximale) et minimale lorsque le déplacement est maximal en valeur absolue. L'énergie dissipée ne dépend pas de la fréquence des cycles mais uniquement de leur amplitude.

Cette dissipation peut donc être mesurée par des essais statiques cycliques. [11]

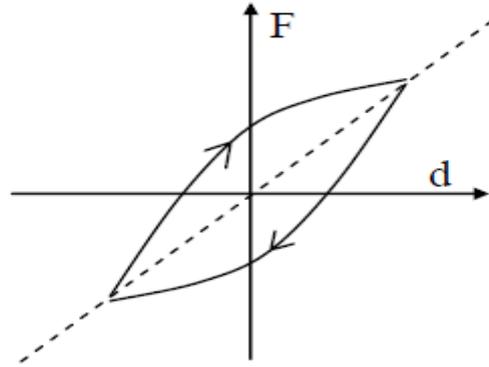


Fig. VI.7. Amortissement hystérétique

VI.3.5. Amortissement Visqueux Équivalent

Dans un système mécanique amorti par un frottement visqueux défini par $F_d = C \cdot \dot{x}$ (Fig. VI.8), il est supposé que l'énergie dissipée par frottement est compensée par une force extérieure de sorte que les amplitudes de vibration restent constantes. C'est-à-dire que l'énergie perdue est égale à l'énergie reçue de l'extérieur [8,12].

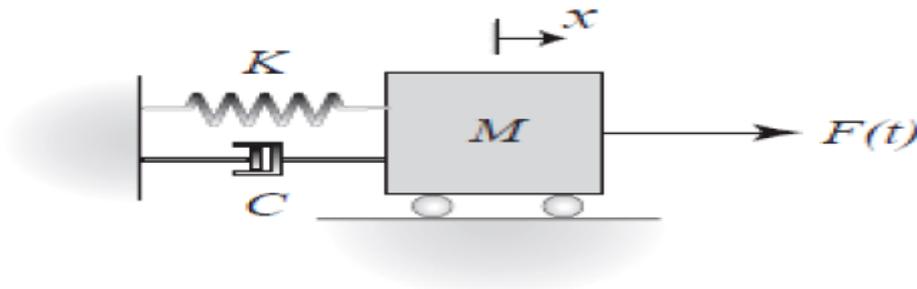


Fig. VI.8 Modélisation d'un amortissement visqueux

L'énergie dissipée au cours d'un cycle complet de vibration est définie par :

$$E_D = \int_0^{T_a} F_d \cdot dx = \int_0^{T_a} C \cdot \dot{x} dx = \int_0^{T_a} C \cdot \dot{x}^2 dt \quad (\text{VI.46})$$

Pour un mouvement harmonique simple, la solution sera de la forme :

$$X(t) = x_o \cdot \sin(\omega \cdot t + \varphi) \quad (\text{VI.47})$$

$$\dot{x}(t) = x_o \cdot \omega \cdot \cos(\omega \cdot t + \varphi) \quad (\text{VI.48})$$

En remplaçant (VI.48) dans l'équation (VI.46) on aura :

$$E_D = C \cdot x_o^2 \cdot \omega^2 \int_0^{T_a} (\cos(\omega \cdot t + \varphi))^2 \cdot dt = C \cdot x_o^2 \cdot \omega^2 \int_0^{T_a} \frac{1 + \cos(2 \cdot (\omega \cdot t + \varphi))}{2} \cdot dt \quad (\text{VI.49})$$

$$D'où E_D = \frac{C \cdot x_o^2 \cdot \omega^2}{2} \left[t + \frac{1}{2 \cdot \omega} \cdot \sin(2 \cdot (\omega \cdot t + \varphi)) \right]_0^{T_a} \quad (\text{VI.50})$$

$$E_D = \frac{C \cdot x_o^2 \cdot \omega^2}{2} \cdot T_a \quad (\text{VI.51})$$

Pour un amortissement très faible $\xi < 0.05$ $T_a \approx T = \frac{2\pi}{\omega}$

$$D'où E_D = \pi \cdot C \cdot x_0^2 \cdot \omega \quad (VI.52)$$

Cependant, pour examiner l'évolution de la force F en fonction du déplacement on aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} x(t) = x_0 \cdot \sin(\omega \cdot t + \varphi) \implies \frac{x(t)}{x_0} = \sin(\omega \cdot t + \varphi) \end{array} \right. \quad (VI.53)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \dot{x} = x_0 \cdot \omega \cdot \cos(\omega \cdot t + \varphi) \implies \frac{\dot{x}(t)}{x_0 \cdot \omega} = \cos(\omega \cdot t + \varphi) = \frac{Fd}{C \cdot x_0 \cdot \omega} \end{array} \right. \quad (VI.54)$$

$$D'où \quad \left(\frac{x(t)}{x_0}\right)^2 + \left(\frac{Fd}{C \cdot x_0 \cdot \omega}\right)^2 = 1 \quad (VI.55)$$

Le résultat obtenu est une équation d'ellipse représentée sur Fig. VI.9.a

Si on considère la force

$$Fd = k \cdot x + C \cdot \dot{x} \quad (VI.56)$$

$$\text{Alors } \cos(\omega \cdot t + \varphi) = \sqrt{1 - \sin^2(\omega \cdot t + \varphi)} \quad (VI.57)$$

Il est possible donc de réécrire (Fig. VI.9.b)

$$Fd = k \cdot x + C \cdot \omega \sqrt{x_0^2 - x^2} \quad (VI.58)$$

Pour $C = 0$ alors $Fd = k \cdot x$

$$(VI.59)$$

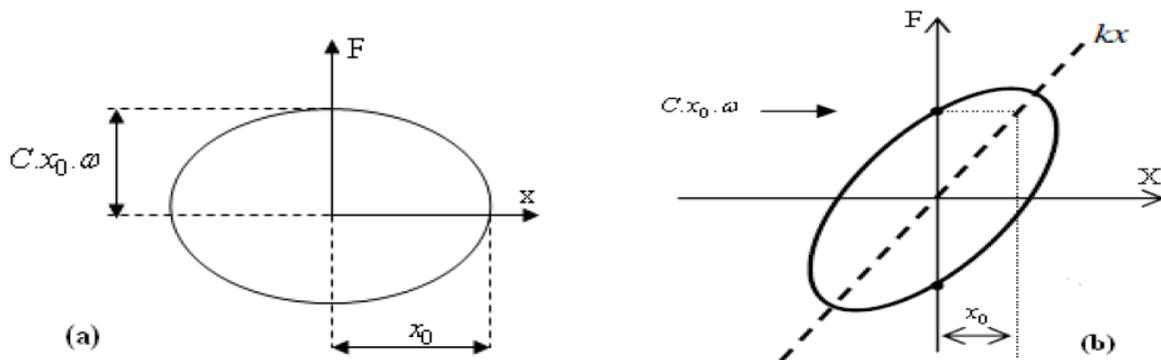


Fig. VI.9 Boucle d'hystérésis d'un amortissement visqueux

VI.3.6. Amortissement Non Classique

Certains systèmes conduisent à des valeurs d'amortissement très contrastées entre les différentes parties de l'ouvrage. Cette situation se rencontre par exemple pour l'étude des phénomènes d'interaction sol-structure ou fluide-structure (Fig.VI.10). Généralement les structures présentent des pourcentages d'amortissement équivalents relativement faibles, de l'ordre de quelques pourcents (Tab. VI.2), alors que le milieu avec lequel elles interagissent peut présenter des amortissements élevés (cas du sol où la valeur peut atteindre plusieurs dizaines de pourcents) ou du fluide dans lequel il est au contraire très faible (inférieur à 1 %). [13]

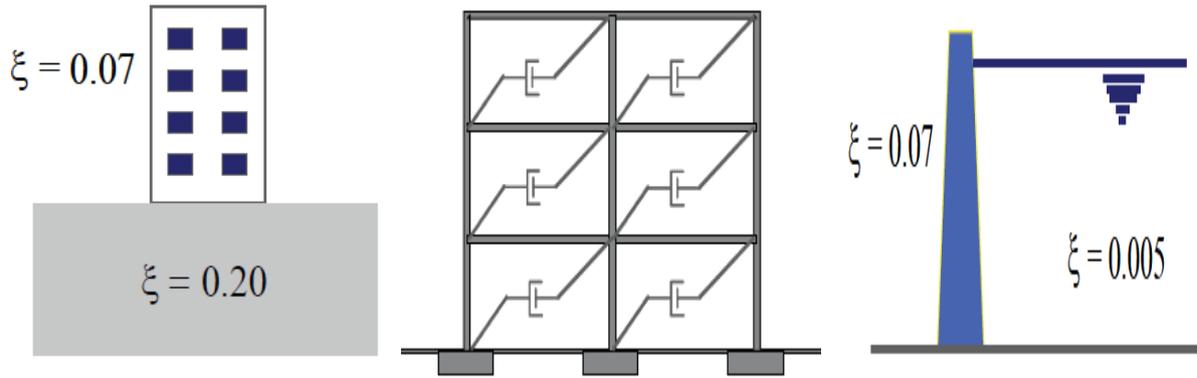


Fig.VI.10 Systèmes à amortissement contrasté

Matériau	Déformation	<0.5 limite élastique	Voisinage limite élastique
	Béton armé		3-5
Béton précontraint		2-3	7-10
Acier soudé		2-3	5-7
Acier boulonné		5-7	10-15
Bois cloué		5-7	15-20

Tab. VI.2 Valeurs caractéristiques d'amortissement (en pourcentages)

Dans le même ordre d'idée, l'utilisation d'amortisseurs concentrés conduit également à des valeurs contrastées de l'amortissement entre les différentes parties du système. Cette technique est utilisée par exemple pour l'isolation vibratoire des machines vibrantes, la conception ou le renforcement de structures en zone sismique, l'idée étant d'accroître la dissipation d'énergie et donc de limiter la part de l'énergie communiquée à l'ouvrage.

Lorsqu'une structure est composée d'un assemblage de plusieurs matériaux, l'usage veut que l'amortissement modal équivalent soit calculé au prorata de l'énergie élastique de déformation E_i emmagasinée dans chacun des matériaux.

$$\xi_{eq} = \frac{\sum \xi_i E_i}{\sum E_i} \quad (VI. 60)$$

Il peut cependant être nécessaire de construire une matrice d'amortissement lorsque le recours à des calculs par intégration temporelle s'avère indispensable pour la prise en compte de systèmes partiellement non linéaires.

Plusieurs techniques sont envisageables: définir a priori la forme de la matrice d'amortissement, construire cette matrice à partir de la donnée de l'amortissement modal ou, lorsque cela est possible, construire la matrice d'amortissement à partir des données géométriques et mécaniques du système (amortisseurs localisés). Les deux premières approches conduisent à un amortissement qualifié

d'orthogonal car la diagonalisation de la matrice d'amortissement sur la base des modes propres est préservée. La dernière approche conduit généralement à un amortissement non classique qui nécessite le recours à des techniques de résolution spécifiques pour la résolution sur la base des modes.[13]

I.3.7. Matrice d'amortissement

La généralisation du concept de coefficient d'amortissement aux systèmes à plusieurs degrés de liberté, est effectuée par la combinaison linéaire des matrices de masse et de rigidité, traduisant l'amortissement de Rayleigh. Un des avantages de ce type d'amortissement est d'assurer l'orthogonalité des termes contenant l'amortissement par rapport aux modes propres et donc le découplage des équations du mouvement dans la base modale. De plus, ce procédé permet d'éviter d'assembler la matrice correspondant aux termes d'amortissement. Cet amortissement, dit de Rayleigh, est un cas particulier de " l'amortissement de Caughey" qui est appelé aussi "amortissement de Rayleigh généralisé". La généralisation permet d'inclure un nombre n de modes.[14]

$$C = M \sum_{p=0}^n a_p [M^{-1}K]^p \quad (VI.61)$$

Avec α_p des paramètres, M et K étant respectivement les matrices de masse et de raideur élastique. Ces matrices sont orthogonales par rapport aux modes propres.

On se donne à priori la structure de la matrice d'amortissement sous la forme d'une combinaison linéaire de la matrice de masse et de la matrice de rigidité, [13]avec :

$$[c] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (VI.62)$$

La relation entre les constantes α et β et le taux d'amortissement visqueux est donnée par l'équation (VI.64) Un système de deux équations avec deux inconnues est utilisé pour calculer α et β . Ainsi, il faut fixer les taux d'amortissement de deux fréquences propres ω_i et ω_j (typiquement celle du premier mode et celle du dernier mode qui participe de façon importante à la réponse) pour calculer les deux constantes.

$$2\omega_i \xi_i = \alpha + \beta \omega_i^2 \quad (VI.63)$$

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2\omega_i} + \frac{\beta \omega_i}{2} \quad (VI.64)$$

Si on reprend l'exemple développé dans [14] où deux modes de contrôle ($i=1$ et $i=n$), ont été pris et avec un même taux d'amortissement critique " ζ ", on retrouve le système d'équation donné par (VI.64). Il faut noter que, le choix d'un identique pour deux modes ne signifie pas qu'il le soit aussi pour tous les autres modes. L'équation (1.46) montre bien qu'il décroît d'une manière non linéaire pour les faibles valeurs de, ensuite il croît linéairement lorsque augmente. Cette variation est montrée par la (Fig. VI.11). Pour un exemple d'amortissement des cinq premiers modes propres du barrage poids d'Oued-Fodda. En fixant " ζ " 5% pour les deux premiers modes dont les périodes propres sont respectivement 0.2558 et 0.1241 secondes, on obtient 1.6539 et 0.0013. Les valeurs de qui correspondent aux restes des modes augmentent comme suit :

$$\zeta_3 = 5.75\% , \zeta_4 = 6.85\% \text{ et } \zeta_5 = 9.58\%$$

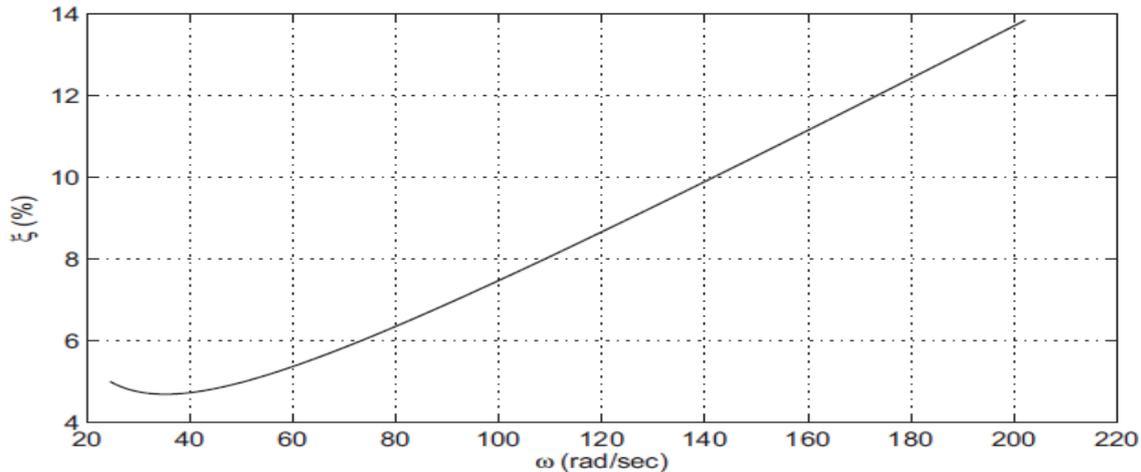


Fig. VI.11. Évolution du taux d'amortissement de Rayleigh

La variation non linéaire au début de la courbe se situe entre les deux valeurs de ω qui ont servi à l'évaluation des coefficients. En choisissant donc deux autres modes à la place des deux premiers, il faut faire attention à ne pas sous-amortir, sans le vouloir, les modes intermédiaires aux deux modes et sur-amortir en même temps les modes inférieurs, notamment le mode fondamental. [14]

VI.4. Mesure De L'amortissement

L'estimation de l'amortissement est essentielle à la conception des nouvelles structures et l'évaluation de la sûreté sismique des structures existantes. La dissipation d'un mouvement de vibration dans un système mécanique prend son origine de différentes sources, cela implique l'existence de plusieurs approches mathématiques qui permettent de modéliser la capacité d'amortissement matériel et/ou de structure. Dans une situation donnée le procédé utilisé dépendra principalement de la méthode de mesure adoptée.

VI.4.1. Méthode Du Décrément Logarithmique

Le décrément logarithmique compte parmi les méthodes directes. Elle permet de déduire l'amortissement à partir du taux auquel l'amplitude d'une vibration diminue (Fig. VI.12). Par ailleurs, il est obtenu en mesurant la diminution de cette l'amplitude puis en déduisant le décrément logarithmique. [8, 12,15]

$$\chi = \chi_0 e^{-\xi \omega t} \cdot \sin(\omega_a \cdot t + \varphi) \quad (VI. 65)$$

Pour le deuxième cycle $t_2 = t_1 + \frac{2\pi}{\omega_a}$ (VI. 66)

D'où $\frac{x_1}{x_2} = \frac{x_0 e^{-\xi \omega t_1} \cdot \sin(\omega_a t_1 + \varphi)}{x_0 e^{-\xi \omega t_2} \cdot \sin(\omega_a t_2 + \varphi)}$ (VI. 67)

Après simplification on aura : $\frac{x(t_1)}{x(t_2)} = e^{-2\pi \xi \frac{\omega}{\omega_a}}$ (VI. 68)

La pulsation d'amortissement est définie par : $\omega_a = \omega \sqrt{1 - \xi^2}$

Avec ω est la pulsation propre de l'oscillateur harmonique

Et on aura donc $\frac{x(t_1)}{x(t_2)} = e^{-2\pi \cdot \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}}}$ (VI. 69)

Le décrément logarithmique est défini par :

$$\delta = \ln \left(\frac{x(t_1)}{x(t_2)} \right) = 2. \Pi. \frac{\xi}{\sqrt{1 - \xi^2}} \quad (\text{VI. 70})$$

$$\delta = 2. \Pi. \frac{\xi}{\sqrt{1 - \xi^2}} \quad (\text{VI. 71})$$

$$\delta^2 = \frac{(2. \Pi. \xi)^2}{(1 - \xi^2)} \Rightarrow \delta^2. (1 - \xi^2) = (2. \Pi)^2. \xi^2 \quad (\text{VI. 72})$$

D'où le taux d'amortissement sera :

$$\xi = \frac{\delta}{\sqrt{(2. \Pi)^2 + \delta^2}} \Rightarrow \xi = \frac{\delta}{2\pi} \quad (\text{VI. 73})$$

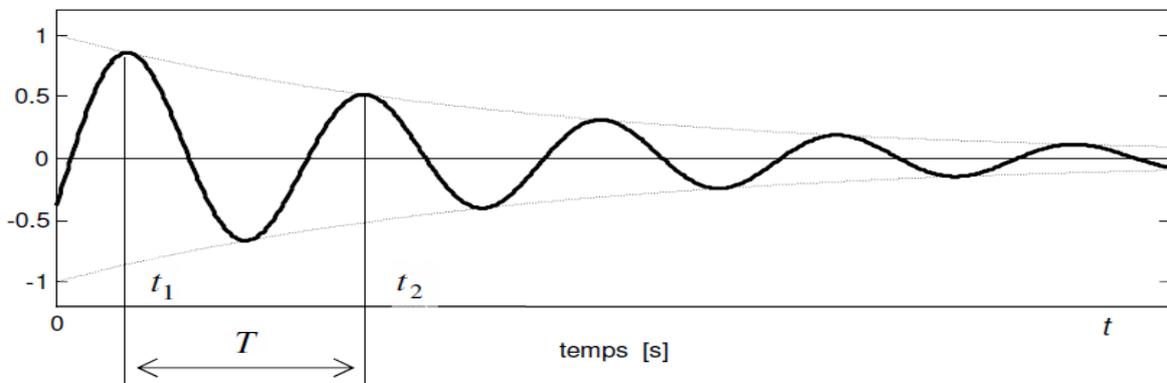


Fig. VI.12 Réponse d'un system en vibration libre [12]

VI.4.2. Méthode De La Largeur De Bande

Le modèle d'amortissement le plus courant dans la construction des structures est celui d'un comportement visqueux linéaire. Expérimentalement, l'amortissement peut être estimé par divers procédés, y compris celui qui fait usage de la largeur du pic de la fonction de réponse en pulsation de la structure. Cette méthode d'estimation d'amortissement est communément appelée méthode de largeur de bande à demi - puissance. Cette méthode a été largement utilisée pour les systèmes à un seul degré de liberté (SDDL) et à plusieurs degrés de liberté pour des structures avec amortissement visqueux linéaire y compris ceux qui n'ont pas de modes normaux classiques. Il est vrai que l'utilisation de cette méthode pour l'estimation d'amortissement a une signification claire que dans la mesure où une structure peut être modélisée avec succès par un système de SDDL ou par une série de systèmes d'oscillateurs simples découplés. Néanmoins, l'utilisation de la méthode de la largeur de bande à demi - puissance a été étendue à des structures à plusieurs DDL sur la base de l'hypothèse que chaque pic dans la fonction de réponse en pulsation est affecté seulement par le mode en cours d'étude. D'autre part, cette méthode pourrait être utilisée dans les cas de structures à plusieurs DDL avec des modes ayant à peu près la même pulsation naturelle (modes rapprochées) menant à un couplage de modes possibles. Le degré de couplage de ce mode dans une structure dépend de l'interaction entre la distribution d'amortissement, de ses

caractéristiques géométriques et de son type d'excitation. Considérant un système mécanique à un seul degré de liberté soumis à une excitation harmonique, la fonction de réponse en pulsation prend la forme suivante [8].

$$x = \frac{\chi_s}{\sqrt{(1 - r^2)^2 + (2\xi r)^2}} \quad (\text{VI. 74})$$

Où $\chi_s = F/K$ est le déplacement statique dû à une force F et ξ est le taux d'amortissement

$$\text{Tel que : } \xi = \frac{c}{2.m.\omega} = \frac{c}{2.\sqrt{m.k}} \text{ et } r = \frac{\Omega}{\omega}$$

Où ω et Ω sont respectivement la pulsation propre de l'oscillateur et la pulsation de la force extérieure F .

La courbe de χ/χ_s représentant le facteur d'amplification dynamique en fonction du rapport r est donné par la (Fig. VI.13).

La demi – puissance est obtenue par l'intersection de la ligne correspondante à la valeur de

$$\frac{Q}{\sqrt{2}} = \frac{1}{2.\sqrt{2}.\xi} \text{ Avec la courbe } \chi/\chi_s \text{ ce qui va engendrer deux points d'intersection } r_1 = \left(\frac{\Omega_1}{\omega}\right)$$

et $r_2 = \left(\frac{\Omega_2}{\omega}\right)$ Qui seront déterminés comme suit :

$$\frac{1}{\sqrt{(1 - r^2)^2 + (2\xi r)^2}} = \frac{1}{2.\sqrt{2}.\xi} \quad (\text{VI. 75})$$

La solution de cette équation (1.54) donnera :

$$\begin{cases} r_1^2 = 1 - 2.\xi^2 - 2.\xi\sqrt{1 + \xi^2} \\ r_2^2 = 1 - 2.\xi^2 + 2.\xi\sqrt{1 + \xi^2} \end{cases} \quad (\text{VI. 76})$$

$$r_2^2 = 1 - 2.\xi^2 + 2.\xi\sqrt{1 + \xi^2} \quad (\text{VI. 77})$$

Pour de faible taux d'amortissement ($\xi < 0.05$) l'équation (VI. 76 et VI. 77) peut être simplifiée :

($\xi^2 \approx 0$) pour avoir :

$$\begin{cases} r_1^2 = \left(\frac{\Omega_1}{\omega}\right)^2 1 - 2.\xi \\ r_2^2 = \left(\frac{\Omega_2}{\omega}\right)^2 1 + 2.\xi \end{cases} \quad (\text{VI. 78})$$

$$r_2^2 = \left(\frac{\Omega_2}{\omega}\right)^2 1 + 2.\xi \quad (\text{VI. 79})$$

Ω_1 et Ω_2 représentent la pulsation de coupure basse et haute.

$$\text{En soustrayant } r_1 \text{ de } r_2 \text{ on aura : } \xi = \frac{\Omega_2 - \Omega_1}{2.\omega} \quad (\text{VI. 80})$$

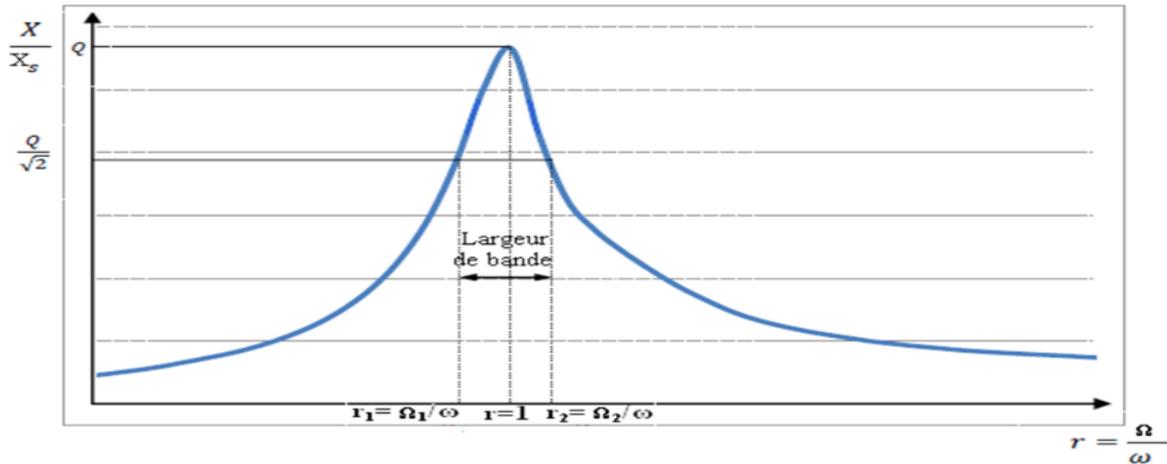


Fig. VI.13 Bande passante

VI.4.3. Méthode de l'énergie d'amortissement spécifique

L'amortissement peut être également mesuré au moyen de la capacité d'amortissement spécifique ψ définie comme étant le rapport de l'énergie de déformation perdue par cycle sur toute l'énergie de déformation du modèle pour ce cycle (Fig. VI.14). On désigne le coefficient de dissipation de l'énergie (ou coefficient d'absorption) tel que [8] :

$$\Psi = \frac{|Ed|}{E_s} \quad (VI.81)$$

$$\Psi = \frac{\pi \cdot C \cdot x_0^2 \cdot \omega}{\frac{1}{2} \cdot K \cdot \chi_{\max}^2} = 2 \cdot \pi \cdot C \frac{\omega}{k} \quad (VI.82)$$

Sachant que $\omega^2 = k/m$ et $\xi = \frac{C}{2 \cdot m \cdot \omega}$, l'équation (VI.82) prendra la forme suivante :

$$\Psi = \frac{2 \cdot \pi \cdot C}{m \cdot \omega} = 4 \cdot \pi \cdot \xi \quad (VI.83)$$

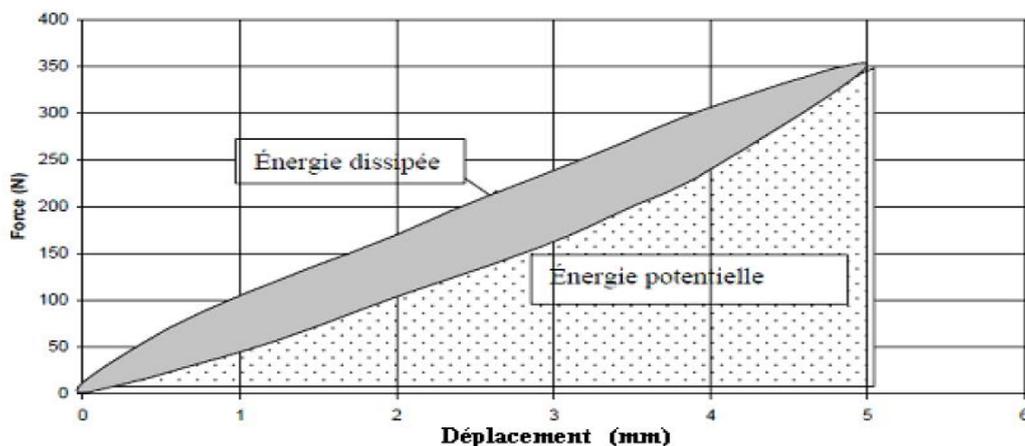


Fig. VI.14 Mesure de la capacité d'amortissement spécifique

VI.5. Les Travaux Récents

L'amortissement est un paramètre important dans la **conception parasismique** « l'analyse des structures sous chargement dynamique ». Un ensemble des valeurs et des coefficients d'amortissement issu d'une base expérimentale. Et la valeur de ce paramètre est en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

En raison de la nature aléatoire des systèmes structuraux, il est très difficile de quantifier l'amortissement et de spécifier son effet sur la réponse sismique des structures, et pour ce fait, plusieurs études ont été menées dans le but de déterminer sa valeur.

Jacobsen 1930 [16] a d'abord identifié trois types d'amortissement dans les structures :

- le frottement constant qui se produit dans presque toutes les structures mécaniques, appelé aussi l'amortissement de Coulomb.
- Le frottement visqueux qui est proportionnelle à la vitesse du mouvement.
- Le frottement proportionnel à la η ième puissance de la vitesse du mouvement et que l'on retrouve dans les systèmes hydrauliques.

Il a ensuite introduit une approximation qui regroupe tous les types d'amortissement en un seul terme appelé l'amortissement visqueux équivalent, pour résoudre le système à un degré de liberté soumis à une sollicitation harmonique externe. La solution approximative proposée dépend, en plus de la vitesse du mouvement, de la fréquence et de l'amplitude de la sollicitation.

En 2005 **FRANÇOIS DUNAND** [7] a étudié l'amortissement en faisant des mesures et des fréquences sur plusieurs bâtiments en béton armé à Grenoble et à Nice. A partir d'enregistrements de bruit de fond par la méthode du décrétement aléatoire et les résultats mesurés montrent que ce dernier s'augmente avec la fréquence impliquent ou les structures rigides et/ ou basses sont dimensionnées de façon sécuritaire face au séisme.

Etant donné que l'amortissement des bâtiments représente une quantité d'énergie dissipée d'une façon ou d'une autre lors de leur vibration. Ce paramètre intervient directement dans la quantité d'énergie que conservent les bâtiments, et donc dans les efforts leur étant appliqués. Les règlements parasismiques traduisent cet effet en diminuant les efforts appliqués aux structures avec l'augmentation de l'amortissement des structures.

En 2008. [4] **M. Willford, A. Whittaker et R. Klemencic** ont trouvé que l'amortissement dans les immeubles de grande hauteur varie en fonction de la sélection des matériaux, de la géométrie du système structurel et des types de finitions architecturales, et la réponse dans les modes supérieurs est beaucoup plus importante dans les immeubles de grande hauteur que dans les immeubles conventionnels de faible à moyenne hauteur.

Aussi varie dans les structures en bétons où la fissuration du béton et le renforcement de l'acier peuvent se produire même sous des charges de gravité de niveau de service.

Comme ils ont trouvé que l'amortissement proportionnel à la rigidité est proportionnel à la fréquence et les modes supérieurs peuvent donc être sur-amortis.

OUALI Nabil En2009 [17] a étudié l'effet de l'amortissement sur des paramètres qui sont : le déplacement, la vitesse et l'accélération des structures dont dépendent bien évidemment les sollicitations. Un classement d'Amortissement a été fait selon plusieurs critères et des méthodes d'évaluation ont été présentées.

Comme il a réalisé un programme informatique pour l'évaluation des réponses déplacements d'un oscillateur simple supposé soumis au séisme de référence d'El-Centro. Aussi montré que les déplacements diminuent considérablement avec l'augmentation de l'amortissement.

En 2009 **Pierre JEHEL** [6] a montré que le choix d'un modèle d'amortissement a d'une grande importance dans les analyses sismiques puisqu'il a une influence significative sur les quantités d'énergie dissipées par la réponse inélastique de la structure, due à des modifications internes. Les résultats des simulations numériques d'un portique en BA qui a été testé sur la table vibrante de l' Ecole Polytechnique de Montréal et que nous avons réalisées avec plusieurs modèles non-linéaires de structure définis avec plusieurs logiciels de simulation et plusieurs modèles d'amortissement.

En 2011 **Ali Mikael** [1] a travaillé sur deux tours « Belledonne et Mont-Blanc » qui sont identiques d'un point de vue architectural, avec une forme en losange de dimensions (20×40m) ; Il a utilisé deux méthodes, décrétement aléatoire et demi-largeur pour mesurer l'amortissement sur les deux tours « BD et MB » et les résultats trouver sont très éloignées par rapport à des valeurs généralement admises dans les règles de construction (5%), aussi trouver que l'amortissement s'augmente lorsque la fréquence augmente.

Il a observé que l'augmentation de la fréquence avec la température est plus probablement liée à des modifications physiques internes de la structure, et non aux conditions aux limites comme pour le cas de l'Hôtel de ville de Grenoble, aussi lorsque la température augmente, l'amortissement diminue, là encore jusqu'à une limite située autour de 15°C.

En 2013 **Romain CRAMBUER** [5], l'étude a porté sur « l'identification de l'amortissement dans des structures en béton armé soumises à des sollicitations sismiques » et s'est surtout intéressé à « l'amortissement généré par le béton ».

D'abord les résultats montrent l'influence du taux de ferrailage sur le faciès de fissuration, ce qui est conforme aux résultats présents dans la littérature. Les poutres peu ferrillées présentant une fissuration très localisée, les poutres plus fortement ferrillées présentant une fissuration plus diffuse. De plus on constate que le taux d'amortissement visqueux équivalent dépend du taux de ferrailage. Plus la poutre est ferrillée plus le taux d'amortissement est bas.

L'étude des résultats obtenus lors de la campagne expérimentale, a permis de montrer que le taux d'amortissement hystérétique dû à la fissuration du béton dépendait de trois paramètres principaux : l'endommagement, l'intensité du cycle courant et l'usure des lèvres de fissures.

BELLOUI Lydia [18]en2014a étudier l'impact de l'amortissement sur le comportement des structures mixtes et l'influence de la disposition des voiles au sein de la structure, elle a varié plusieurs dispositions de voiles sur un bâtiment en (R+7) soit 8 niveaux, la hauteur d'étage est de 3m et les dimensions en plan sont de (20m*20m) avec une symétrie parfaite ,cela dans le but de savoir s'il existe une influence de ces dispositions sur le calcul du coefficient d'amortissement.

Elle a utilisé la méthode de décrétement logarithmique pour quantifier l'amortissement et les résultats obtenus pour les différentes dispositions des voiles sont inférieure ou égale à 5%.Alors la disposition des voiles n'a aucune influence sur l'amortissement.

VI.6. Évaluation Du Coefficient D'amortissement Par La Méthode Du Décrétement Logarithmique

VI.6.1 Introduction

Les caractéristiques réelles d'amortissement des structures sont très complexes et délicates à déterminer. Une méthode pratique pour estimer le facteur d'amortissement qui présente des caractéristiques de décroissances comparables dans le cas d'oscillation libre consiste à prendre le logarithme népérien de deux pics positifs successifs de la réponse pour obtenir le décrétement logarithmique « δ ». D'où nous pouvons par la suite tirer le coefficient d'amortissement « ζ ».

Afin d'extraire des tableaux des résultats les déplacements modaux des différents modes de vibrations de notre structure étudiée, nous avons utilisé une analyse modale par le logiciel **SAP2000 version.14.0.0**.

VI.6.2. Présentation Des Variantes

D'après la modélisation de la structure initiale (Chapitre 3) nous allons faire varier plusieurs paramètres sur la structure étudiée, cela dans le but de savoir s'il existe une influence de ces variations sur le calcul du coefficient d'amortissement « ζ ».

Variante 1 : la structure initiale, avec $F_{c28}=25\text{Mpa}$ avec diaphragme

Variante 2 : la structure initiale, avec $F_{c28}=30\text{Mpa}$

Variante 3 : la structure initiale, avec $F_{c28}=35\text{Mpa}$

Variante 4 : la structure initiale, avec $F_{c28}=25\text{Mpa}$ et sans diaphragme

Variante 5 : la structure initiale, avec $F_{c28}=25\text{Mpa}$ et sans voiles

Variante 6 : la structure initiale, avec $F_{c28}=25\text{Mpa}$ et augmenter la section des poteaux –poutres

VI.6.3. Extraction Et Présentation Des Tableaux De Déplacement

VI.6.3.1. Les résultats obtenus pour la variante 1

$$\delta = \ln \left(\frac{x(t_1)}{x(t_2)} \right) = \ln \frac{0,06624}{0,04485} = 0.3899609$$

$$\xi = \frac{\delta}{2\pi} = \frac{0.3899609}{2\pi} = 6,20642083 \Rightarrow \xi = 6.206 \%$$

Sens X-X				
Pic	Temps	Déplacement	Période T _D	Amortissement(%)
1	6,6	0,06624	1	6,20642083
2	7,6	0,04485	1,1	8,53738619
3	8,7	0,02623	1,1	8,53770773
4	9,8	0,01534	1,1	5,20641655
5	10,9	0,01106	/	/
				7,12198283

Tab.VI.3 Représentation des résultats de la variante 1 X-X.

Sens Y-Y				
Pic	Temps	Déplacement	Période T _D	Amortissement(%)
1	5.20	2,10173	1,1	7,6396284
2	6.30	1,3005	1,2	7,78043668
3	7.50	0,79763	1,2	6,81012773
4	8.70	0,51996	1,1	5,58518166
5	9.80	0,36607	/	/
				6,95384362

Tab.VI.4 Représentation des résultats de la variante 1 Y-Y.

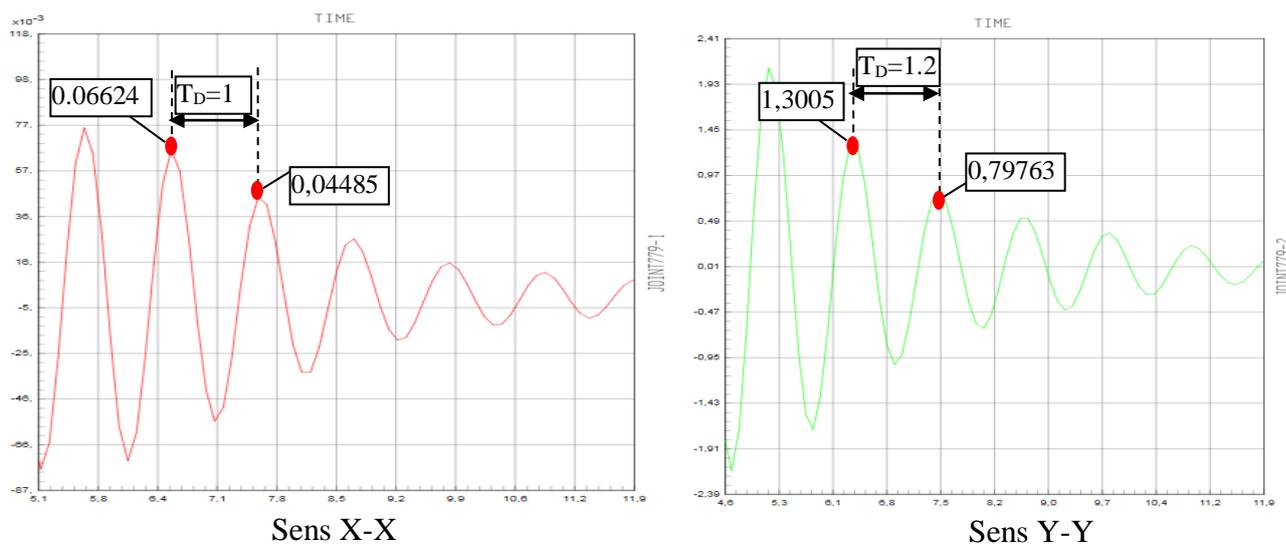


Fig. VI.15 La période en fonction de déplacements modale de la variante 1.

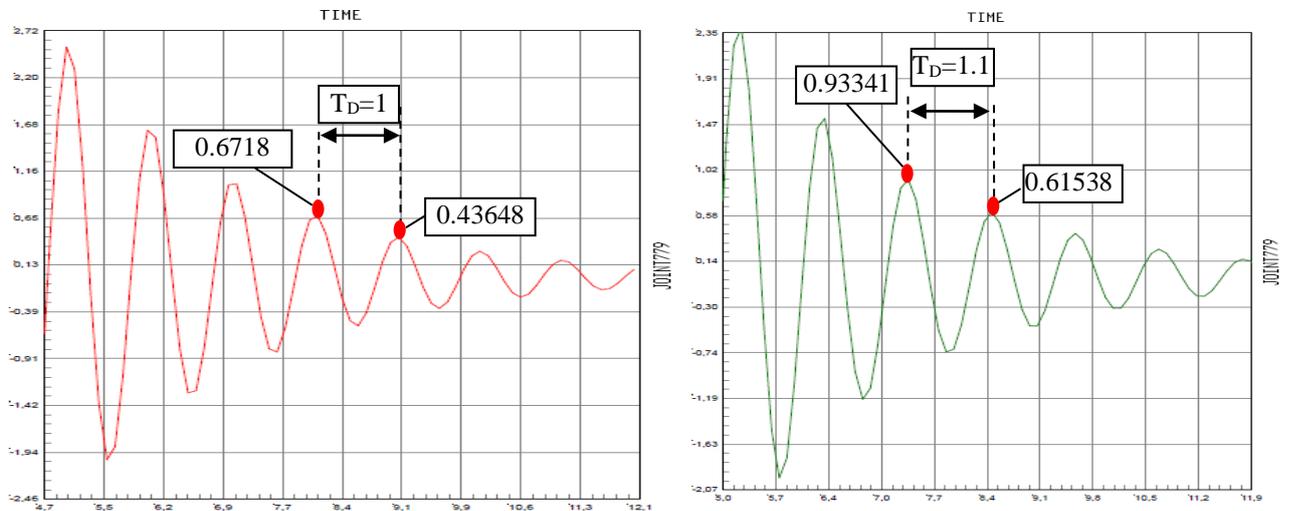
VI.6.3.2. Les résultats obtenus pour la variante 2

Sens X-X				
Pic	Temps	Déplacement	Période T_D	Amortissement(%)
1	6	1,61535	1,1	7,23744328
2	7,1	1,02512	1	6,72595602
3	8,1	0,6718	1	6,86304957
4	9,1	0,43648	1	6,95809746
5	10,1	0,2819	/	/
				6,94613658

Tab. VI.5 Représentation des résultats de la variante 2 X-X.

Sens Y-Y				
Pic	Temps	Déplacement	Période T_D	Amortissement(%)
1	5,2	2,39502	1,1	7,22600952
2	6,3	1,521	1,1	7,77119759
3	7,4	0,93341	1,1	6,63046788
4	8,5	0,61538	1,1	6,46766742
5	9,6	0,40988	/	/
				7,0238356

Tab.VI.6 Représentation des résultats de la variante 2 Y-Y.



Sens X-X

Sens Y-Y

Fig. VI.16 La période en fonction de déplacements modale de la variante 2.

VI.6.3.3. Les résultats obtenus pour la variante 3

Sens X-X				
Pic	Temps	Déplacement	Période T_D	Amortissement(%)
1	6	1,57124	1	7,22017095
2	7	0,99821	0,9	7,31844152
3	7,9	0,63026	1	6,81224464
4	8,9	0,4108	1	6,84658925
5	9,9	0,26718	/	/
				7,04936159

Tab.VI.7 Représentation des résultats de la variante 3 X-X.

Sens Y-Y				
Pic	Temps	Déplacement	Période T_D	Amortissement(%)
1	6,2	1,7092	1,1	7,78296003
2	7,3	1,04813	1,1	7,14048728
3	8,4	0,66922	1	6,8778345
4	9,4	0,4344	1,1	6,72644739
5	10,5	0,28467	/	/
				7,1319323

Tab.VI.8 Représentation des résultats de la variante 3 Y-Y.

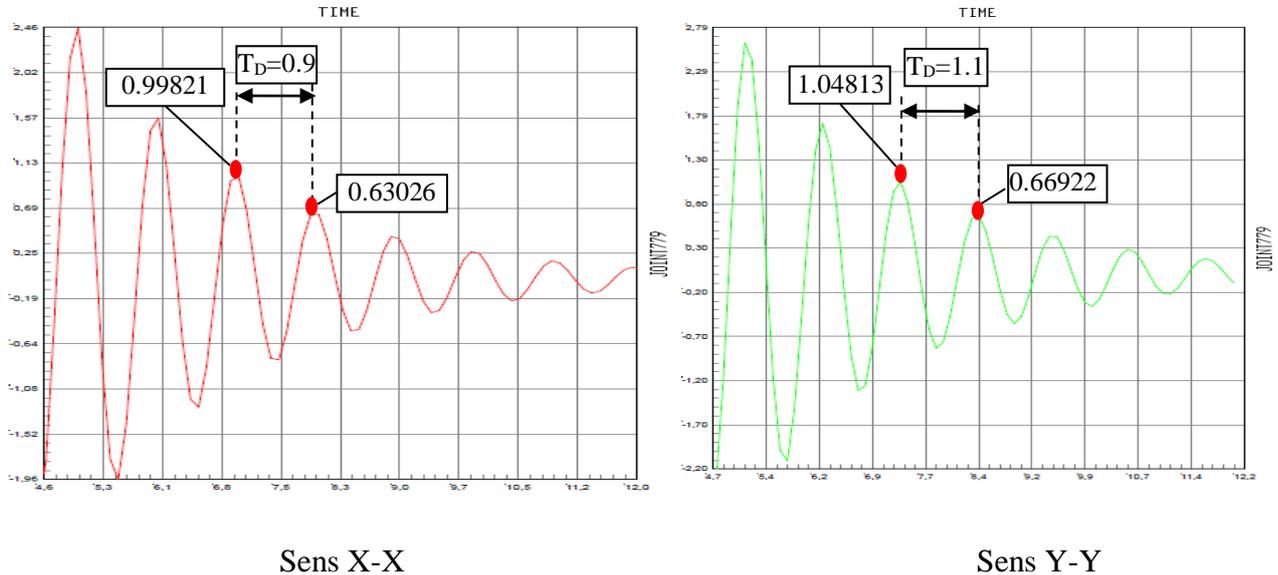


Fig. VI.17 La période en fonction de déplacements modale de la variante 3.

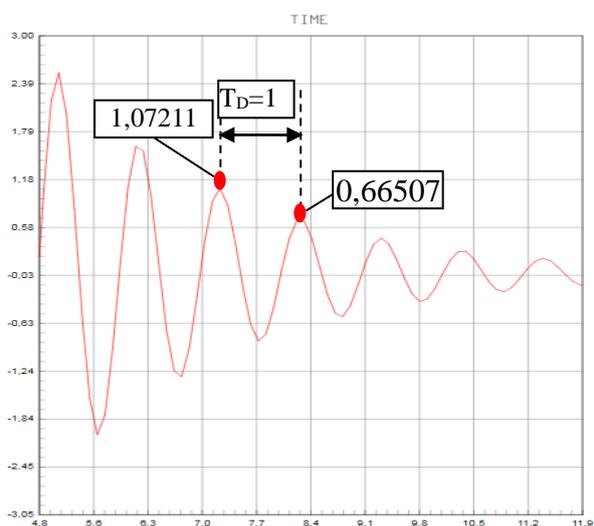
VI.6.3.4. Les résultats obtenus pour la variante 4

Sens X-X				
Pic	Temps	Déplacement	Période T_D	Amortissement(%)
1	5,1	2,53429	1	7,26190566
2	6,1	1,60582	1,1	6,42995297
3	7,2	1,07211	1	7,59951564
4	8,2	0,66507	1,1	6,40944484
5	9,3	0,4446	/	/
				6,92520478

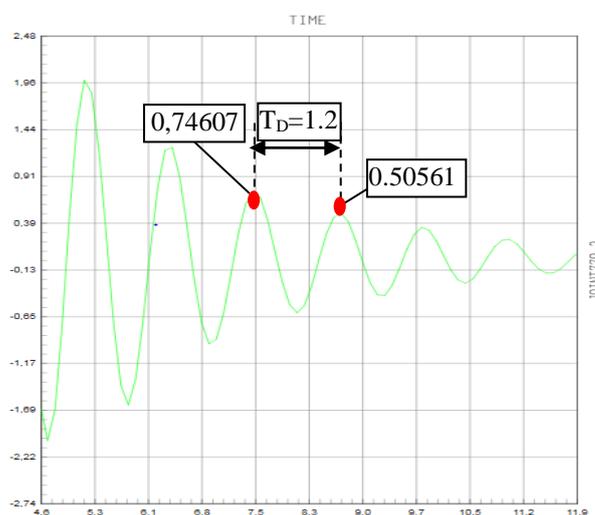
Tab.VI.9 Représentation des résultats de la variante 4 X-X.

Sens Y-Y				
Pic	Temps	Déplacement	Période T_D	Amortissement(%)
1	5.20	1,98516	1,2	7,51057773
2	6.40	1,23837	1,1	8,06488785
3	7.50	0,74607	1,2	6,19198367
4	8.70	0,50561	1,1	6,07309362
5	9.80	0,34522	/	/
				6,96013572

Tab.VI.10 Représentation des résultats de la variante 4 Y-Y.



Sens X-X



Sens Y-Y

Fig. VI.18 La période en fonction de déplacements modale de la variante 4.

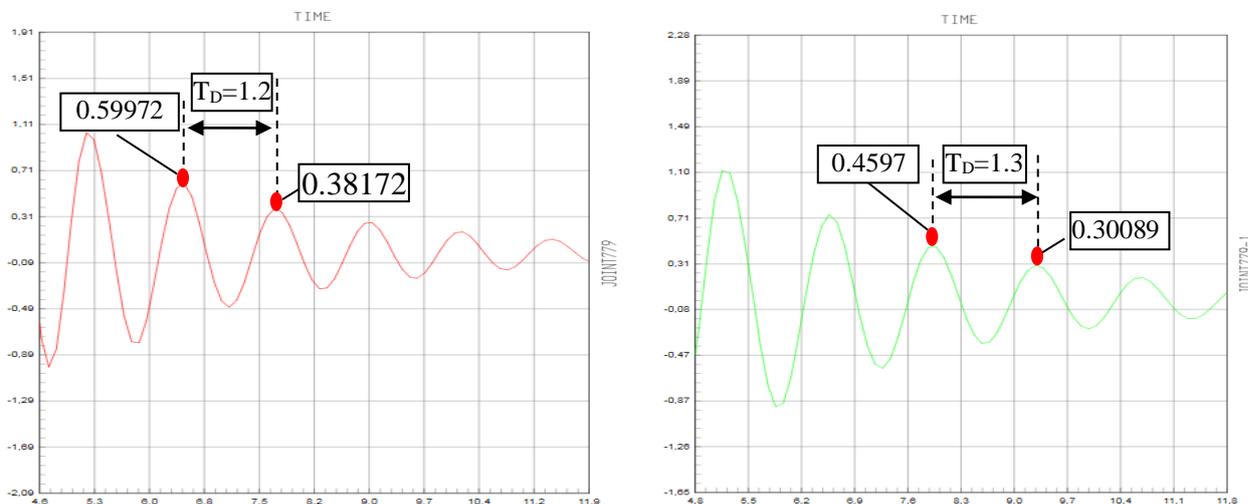
VI.6.3.5. Les résultats obtenus pour la variante 5

Sens X-X				
Pic	Temps	Déplacement	Période T_D	Amortissement(%)
1	5.20	1.04249	1,3	8,79974813
2	6.50	0.59972	1,2	7,19023078
3	7.70	0.38172	1,3	6,03652593
4	9.00	0.26123	1,2	5,68196812
5	10.20	0.18280	/	/
				6,92711824

Tab.VI.11 Représentation des résultats de la variante 5 X-X.

Sens Y-Y				
Pic	Temps	Déplacement	Période T_D	Amortissement(%)
1	5,2	1,11836	1,4	6,67595196
2	6,6	0,73521	1,4	7,47363076
3	8	0,4597	1,3	6,74545366
4	9,3	0,30089	1,4	7,00479849
5	10,7	0,19376	/	/
				6,97495872

Tab.VI.12 Représentation des résultats de la variante 5 Y-Y.



Sens X-X

Sens Y-Y

Fig. VI.19 La période en fonction de déplacements modale de la variante 5.

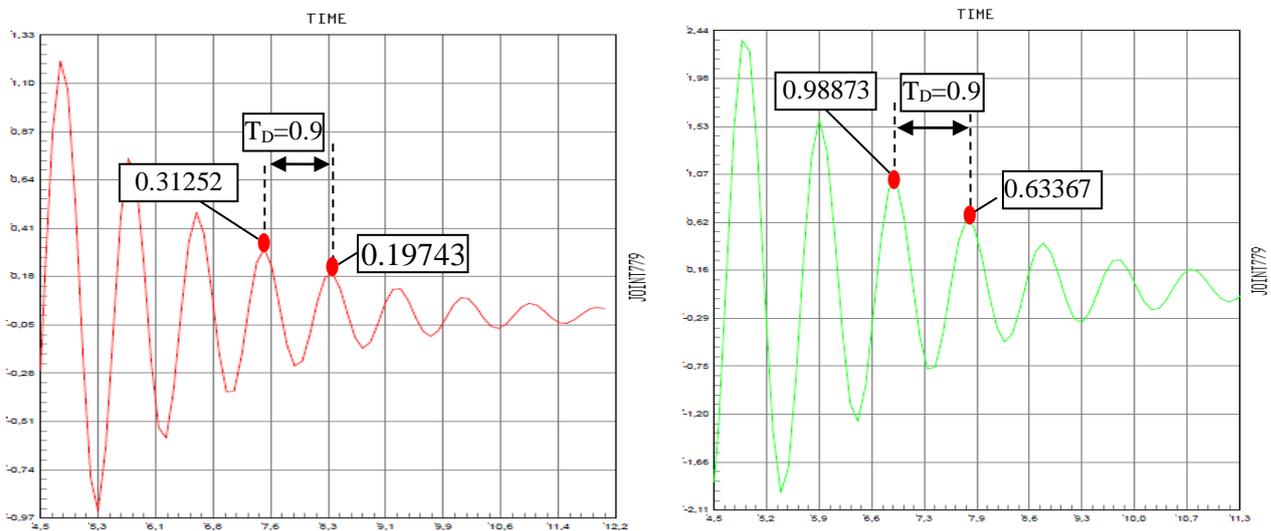
VI.6.3.6. Les résultats obtenus pour la variante 6

Sens X-X				
Pic	Temps	Déplacement	Période T_D	Amortissement(%)
1	5,7	0,74292	0,9	6,76928457
2	6,6	0,48554	0,9	7,01225867
3	7,5	0,31252	0,9	7,30973787
4	8,4	0,19743	0,9	7,54933322
5	9,3	0,12286	/	/
				7,16015358

Tab.VI.13 Représentation des résultats de la variante 6 X-X.

Sens Y-Y				
Pic	Temps	Déplacement	Période T_D	Amortissement(%)
1	5,9	1,59369	1	7,59783528
2	6,9	0,98873	0,9	7,08069165
3	7,8	0,63367	1	6,57444824
4	8,8	0,41924	1	7,52809284
5	9,8	0,26124	/	/
				7,195267

Tab.VI.14 Représentation des résultats de la variante 6 Y-Y.



Sens X-X

Sens Y-Y

Fig. VI.20 La période en fonction de déplacements modale de la variante 6.

VI.7. Analyse Des Résultats

La différence % = $100 * (\text{Amortissement de référence} - \text{amortissement calculé}) / \text{amortissement de référence}$

Variante	Sens	Amortissement %	Amortissement de référence %	Différence %
1	x-x	7,122	7	1.743
	y-y	6,954		0.657
2	x-x	6,946		0.761
	y-y	7,024		0.343
3	x-x	7,049		0.7
	y-y	7,132		1.886
4	x-x	6,925		1.071
	y-y	6,961		0.557
5	x-x	6,927		1.043
	y-y	6,975		0.357
6	x-x	7,161		2.3
	y-y	7,195		2.786

Tab.VI.15 le taux d’amortissement en pourcentage

D’après les résultats obtenus, nous avons constatons que le changement de quelques paramètres sur le modèle étudié influence sur le taux d’amortissement de manière triée faible.

- La variante 1 (la référence) l’amortissement égale 7%
- le taux d’amortissement reste auteure de 7% selon les variantes 2 et 3 (changement la résistance du béton).
- On remarque que l’amortissement reste constant 7% d’après la variante 4 (modèle étudié sans diaphragme) par ailleurs la variante 5 (modèle étudié sans voiles).
- l’amortissement augmente de manier très faible selon la variante 6 (augmentation de la rigidité).

VI.8. Conclusion

L’amortissement est un paramètre important dans l’analyse des structures sous chargement dynamique. Un ensemble des paramètres qui interviennent d’influencé d’une façon ou d’une autre sur le taux d’amortissement, comme on a constaté pas mal de type de ce dernier.

L’étude la plus appropriée est le calcul du décrément logarithmique « δ » qui consiste en l’étude de 2 pics successifs de même signes de la réponse de la structure en ne tant compte de ses capacités physiques et mécaniques. Afin de voir les résultats précédents, nous voyons une légère différence entre les variantes étudiées avec une certaine incidence sur ce coefficient d’amortissement « ξ ».

Alors en conclu d’après cet étude que l’amortissement reste constant et auteure de la valeur déclarée dans la modèle initiale (valeur de retirance 7%).

Conclusion Générale

Conclusion Générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception parasismique des structures.

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- ↳ D'après l'étude parasismique qu'on a fait, il convient de signaler les contraintes architecturales durant la disposition des voiles influent sur le comportement adéquat de la structure, ces derniers peuvent être évités si l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en collaboration dès le début du projet.
- ↳ Le pré dimensionnement est une étape préliminaire qui a pour but de choisir des sections pour les éléments structuraux afin de les modéliser, un pré dimensionnement bien réfléchi facilitera énormément l'étude dynamique de la structure.
- ↳ Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'un des plus importants et dangereux effet à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures. Par ailleurs, la modélisation de la structure nécessite une bonne maîtrise des méthodes d'analyse des structures, notamment la méthode des éléments finis. Elle requiert aussi une bonne compréhension de l'utilisation du logiciel de calcul à savoir le **SAP2000 version.14.0.0**.
- ↳ Pour cela en tentant diverses dispositions des voiles de contreventement et on retiendra la bonne disposition possible qui offre à la structure un comportement dynamique qui satisfait les critères imposés par les règles parasismiques Algérienne et évitera un surdimensionnement ou sur ferrailage des éléments résistants.
- ↳ Des éléments principaux doivent être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrailages des différents éléments ; nous avons pris en compte des ferrailages obtenus par deux logiciels de calcul (Socotec) ainsi que le ferrailage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes.
- ↳ Le choix du type de fondation dépend de plusieurs paramètres liés à la caractéristique du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.
- ↳ Les semelles isolées ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient, en suite nous sommes passés à un calcul avec semelle filante, le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.
- ↳ L'amortissement est un paramètre important dans l'analyse des structures sous chargement dynamique. On a considéré le coefficient $\xi = 7\%$ lors de cette étude. Ce choix a tendance à rigidifier les structures et bloque les vibrations de ces structures qui ont besoin de dissiper de l'énergie.

- ↳ Un ensemble des paramètres qui interviennent d'influencé d'une façon ou d'une autre sur le taux d'amortissement.
- ↳ Pour élucider ce problème, l'évaluation la plus appropriée pour quantifier ce paramètre est le calcul du décréement logarithmique « δ » qui consiste en l'étude de 2 pics successifs de même signes de la réponse de la structure en ne tant compte de ses capacités physiques et mécaniques.
- ↳ L'amortissement croissant avec l'augmentation de la résistance du béton par ailleurs la rigidité de la structure (augmenter la section des poteaux-poutres). Afin de voir les résultats, nous avons constatons que l'amortissement affecté par les paramètres étudié.

Enfin, ce projet nous a donné la chance d'interagir avec la vie professionnelle d'un ingénieur civil et de mettre en pratique nos connaissances théoriques comme nous espérons que ce travail il servira certainement comme support pour nos futurs camarades qui seront intéressés par cette voie.

Annexe A

Poteaux

➤ Ferrailage des poteaux sous-sol

Les poteaux du sous sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donné par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 0.173m ; \lambda = \frac{L_f}{i} = 15.13 < 50 ; \alpha = \frac{0,85}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.618 ; B_r = (0.60 - 0.02)^2 = 0.3364m^2$$

➤ Calcul De L'effort Normal Pondéré

Prenez le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

N_u (avant sous-sol) = 3234.07 KN

- Plancher RDC 24.64 x 8.11 = 199.83 KN
- poids de poteau 0.60 x 0.60 x (3.74 - 0.45) x 25 = 29.61 KN
- Poids de la poutre porteuse... 0.45 x 0.30 x 5 x 25 = 16.87 KN
- Poids de la poutre non porteuse..... 0.45 x 0.30 x 4.4 x 25 = 14.85 KN

G = 261.16 KN

- Surcharge d'exploitation

$$Q_{RDC} = 5 \times 24.64 = 123.2 \text{ KN}$$

$$N_{u1} = 1.35G + 1.5Q = 573.36 \text{ KN}$$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux sous-sol :

$$N_u \text{ (sous-sol)} = N_u \text{ (avant sous-sol)} + N_{u1} = 3807.43 \text{ kN}$$

➤ Calcul Du Ferrailage

$$A_s \geq \left(\frac{3807.43 \times 10^3}{0.618} - \frac{0.3364 \times 10^6}{0,9} \frac{25}{1.5} \right) \frac{1.15}{500} = -158.10 < 0$$

$$A_s = A_s^{\min} = 0.9\% B \text{ (RPA V 2003)} \Rightarrow A_s = A_s^{\min} = 32.40 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On prend : } 12T20 = 37.68 \text{ cm}^2$$

a. Vérification à l'ELS

$$N_{ser} \text{ (sous-sol)} = 2348.9 \text{ kN} ; N_{ser1} = G + Q = 384.36 \text{ kN.}$$

$$D'où N_{ser} \text{ (SS)} = N_{ser} \text{ (entresol)} + N_{ser1} = 2733.26 \text{ kN}$$

Ferrailage Des Voiles

Longueur de flambement

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

➤ Effort de compression en ELU

Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours, sinon voir

	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	M^2	$d(a-0,02)$	
Pour $\lambda \leq 50$ Pour $50 \leq \lambda \leq 80$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$ $0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$
Effort limite ELU	$N_{u \text{ lim}}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

Aciers verticaux, aciers horizontaux

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{vMax}}{3}; 0,001 \right]$ ρ_{vMax} = le pourcentage vertical de la bande la plus armée
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} \left[0,001; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\lim}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	

Aciers transversaux

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par m^2 de voile	6mm
$12\text{mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales Espacement $\leq 15 \phi_l$	6mm
$20\text{mm} < \phi_l$		8mm

Procédure De Ferrailage Des Trumeaux**Méthode Simplifiée Basée Sur Les Contraintes****➤ Des Aciers Verticaux**

Les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées (σ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction.

a. Zone comprimée

Si $\sigma < 0 \Rightarrow$ compression, Dans ce cas le Voile n'est pas armé à la compression, on prend :

$A_s = \text{Max} (\text{Min BAEL} ; \text{Min RPA})$.

b. Zone tendue

Si $\sigma > 0 \Rightarrow$ traction

Lorsqu' une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne) σ_m vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec :

F_T : force de traction ; e : épaisseur du voile ; l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier A_s tel que :

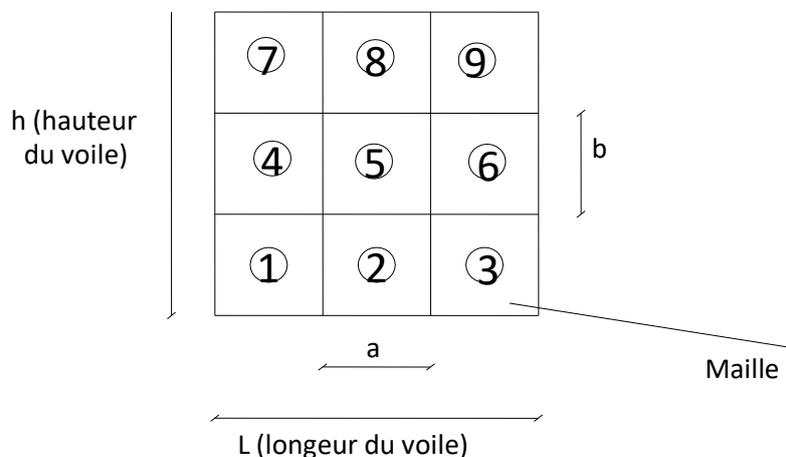
$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_m \cdot \gamma_s}{f_e} \cdot \Delta s = A_v \Rightarrow \text{Avec } \Delta s = e \times l_m$$

$\frac{A_s}{S}$ Est répartie sur S , cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments coques (Shell) à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité



Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille.

➤ Acier Horizontal

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment défini})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25$$

$\tau_u = S_{12}$ Est donnée par l'interface graphique du **SAP 2000**.

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v ; $b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$$

LISTE DES SYMBOLES ET

A	Coefficient d'accélération de zoneselon le <i>RPA99 version 2003</i> (% de g).
A_s	Aire d'une section d'acier(m).
A_t	Section d'armatures transversales(m).
B	Aire d'une section de béton (m).
\emptyset	Diamètre des armatures, mode propre(m).
φ	Angle de frottement.(°).
C	Cohésion(kPa).
Q_{adm}	Capacité portante admissible(MPa).
Q	Charge d'exploitation(Kn.ml).
PC	Pression de consolidation.
γ_s	Coefficient de sécurité dans l'acier.
γ_b	Coefficient de sécurité dans le béton.
σ_s	Contrainte de traction de l'acier(MPa).
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton(MPa).
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte de traction admissible de l'acier(MPa).
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte de compression admissible du béton(MPa).
τ_u	Contrainte ultime de cisaillement(MPa).
τ	Contrainte tangentielle(MPa).
β	Coefficient de pondération.
σ_{sol}	Contrainte du sol(MPa).
σ_m	Contrainte moyenne(MPa).
G	Charge permanente (N).
ξ	Déformation relative
V_0	Effort tranchant a la base (N).
E.L.U	Etat limite ultime.
E.L.S	Etat limite service.
N_{ser}	Effort normal pondéré aux états limites de service (N).
N_u	Effort normal pondéré aux états limites ultime (N).
T_u	Effort tranchant ultime (N).
T	Période (S).
S_t	Espacement (m).

λ	Elancement.
F	Force concentrée (N).
f	Flèche (m).
\bar{f}	Flèche admissible (m).
d	Fiche d'ancrage (m).
L	Longueur ou portée (m).
L_f	Longueur de flambement (m).
I_p	Indice de plasticité.
I_c	Indice de consistance.
d	Hauteur utile (m).
F_e	Limite d'élasticité de l'acier (MPa).
M_u	Moment à l'état limite ultime (N.m).
M_{ser}	Moment à l'état limite de service (N.m).
M_t	Moment en travée (N.m).
M_a	Moment sur appuis (N.m).
M_0	Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base (N.m).
I	Moment d'inertie (m ⁴).
f_i	Flèche due aux charges instantanées. (m).
f_v	Flèche due aux charges de longue durée (m).
I_{fi}	Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées (m ⁴).
I_{fv}	Moment d'inertie fictif pour les déformations différées (m ⁴).
M	Moment, Masse. (N.m).
E_{ij}	Module d'élasticité instantané (MPa).
E_{vj}	Module d'élasticité différé (MPa).
E_s	Module d'élasticité de l'acier (MPa).
f_{c28}	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age (MPa).
f_{t28}	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age (MPa).
F_{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age (MPa).
K	Coefficient de raideur de sol(Kg/cm ³) .
δ	Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
Y	Position de l'axe neutre(m).
A_g	Section transversale brute du voile ou trumeau(m).
I_0	Moment d'inertie de la section totale homogène (m ⁴).
δ_{ek}	déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion)(m).
Φ	Coefficient de sécurité.

α_c	Coefficient de pondération de l'élanement du mur.
ρ_v	Pourcentage des armatures verticales dans lame du mur(%).
ρ_h	Pourcentage des armatures horizontales dans lame du mur(%).
ρ_n	Pourcentage nominale des armatures dans lame du mur(%).
m	masse
c_v	Constante d'amortissement visqueux
k	Rigidité
ω_0	Pulsation propre
ω_D	Pulsation amortie de la structure
C_{cr}	Amortissement critique
U	Déplacement de la masse(mm)
u_0	Déplacement initial
\dot{u}	vitesse initiale
ξ	L'amortissement(%)
R_d	facteur d'amplification du déplacement
δ	Décrément logarithmique
$\bar{\omega}$	Pulsation de la force d'excitation
Q	facteur de qualité
M	Matrice des masses
C	Matrice d'amortissement visqueux
K	Matrice de rigidité
T	Période propre de la structure (s)
f	fréquence
P_0	Amplitude maximale
u_{st}	Déplacement statique
ΔE	Energie dissipée par cycle
E	Energie emmagasinée par cycle
E_D	L'énergie dissipée au cours d'un cycle
Ω	La pulsation de coupure
ψ	Capacité d'amortissement spécifique

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[BAEL, 91] Jean-Pierre Mougïn, Béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième Edition Eyrolles 2000.

[DTR CBA.93 C 2-41] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé

[DTR B.C 2.2] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation.

[RPA99 version 2003] Règles parasismique Algérienne RPA99 Version 2003.

[TABAA Abdelaziz - Fellah Abderraouf]. **Mémoire de master 2** .Conception D'un Bâtiment A Usage Multiple En (R+9+Entre Sol+Sous Sol) Avec La Prise En Compte De La Torsion Accidentelle

[1] A. Mikael. Evaluation des paramètres physiques des bâtiments : amortissement, fréquence et modes de comportement des structures de génie civil : approche expérimentale, Thèse doctorat.2011

[2] Crandall, S. (1970). The role of damping in vibration theory. Journal of Sound and Vibration, 11(1):3-18.

[3] Stevenson, J. (1980). Structural damping values as a function of dynamic response stress and deformation levels. Nuclear Engineering and Design, 60(2):211 - 237

[4] M. Willford, A. Whittaker et R. Klemencic. Recommendations for the Seismic Design of High-rise Buildings 2008

[5] R. CRAMBUER, Contribution à l'identification de l'amortissement approches expérimentales et numériques, Thèse doctorat ENSC-2013

[6] P. JEHEL. Modélisation numérique des phénomènes d'amortissement par dissipation d'énergie matérielle dans les structures de type portique en béton armé sous séisme, Thèse doctorat 2009.

[7] F. DUNAND Pertinence du bruit de fond sismique pour la caractérisation dynamique et l'aide au diagnostic sismique des structures de génie civil, Thèse doctorat 2005.

[8] R. ABDERREZZAK étude du comportement des structures en acier sous sollicitations sismiques contreventées par amortisseurs à fluides visqueux. Thèse doctorat 2015

[9] X. R. VEILLETTE Impact du taux d'amortissement visqueux élastique des ponts routiers sur les résultats d'analyses sismiques linéaires et non linéaires.2013. Canada

[10] eFunda Inc. (2012). SDOF Systems: free vibration with viscous damping. [http : //www. efunda. com /formulae/vibrations/sdof_free_damped. cfm](http://www.efunda.com/formulae/vibrations/sdof_free_damped.cfm) (page consultée le 3 décembre 2012).

- [11] D. Combescure Septembre 2006 Eléments de dynamique des structures Illustrations à l'aide de CAST3M, Livre.
- [12] Pascal, J., C. Cours Vibration et acoustique 1, Ecole nationale supérieure du Mans.2008
- [13] A. PECKER Dynamique des structures et des ouvrages, Livre. (Edition 2006)
- [14] A. SEGHIR. Contribution à la modélisation numérique de la réponse sismique des ouvrages avec interaction sol-structure et interaction fluide-structure : application à l'étude des barrages poids en béton. Autre. Université Paris-Est, Thèse doctorat 2010. Français.
- [15] B. LOUCIF Modélisation de l'amortissement en dynamique des structures, Thèse magister 2015.
- [16] Jacobsen, L. 1930 Steady forced vibration as influenced by damping. Transactions of the American Society of Mechanical Engineers.
- [17] O.Nabil.2009 Effets des Dispositifs D'amortissement sur les Déplacements, Vitesses et Accélérations des Structures ,USTHB à Alger.
- [18] B. Lydia .Calcul du coefficient d'amortissement « ξ » des structures mixtes (portiques et voiles).Master 2014