



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE UNIVERSITE DJILALI BOUNAAMA,
KHEMIS MILIANA
FACULTE DE SCIENCE DE LA
TECHNOLOGIE DEPARTEMENT DE LA
TECHNOLOGIE



En vue de l'obtention d'un diplôme de Master en Génie Civil

Mémoire de fin d'études

Thème

**Etude de zonage d'une structure en béton
armé à usage habitation contreventé par voiles**



Encadré par

Mr. M. TAHI

Etudié par :

**M^{elle} FEGHALI LAMIA
M^{elle} ZOUATI MARWA**

Promo 2022-2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Nous remercions avant tout le ALLAH de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles Pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur Mr M. TAHI, qui nous a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et par son expérience et sa compétence.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants de département de la technologie

Nous remercions tous le membre des jurys qui nous ont fait l'honneur d'examiner notre modeste travail et à tous ce qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail



Dédicaces

Je dédie ce modeste fruit d'étude :

A Allah qui m'a préservé pour ce moment et a augmenté mes connaissances

A maman « Souad » qui m'a fait aimer étudier depuis j'étais en première année en primaire jusqu'à ce moment. Merci beaucoup maman, tu me donne la force, le courage toujours pour être là aujourd'hui, vraiment tu es une école. Je t'aime beaucoup MAMA.

A mon papa « Benaissa », je dis merci beaucoup pour le personne qui financé mes études, qui support mes choix, qui me fait la confiance dans mes études et ma vie. Merci papa pour être toujours là pour moi pour fais l'impossible pour moi tu es vraiment mon héros. Je t'aime beaucoup PAPA.

A mes chères frères, mes chères soeurs , mes petites amours « Loujayn » et « Sofia ».

A moi-même et mon chère binôme « Marwa » pour notre collaboration fructueuse.

Au-delà des noms cités, il existe un cercle précieux de personnes qui ont joué un rôle significatif dans mon parcours. Je vous exprime ma reconnaissance pour votre présence qui ont marqué positivement ma vie.

Lamia Feghali

Dédicaces

Pour que ma réussite soit complète-je la partage avec toutes les personnes que j'aime, je dédie ce modeste travail à :

Ma très chère mère, qui m'a tant aidé avec son soutien, elle est ma source de bonheur et ma source de courage et de patience c'est elle qui m'a donné la vie elle fait partie de moi à qui j'exprime toute ma reconnaissance.

À la personne qui a passé les nuits pour notre éducation et qui m'a donné des valeurs et de bonnes mœurs pour sa patience et tous ses efforts Mon très cher père.

A mes très chers sœur et frères : Hicham et Siham

*A mes très chers frères : Mohamed Sebiat, Djaber, Hadoukou
Pour le courage et la volonté qu'ils m'ont inculqués
À la personne avec qui je connaissais le sens de l'amitié, mon
amie et mon binôme*

LAMIA

A tous mes amis de L'université UDBKM.

Zouati Marwa



ملخص

هدف هذا العمل هو دراسة التجزئة لهيكل من الخرسانة المسلحة ومعزز بجدران التصويب، والذي يتكون من طابق أرضي وثمانية طوابق ويدروم مخصص للاستخدام السكني. ومن أجل تحقيق هذا الهدف، تم اختيار المناطق الزلزالية IIa وIII، وتمت دراسة المبنى نفسه باستخدام تحليل زلزالي باستخدام برنامج ETABS، بالإضافة إلى مراجعة المعايير المطلوبة للثبات وفقًا للوائح الزلازل الجزائرية RPA 99/2003، وتم حساب التسليح للعناصر الإنشائية والأساسات في كل منطقة. تشير نتائج الدراسة إلى أن المبنى الموجود في المنطقة III يتعرض لقوى زلزالية أعلى وتحركات أرضية أكبر مقارنة بالمنطقة IIa. وبالتالي، يتطلب ذلك زيادة كمية التسليح للعناصر الإنشائية، وخاصة جدران التصويب. فضلًا عن ذلك، فإن ضمان التكوين السليم لجدران التصويب يعد أمرًا حاسمًا لتحقيق سلوك ديناميكي مرضٍ للمبنى، وهذا أكثر أهمية من مجرد عدد هذه الجدران. ومن الضروري ضمان ليونة هيكلية مناسبة، وهو صفة أساسية في المناطق ذات الزلازل العالية..

Résumé

L'objectif de ce travail est étude de zonage d'une structure en béton armé contreventée par des voiles, composé de rez-de-chaussée plus huit étages plus sous-sol à usage d'habitation.

Pour atteindre cet objectif, on a choisi les deux zones sismiques IIa et III et on a étudié le même bâtiment avec comparaison de l'analyse sismique à l'aide de logiciel ETABS et les critères de stabilité exigés par les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 /Version 2003, ainsi que le calcul de ferraillage des éléments structuraux et fondations dans chaque zone. Les résultats de l'étude montrent que le bâtiment qui est situé dans la zone III présente des forces sismiques et des déplacements des étages élevés avec augmentation de la quantité de ferraillage des éléments structuraux particulièrement les voiles de contreventement, par comparaison au Zone IIa. En effet, pour assurer un bon comportement dynamique de notre bâtiment, la bonne disposition des voiles de contreventement est plus importante que le nombre de ces voiles, afin de garantir une ductilité appropriée de la structure, qualité structurale indispensable dans les zones de forte sismicité.

Abstract

The aim of this study is to investigate the zoning of a reinforced concrete structure braced with shear walls, comprising a ground floor, eight floors, and a basement intended for residential use. In order to achieve this objective, seismic zones IIa and III were selected, and a comparative analysis was conducted using the ETABS software for seismic analysis, along with compliance assessment according to the Algerian Seismic Design Code RPA 99/Version 2003. Additionally, reinforcement calculations for structural elements and foundations were performed for each zone. The study results indicate that the building located in zone III experiences higher seismic forces and floor displacements compared to Zone IIa. This necessitates an increased amount of reinforcement for structural elements, especially the bracing walls. Ensuring the proper configuration of the bracing walls is crucial for achieving satisfactory dynamic behavior of the building, surpassing the mere quantity of these walls. It is essential to guarantee adequate structural ductility, a fundamental attribute for structures in high seismicity zones.

Sommaire

Introduction général :	1
------------------------------	---

Chapitre 01 :Etude bibliographique

I.1 Introduction :	2
I.2 C'est quoi un séisme ?	2
I.2.1 Origine du séisme :	3
I.2.2 Ondes sismiques :	3
I.2.4 Ondes de Surface :	4
I.2.5 Action sismique :	4
I.2.6 Intensité et magnitude d'un séisme :	5
I.2.6.a Intensité :	5
I.2.6.b. Magnitude :	6
I.3 Réglementation parasismique :	7
I.4 Carte de sismicité du nord Algérien :	8
I.5 Zonage sismique :	8
I.6 Caractéristique du sol :	10

Chapitre 02: Présentation de l'ouvrage

II.1 Introduction :	12
II.2 Présentation du bâtiment :	12
II.3 Classification :	12
II.3.1 Classification selon leur importance :	12
II.3.2 Classification selon la zone sismique :	13
II.4 Caractéristiques de sol :	13
II.5 Caractéristiques géométriques :	13
II.5.1 Ossature :	14
II.5.2 Plancher :	14
II.5.3 Poutres :	14
II.5.4 Poteaux :	14
II.5.5 Voiles :	15

II.5.6 Local d'ascenseur :	15
II.5.7 Escalier :	15
II.5.8 Maçonnerie :	15
II.5.9 Revêtement :	15
II.6 Classification du bâtiment :	15
II.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux :	16
II.7.1 Etats limites de calculs :	16
II.8 Caractéristiques du béton :	17
II.8.1 Résistance caractéristique à la compression	17
Résistance du béton à la compression :	17
Module de déformation longitudinale :	17
Module d'élasticité instantané « E_{ij} » :	17
Module d'élasticité différé « E_{vj} » :	18
Coefficient de Poisson :	18
Poids volumique :	18
II.8.2 Les contraintes limite de calcul :	18
II.8.3 Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :	19
II.8.4 Contraintes limites a l'état limite de service (E.L.S) :	19
II.9 Acier :	20
II.9.1Caractéristiques mécaniques des aciers utilisés:	20
II.9.2 Résistance caractéristique de l'acier :	20
Module d'élasticité des aciers :	20
Action et sollicitations de calcul :	22
II.9.2 Règlements et normes utilisés :	24

Chapitre 03: Pré dimensionnement des éléments structuraux

III.1 introduction :	26
III.2 Prédimensionnement des planchers :	26
Dalle de compression :	27
III.3 Les poutrelles :	29
III.4 Plancher terrasse inaccessible :	30

III.5 Plancher étage courant :	31
III.6 Dalle pleine :	31
III.7 Maçonnerie :	32
III.8 Plancher dalle plein (sous-sol) +(RDC) :	32
III.9 Pré dimensionnement des poutres porteuses :	34
III.10 Prédimensionnement des poutres non porteuses :	34
III.11. Pré dimensionnement des poteaux :	35
III.12 Prédimensionnement des voiles :	45

Chapitre 04 :Modélisation et vérification

IV.1Introduction :	50
IV.2 Objectif de l'étude dynamique :	50
IV.3Les méthode de calcul selon le règlement parasismique algérien (RPA99/V2003) :	50
IV.3.1Choix de la méthode de calcul :	51
IV.3.2Méthode d'analyse modale spectrale :	51
IV.4Modélisation :	51
IV. 5 Présentation du logiciel ETABS :	54
IV.6Etapes de modélisation :	54
Détermination des paramètres du spectre de réponse (Art 4.3.3 PRA 99/V2003) :	56
IV.7 Vérification de la condition des charges verticales du système de contreventement	67
IV.7.1 Vérification des déplacements ;	69
Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	72
IV.7.2 Vérification des Sollicitations normales.	75
Conclusion.	75

Chapitre 05 : Ferrailage des éléments structuraux

V.1 Ferrailage des poteaux :	77
V.1.1Introduction :	77
V.1.2 Etude des poteaux :	77
V.1.3 Calcul de la section d'armature donné à L'ELU dans la situation durable et accidentelle :	81
A) Section partiellement comprimée (SPC):	81
B) Section entièrement comprimée (SEC):	83

Ferraillage des poteaux :	94
V.2 Les poutres :	97
V.2.1 Etudes des poutres :	97
V.2.2 Ferraillage:	100
V.3 Ferraillages des voiles	110
V.3.1 INTRODUCTION :	110
V.3.2 Etude des voiles de recouvrements :	110
V.3.3 méthode de ferraillage des voiles :	111
V.3.4 ferraillage des voiles sous ($0.8G \pm E$) :	114
V.3.5 vérification de la contrainte de compression sous : ($G+Q \pm E$) :	114
V.3.6 Ferraillages des voiles :	126
Conclusion.....	127

Chapitre 06 : Etude de l'infrastructure

VI. Etude des fondations.....	129
VI.1 Introduction :	129
VI.2 Classification des fondations :	129
VI.3 Ferraillage de longrine :	129
VI.4 Etude préliminaire du choix de type de semelle :	131
VI.4.2 Radier générale :	131
a) l'ELU :	141
b) l'ELS:	141
VI.4.3 Ferraillage du radier :	142
VI.5 Voile périphérique :	150
VI.5.1 Dimensionnement et ferraillage du voile :	150
VI.5.2 Armatures verticales :	150
VI.5.3 Armatures horizontales :	150
VI.6 Ferraillage des débords :	151
Conclusion général.....	152

List des Figures

Figure I.1: Séisme de L'Asnam 10 Octobre 1980	2
Figure 1.2 : Origine du séisme	3
Figure I.3: Différentes ondes sismiques	4
Figure I.4: Carte sismicités du nord algérien	8
Figure I.5: Carte zonage sismique en Algérie	9
Figure II.1 : Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELU	19
Figure II.2 : Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELS	19
Figure II.3 : Diagramme Contraintes Déformations de l'acier à l'ELU	21
Figure III.1 : Dalle à corps creux	27
Figure III.2: Section de calcul des poutrelles	29
Figure III.3: Coupe plancher terrasse inaccessibles	30
Figure III.4: Coupe A-A	37
Figure III.5: Coupe de voile en élévation	45
Figure III.6: Coupe de voile de la cage de l'ascenseur	47
Figure IV.1 : Présentation de vue en 3D	55
Figure IV.2: Présentation de la vue en plan	56
Figure IV.3 : Spectre de réponse dans deux zones sismiques en Algérie	58
Figure IV.4 : Les modes	66
Figure IV.5 : Evaluation des effets du second ordre	72
Figure V.1 : Zone nodale	79
Figure V.2 : Schéma de ferrailage des poteaux de zone IIa	95
Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poteaux de zone III	96
Figure V.4 : ferrailage de poutre principale	107
Figure V.5 : ferrailage de poutre secondaire	108
Figure V.6 : ferrailage de poutre principale (zone III)	108
Figure V.7 : ferrailage de poutre secondaire (zone III)	109
Figure V.8 : Plans de repérage des voiles	111
Figure V.9 : Vue en plan du voile plein en L	114
Figure V.10: schéma ferrailage de voile en L (zone IIa)	117
Figure V.11: schéma ferrailage de voile en L (zone III)	118

Figure V.12 : Vue en plan du voile de contreventement	118
Figure V.13 : ferrailage de voile contreventement (zone IIa)	121
Figure V.14 : ferrailage de voile contreventement (zone III)	122
Figures VI.1 : Ferrailage longrine.....	131
Figures VI.2 : Représente les semelles considérer et voile périphérique.	133
Figure VI.3 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	135
Figure VI.4 : Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.	137
Figure VI.5 : Contraintes sous le radier	140
Figures VI.6 : Ferrailage des nervures en travée sens x-x et y-y.....	148
Figures VI.7 : Ferrailage des nervures en appui sens x-x et y-y.....	149
Figures VI.8 : Ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y.....	149
Figures VI.9 : Coupe A-A ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y	151
Figures VI.10 : coupe horizontale du ferrailage du voile périphérique	151
Figures VI.12 : représentation du débord du radier.	152
Figures VI.13 : Diagramme des moments.	152

List des Tableaux

Tableau I.1: Echelle de Mercalli	5
Tableau I.2: Lesséismes en Algérie	6
Tableau I.3: Evolution de la réglementation parasismique Algérienne.....	7
Tableau I.4 : Zonagesismique	9
Tableau II.1 : Etats limites de calculs	16
Tableau II.2: Caractéristiques mécaniques des aciers utilisés	20
Tableau II.3 : les combinaisons d'action.....	23
Tableau III.1: Les charges permanentes terrasse inaccessible	30
Tableau III.2: Les charges permanentes étage courant.....	31
Tableau III.3: Charge permanente et surcharge de BALCON.....	31
Tableau III.4: Les charges permanentes mur extérieur.....	32
Tableau III.5: Charges permanentes du mur intérieur [3].....	32
Tableau III.6: Les charges permanentes de (sous-sol)+(RDC).....	32
Tableau III.7 : Charges d'exploitation des éléments	33
Tableau III.8: Dégression des charges d'exploitation	37
Tableau III.9 : choix de section.....	44
Tableau IV.1 : Facteur de qualité Q de la structure [1]	61
Tableau IV.2 : Récapitule les paramètres sismiques retenus pour notre bâtiment [1]	62
Tableau IV.3 : Vérification des périodes dans les deux zones sismiques.	63
Tableau IV.5 : Pourcentage de participation massique (Zone IIa , III).....	64
Tableau IV.6: pourcentage des voiles zone IIa.....	67
Tableau IV.7: pourcentage des voiles zone III.....	67
Tableau IV.8 : En Zone IIa et zone III.....	68
Tableau IV.9 : Calcul de la force sismique. (Zone, IIa , III)	68
Tableau. IV.10 : Vérification de la résultante des forces sismique de calcul	69
Tableau IV.11: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (Zone IIa) .	70
Tableau IV.12: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y (Zone IIa) ...	70
Tableau IV.13 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (Zone IIa).	71
Tableau IV.14: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y (Zone III)...	71

Tableau IV.15: Vérification de l'effet P- Δ sens X et sens Y (Zone IIa)	73
Tableau IV.16 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X ET Y (Zone III).	74
Tableau V.1 : caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.	77
Tableau V.2: Délimitation des zones nodales.....	79
Tableau V.3 : les sections des Armatures longitudinales	80
Tableau V.4 : Efforts internes dans les poteaux dans le sens Longitudinal (zone IIa) et (zone III)	81
Tableau V.5: Ferrailage des poteaux suivant (zone IIa)......	87
Tableau V.6: Ferrailage des poteaux suivant (zone III)......	88
Tableau V.7 : Choix d'armature transversales des poteaux en Zone IIa	91
Tableau V.8 : Choix d'armature transversales des poteaux en Zone III	92
Tableau V.9 : Vérification de contrainte de cisaillement des poteaux en Zone IIa	93
Tableau V.10 : Vérification de contrainte de cisaillement des poteaux en Zone III	93
Tableau V.11: Récapitulatif des sections d'aciers recommandées par RPA	99
Tableau V.12: Les sollicitations les plus défavorables (zone IIa)	101
Tableau V.13 : Les sollicitations les plus défavorables (zone III).....	101
Tableau V.14: Armatures longitudinales dans les poutres (zone IIa).....	102
Tableau V.15 : Armatures longitudinales dans les poutres (zone III)	103
Tableau V.16 : Vérification des contraintes de cisaillement voile L	122
Tableau V.17 : Vérification des contraintes de cisaillement voile I	123
Tableau V.18 : Caractéristique des voiles Zone IIa	124
Tableau V.19 : Caractéristique des voiles Zone III	125
Tableau V.20: Ferrailage des voiles Zone IIa	126
Tableau V.21: Ferrailage des voiles Zone III	127
Tableau VI.1 : Effort normal appliqué sur les fondations.	133
Tableau VI.2: les efforts Fz à ELS.....	138
Tableau VI.3 : Contraintes sous le radier à l'ELU	141
Tableau VI.4 : Vérification des contraintes à l'ELS	141
Tableau VI.5 : Calcul des moments à l'ELU	143
Tableau VI.6 : Calcul des moments à l'ELS	143
Tableau VI.7: Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier.....	144
Tableau VI.8: Vérification des contraintes	145

Tableau VI.9 : vérification des contraintes.....	145
Tableau VI.10 : Ferrailage des nervures suivant x-x et y-y.....	145
Tableau VI.11 : vérification des contraintes à l'ELS.	146
Tableau VI.12 : vérification des contraintes.....	146
Tableau VI.13 : Espacement des armatures transversales	147
Tableau VI.14 : Choix des armatures transversales	147
Tableau VI.15: Ferrailage de panneau débord.....	152
Tableau VI.16 : Vérifications des contraintes du béton et d'acier.	153

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- $\varnothing$: Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- $\bar{q}$: Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

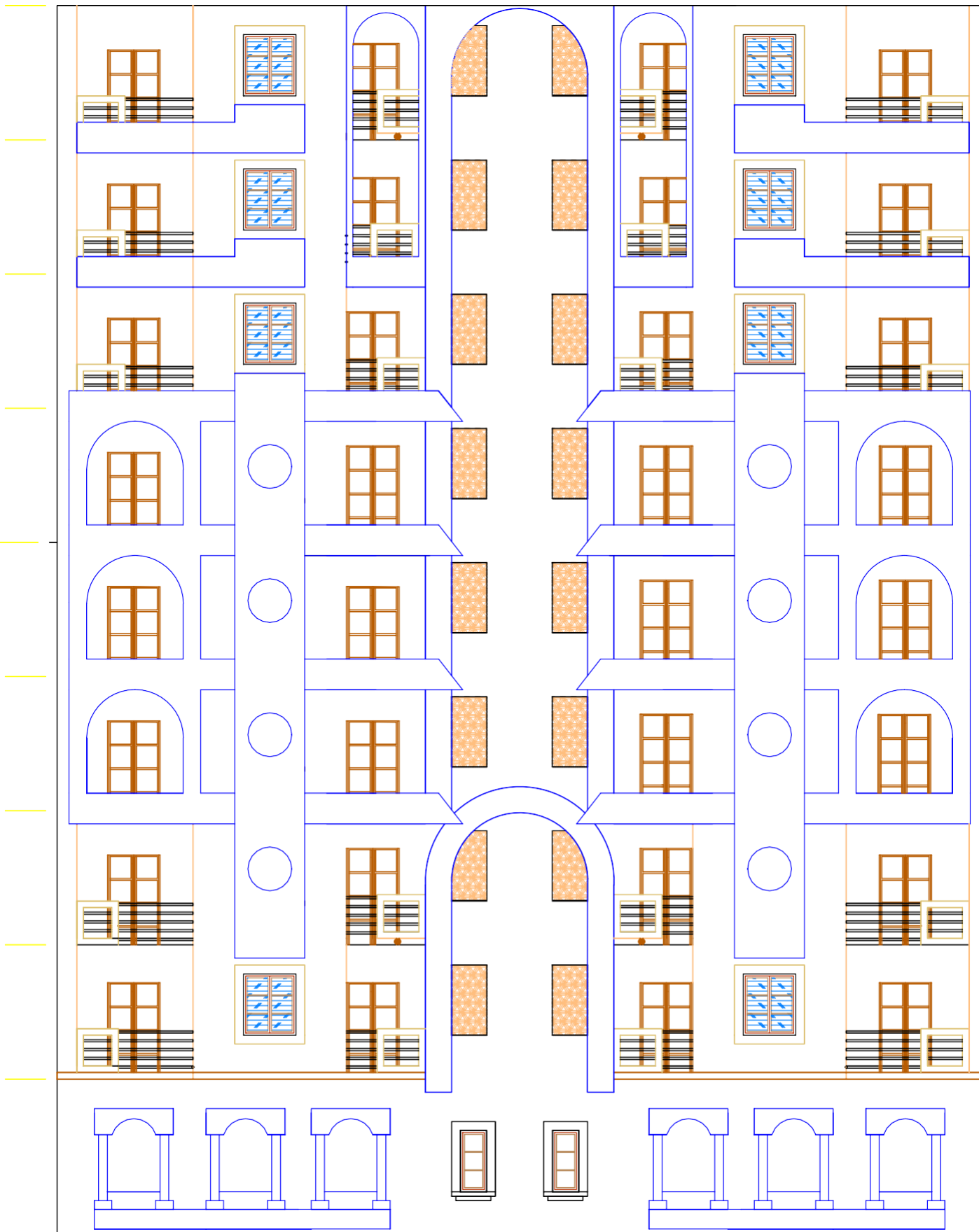
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.

- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.

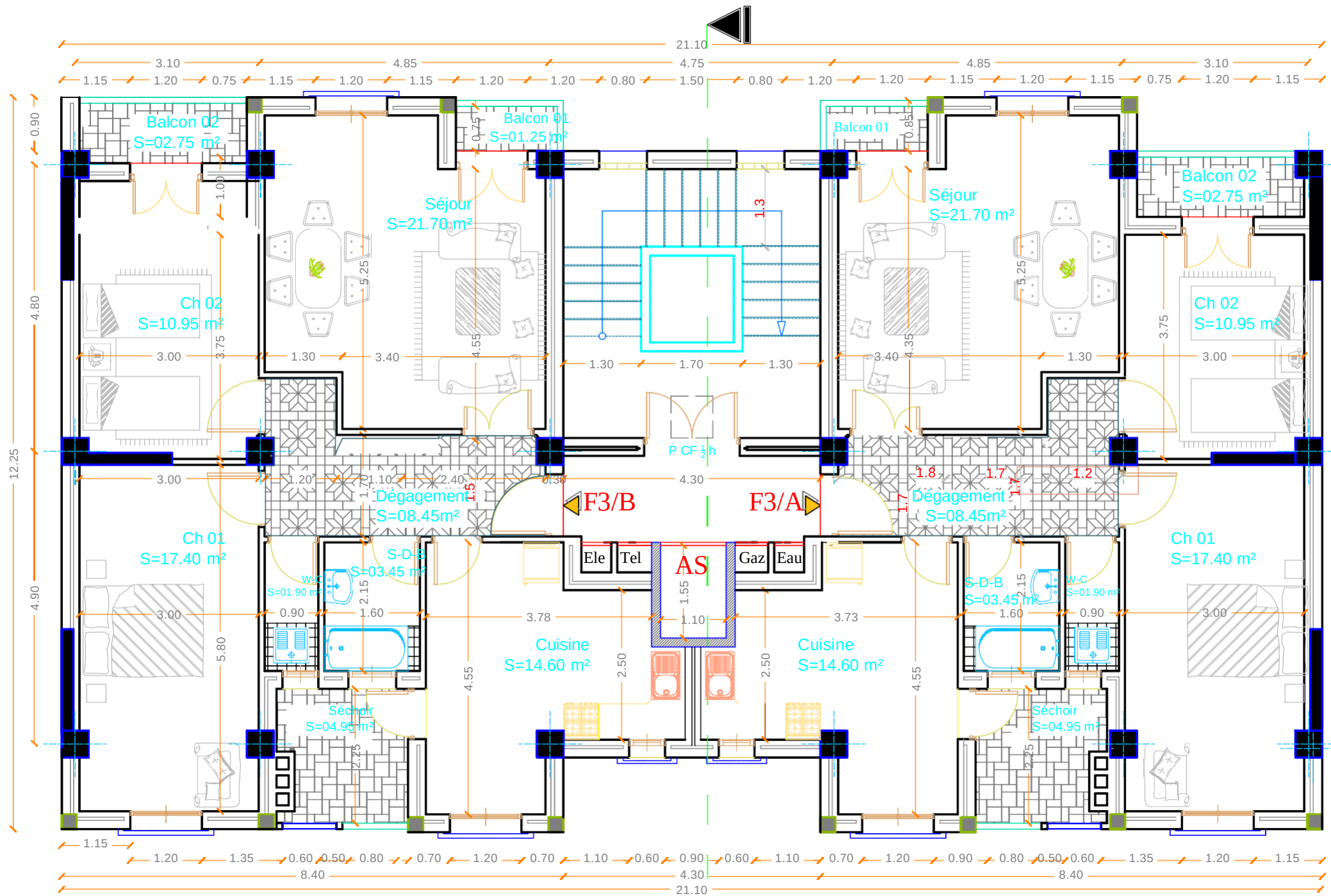
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant

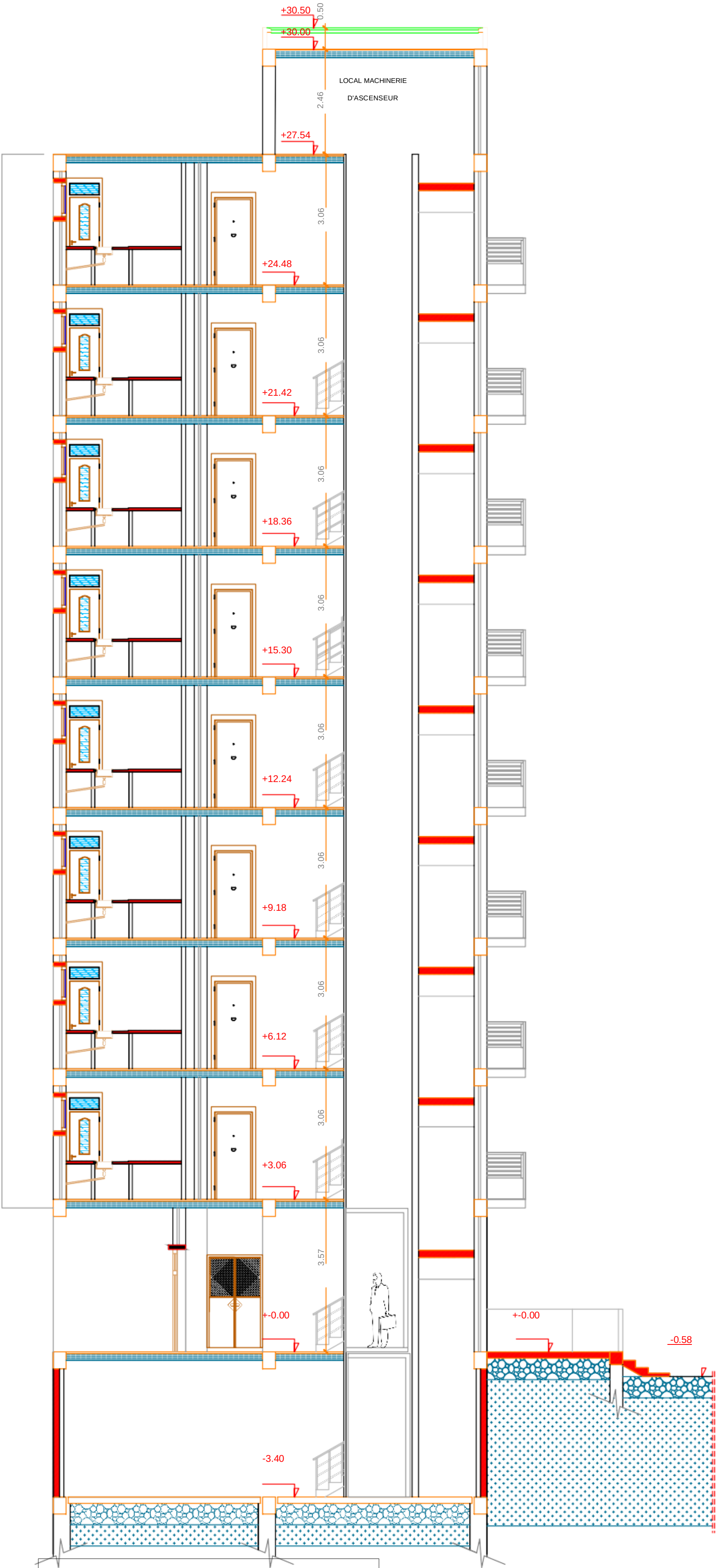
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- $\bar{f}$: Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.



FACADE PRINCIPALE

PLANS 1/2/3/4/5/6/7/8 eme ETAGES





INTRODUCTION GÉNÉRAL

L'ingénierie est l'un aspect de la vie depuis le début de l'existence, et elle a évolué avec la croissance des besoins et des demandes humaines, cette croissance a également touché le domaine de génie civil qui est un vaste domaine, englobant la planification, la conception, la construction et l'exploitation d'une grande partie de l'infrastructure du monde moderne, notamment les bâtiments.

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant les différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité du public, en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparition aléatoire.

Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Vu que l'Algérie présente une sensibilité élevée au séisme, Et pour le but d'avoir une bonne compréhension sur les effets de zone sur la structure. Le projet qui nous a été confié consiste à étudier le comportement d'une structure en béton armé en différentes zones, notre structure c'est un bâtiment en R+8+SS qui regroupe un commerce au niveau du RDC + SOUS-SOL, et logements d'habitations aux autres niveaux. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques), et en parallèle notre étude consiste à répondre aux principales problématiques suivantes selon la zone :

- Quelles sont les dimensions des différents éléments secondaires ?
- Quelles sont les dimensions des différents éléments de la structure ?
- Quelles est la disposition meilleure des voiles pour avoir un bon comportement ?

Chapitre I: Etude Bibliographique

I.1 Introduction :

L'Algérie se situe sur une frontière active de plaques au niveau de la convergence de l'Afrique et de l'Eurasie. Ces plaques se rapprochent à une vitesse de l'ordre de 6 millimètres par an, ce qui génère une accumulation importante de contraintes. Lorsque ces contraintes deviennent trop fortes, certaines failles peuvent être mises en mouvement. Le déplacement rapide des bords de la faille génère alors des ondes sismiques qui se propagent jusqu'à la surface. Les principales failles actives sont localisées au niveau de la chaîne de montagne nord-africaine (Atlas). Le mouvement relatif des bords de la faille tel qu'il a été enregistré par les sismomètres montre un raccourcissement cohérent avec le mouvement global des plaques. Pour le moment, la faille qui est à l'origine du séisme du 21 mai 2003 n'est pas identifiée. Compte tenu des premières informations sismologiques, la prolongation orientale de la faille majeure connue localement (faille de Thenia) pourrait avoir été activée lors de ce séisme.

I.2 C'est quoi un séisme ?

Le séisme est une secousse ou succession de secousses plus ou moins violentes du sol. Ce dernier résulte du relâchement brutal de contraintes dans la croûte terrestre qui provoque un glissement de deux compartiments le long d'une faille. Ces secousses peuvent être imperceptibles ou très destructrices



Figure I.1 : Séisme de L'Asnam 10 Octobre 1980

I.2.1 Origine du séisme :

Les séismes peuvent être d'origines artificielles comme ceux induits par l'activité humaine (tires d'explorations sismiques, essais nucléaires souterrains), ou d'origines naturelles comme les séismes tectoniques, les séismes volcaniques et les séismes d'effondrements.

On retiendra que seuls les séismes d'origine tectonique, c'est-à-dire liés aux déplacements relatifs des plaques terrestres peuvent avoir des longueurs de ruptures suffisantes pour que leur magnitude soit élevée et justifie d'une politique de prévention visant la résistance aux oscillations (Le préfet des côtes d'Armor, 2011).

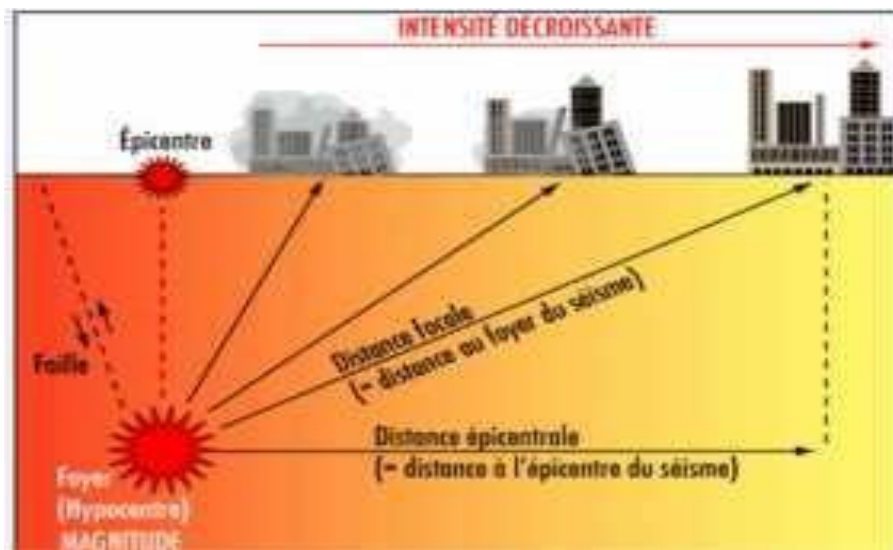


Figure 1.2 : Origine du séisme.

I.2.2 Ondes sismiques :

Les ondes sismiques, ou ondes élastiques, sont des mouvements vibratoires qui se propagent à travers un milieu matériel et peuvent le modifier irréversiblement si leur amplitude est suffisante. Elles sont générées par un événement initial, généralement un séisme. L'impulsion de départ déplace les atomes du milieu, qui en poussent d'autres avant de reprendre leur place, ces déplacements oscillatoires se propageant ensuite de proche en proche. Un séisme émet des ondes sismiques dans toutes les directions.

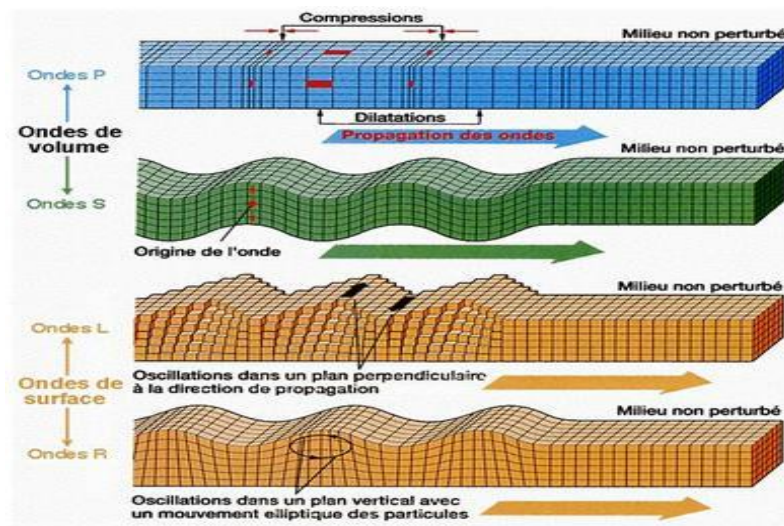


Figure I.3 : Différentes ondes sismiques.

I.2.3. Ondes de Volume :

Elles se propagent dans la masse terrestre depuis la source, elles sont réfléchies et/ou réfractées par les limites de couches de sol de densités différentes et par la surface. Ce sont des ondes qui provoquent les déformations des constructions courantes sous l'effet des forces d'inertie (leurs fréquences d'oscillation sont proches de celles des constructions qu'elles peuvent mettre en résonance) (DSPR, 2008). Les ondes sismiques sont classées en deux catégories, *ondes primaires (P)* et *ondes secondaires (S)*.

I.2.4 Ondes de Surface :

Elles sont générées par l'arrivée des ondes de volume à la surface du globe. Plus le séisme est profond, moins elles sont puissantes. Elles concernent les couches superficielles des sols. Les ondes de surfaces sont cassées en deux catégories, Onde de Love (L) et ondes de Rayleigh (R) (DSPR, 2008). Ces ondes ont un contenu fréquentiel qui concerne certaines structures, mais leur influence sur les constructions courantes est négligeable .

I.2.5 Action sismique :

Le séisme est caractérisé par trois mouvements indépendants, suivant deux directions horizontales et une direction verticale. Ces mouvements agissent sur les surfaces en contact avec le sol.

Chacun de ces mouvements est défini par :

- Un ou plusieurs spectres de repense à la surface du sol, en champ libre, valable pour les deux directions horizontales et la direction verticale :

* Spectre élastique si la structure doit être maintenue dans le domaine élastique.

* Spectre de dimensionnement, assorti du coefficient de comportement approprié.

- Une accélération nominale horizontale au sol qui définit le niveau de calage à fréquence infinie du spectre pour les deux directions horizontales.

- Une accélération verticale au sol égale à :

70% de l'accélération horizontale, pour les bâtiments à risque normal.

2/3 de l'accélération horizontale, pour les bâtiments à risque spécial.

Dans le cas où le rapport du sol retient plusieurs sites, il y a lieu de prendre en compte l'enveloppant des spectres correspondants.

I.2.6 Intensité et magnitude d'un séisme :

La notion de magnitude est incomparablement supérieure à celle d'intensité : pour un même tremblement de terre, il y'a de très nombreuses intensités, mais il n'existe qu'une seule magnitude.

I.2.6.a Intensité :

L'intensité caractérise la sévérité de la secousse au sol. Elle est estimée en un lieu à partir des effets produits par ce séisme, qu'ils soient seulement observés ou ressentis par l'homme (réveil, chute d'objet, fissures...) ou qu'ils aient causé des dégâts plus ou moins importants aux constructions selon leur vulnérabilité (capacité à résister aux secousses sismiques). On parle alors d'effets macrosismiques

Tableau I.1. Echelle de Mercalli

Degré	Description	Degré	Description
I	Non ressenti	VIII	Dégâts importants
II	Rarement ressenti	IX	Destructions
III	Faiblement ressenti	X	Destructions généralisées
IV	Largement ressenti	XI	Catastrophe
V	Fortement ressenti	XII	Changement du paysage
VI	Dégâts légers		
VII	Dégâts significatifs		

I.2.6.b. Magnitude :

La notion de magnitude a été introduite en 1935 par le sismologue américain Richter.

Elle caractérise l'énergie libérée par la rupture de la faille dans la zone épiscopale. Les relations entre magnitude et intensité sont complexes et dépendent notamment de la profondeur du foyer. À magnitude égale, les dégâts à l'épicentre sont d'autant plus importants que la profondeur du foyer est faible. Corrélativement, la zone des dégâts est moins étendue

Tableau I.2 : Les séismes en Algérie.

Lieu	Date	Intensité maximale	Magnitude	Victimes
Alger	03 janvier 1365	X	/	Plusieurs
Alger	10 mars 1673	/	/	/
Alger	03 février 1716	X	/	20000
Oran	09 octobre 1790	X	/	2000
Blida	02 mars 1825	X	/	7000
Djidjelli	22 août 1856	X	/	/
Mitidja	02 janvier 1867	X-XI	7.5	100
Autres	16 novembre 1869	IX	6.5	30
El-kala	29 novembre 1887	IX-X	/	20
Gouraya	15 janvier 1891	X	4.5	38
S-El-Ghouzlan	24 juin 1910	X-VIII	6.6	81
M'sila	12 février 1946	VII – VIII	5.6	264
El Asnam	09 septembre 1954	X-XI	6.7	1234
M'sila	21 février 1960	VIII-IX	5.6	47
El Asnam	10 octobre 1980	IX	7.3	2633
Constantine	27 octobre 1985	VIII	6.0	5
Tipaza	29 octobre 1989	VIII	6.0	22
Mascara	18 août 1994	VII	5.6	172
Ain benian	04 septembre 1996	VII	5.7	172
Ain Témouchent	22 décembre 1999	VII	5.8	/
Beni-ouartilane	10 novembre 2000	VI	5.4	02
Boumerdès	21 mai 2003	X-XI	6.8	2278

I.3 Réglementation parasismique :

Les règles parasismiques visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié. Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure :

- D'une rigidité et d'une résistance suffisantes pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.
- D'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement, ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.

Afin de pouvoir établir un dimensionnement suivant les probabilités d'occurrence sismique, il a été établi par la réglementation parasismique un zonage de sismicité classifiant les différentes zones d'un pays où les règles parasismiques sont applicables. Il s'agit en fait des zones où il y a risque d'avoir un jour un tremblement de terre.

Un code sismique de la construction, est «de mettre à la disposition des intervenants dans l'acte de bâtir des règles minimales pour protéger la vie en particulier et celle sociale qui taxe sévèrement l'économie non seulement de la zone touchée par le séisme mais nationale. Le Tableau suivant présente l'évolution de la réglementation parasismique Algérienne en fonction de séisme.

Tableau I.3 : Evolution de la réglementation parasismique Algérienne.

Année	Localité	Règlement
1716	Alger	Mesures parasismiques – Dey Chaouch Alger
1954	Orléan	Recommandations de constructions parasismiques AS55
1980	El-Asnam	Addenda 02/82 au PS 69
1985	Constantine	Règles parasismiques Algériennes RPA 81et 83
1989	Tipaza	Révision en RPA88
1999	Ain Témouchent	Révision du zonage en RPA99
2003	Boumerdès	Révision du RPA99 en RPA2003

I.4 Carte de sismicité du nord Algérien :

Le nord algérien est frappé régulièrement par des séismes parfois importants mais souvent modérés à faibles. Par ailleurs, les séismes modérés à fort génèrent bien souvent des cataclysmes (El Asnam 10 Octobre 1980, Boumerdes 21 Mai 2003) difficiles à surmonter car notre pays, à l'instar des beaux autres, reste encore mal préparé pour affronter de tels cataclysmes

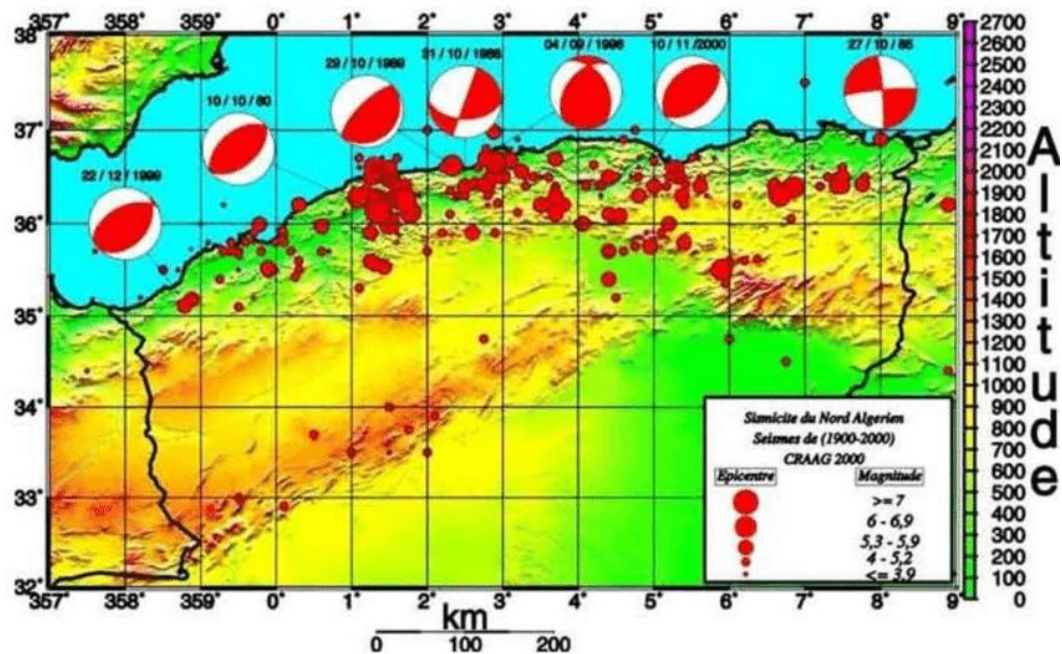


Figure I.4 : Carte sismicité de nord algérien

I.5 Zonage sismique :

La réponse sismique d'un site dépend très fortement de la rigidité dynamique des différentes couches de sols qui le constituent ainsi que leurs épaisseurs. La classification des sites selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99 /v2003) est basée sur des données géotechniques et géophysiques à travers les valeurs moyennes et spécialement la vitesse d'onde de cisaillement sur les 20 premiers mètres.

La pratique géotechnique de terrain est loin d'être en mesure de caractériser un site. Une investigation géotechnique doit nous renseigner sur la nature des différentes couches constituant le site et donner les caractéristiques physiques et dynamiques (densité, épaisseurs, rigidité, V_s , rapport d'impédance, ...) en se basant sur les essais in situ et de laboratoire. En zone sismique, le comportement dynamique du sol doit être évalué afin de

prédire les conséquences en surface libre.

Le territoire Algérien est divisé en cinq zones (05) de sismicité croissante, défini sur la carte des zones de séismicité qui précise cette répartition sur les 48 wilayas d'Algérie (RPA99/v2003).

Tableau I.4 : Zonage sismique

Zone	Nature de sismicité
0	sismicité négligeable
I	séismicité faible
IIa et IIb	séismicité moyenne
III	séismicité élevée

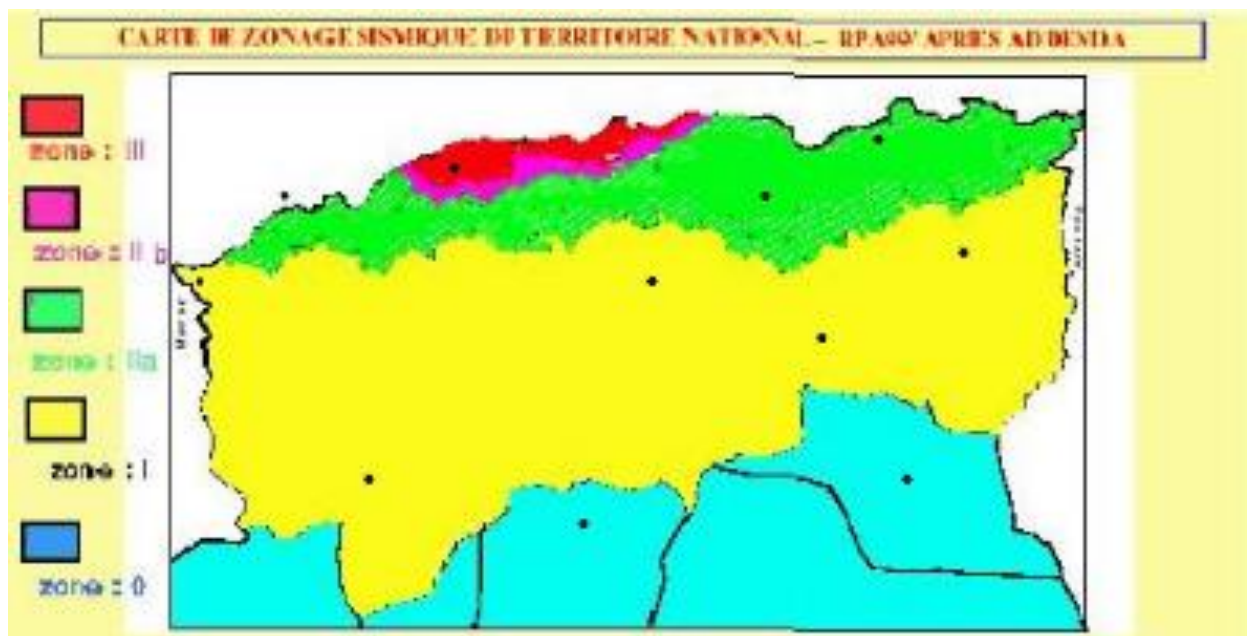


Figure I.5: Carte zonage sismique en Algérie

I.6 Caractéristique du sol :

Selon la disponibilité des différents résultats des essais, le site sera classé dans la catégorie la plus appropriée. En cas de doute, classer dans la catégorie immédiatement la plus défavorable. Les conditions de site qui nécessitent des investigations approfondies sont les suivantes :

- Présence de sols instables sous les actions sismiques telles que : sols liquéfiables, sols faiblement cimentés, anciens remblais.
- Présence de sols vaseux ou d'argile avec une très forte teneur en matière organique sur une épaisseur de plus de 3 m. présence d'argile très plastique (indice de plasticité $I_p > 75$) sur une épaisseur de plus de 6 m.
- Présence sur une épaisseur de plus de 30 m d'une couche d'argile molle moyennement raide (RPA99/v2003).
- Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.
- Catégorie S_1 (site rocheux) Roches ou autres formations géologiques caractérisées par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement $V_s \geq 800$ m/s.
- Catégorie S_2 (site ferme) Dépôts de sable et de graviers très denses ou d'argile sur- consolidée sur 10 ou 20 m d'épaisseur, ou les deux ou même temps avec $V_s \geq 400$ m/s.
- Catégorie S_3 (site meuble) Dépôts de sable et de graviers de densité moyenne ou d'argile moyennement raide avec $V_s < 200$ m/s à partir de 10 m de profondeur.
- Catégorie S_4 (site très meuble) Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle. Dépôts d'argile molle à moyennement raide.
- Pour les deux types la vitesse moyenne d'onde de cisaillement $V_s \leq 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.

Chapitre II : Presentation de l'ouvrage

II.1 Introduction :

Après avoir passé en revue dans un premier chapitre l'étude bibliographique sur les séismes et le zonage sismique, nous présentons dans ce chapitre les descriptions générales de notre projet, telles que les dimensions et la classification de l'ouvrage, les différents éléments composants la structure, les propriétés physico-mécaniques des matériaux utilisés et les hypothèses de calcul en béton armé.

II.2 Présentation du bâtiment :

Notre bâtiment est de forme régulière en plan et en élévation, il comporte :

- Sous-sol et Rez-de-chaussée à usage commercial plus huit étages à usage d'habitations avec terrasse inaccessible.
- Etages courants sont composés de deux F3 (deux chambres, un séjour, une cuisine, une salle de bain, séchoir et une toilette).

Cet ouvrage est implanté à M'SILA classé selon le règlement parasismique algérien (99 versions 2003) [1] comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

II.3 Classification :

II.3.1 Classification selon leur importance :

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis-à-vis des objectifs de protection fixés par la collectivité. Cette classification préconise des seuils minima de protection qu'un maître d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant l'ouvrage vis-à-vis des objectifs visés. Tout ouvrage qui relève du domaine d'application doit être classé dans l'un des quatre groupes ci-après (Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003).[1]

Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale (bâtiments des établissements publics de santé, bâtiments abritant le personnel et le matériel de secours....), groupe 1B : ouvrages de grande importance (bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels et commerciaux....), groupe 2 : ouvrages courants ou d'importance moyenne (autres bâtiments pouvant accueillir au plus de 300 personnes simultanément, parking de stationnement publics....) et groupe 3 : ouvrage de faible importance (constructions provisoires, bâtiments à risque limité pour les personnes....).

Le bâtiment étudié à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m, donc il est classé selon dans le « groupe 2 ».

II.3.2 Classification selon la zone sismique :

Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante. Cette répartition est précisée par wilaya et par commune dans, soit : Zone 0 : sismicité négligeable, Zone I : sismicité faible, Zone II a et IIb : sismicité moyenne et Zone III : sismicité élevée. L'objectif de ce travail est de faire une comparaison de la stabilité du présent bâtiment s'il est situé dans les deux zones sismiques IIa,III

II.4 Caractéristiques de sol :

Suivant l'étude géotechnique du terrain nous déduisons les caractéristiques suivantes :

Contrainte admissible de sol est de : 2bars

Profondeur d'ancrage est de : 4.90 m

Le taux de gonflement est négligeable (Le sol est peu compressible)

II.5 Caractéristiques géométriques :

Dimensions en élévation :

- Hauteur du sous-sol.....3.4 m
- Hauteur du RDC.....3.57m
- Hauteur de l'étage courant.....3.06 m
- Hauteur de l'acrotère.....0.50 m
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) 31.45 m

Dimensions en plan :

- Longueur totale en plan (suivant X-X') 21.10 m
- Largeur totale en plan (suivant Y-Y') 12.25 m

- La circulation verticale entre les étages est assurés par des escaliers en béton armé et un ascenseur

II.5.1 Ossature :

Selon le RPA99 /2003[1] pour toute structure dépassant une hauteur de 14m , il est indispensable d'introduire des voiles de contreventement, c'est pour cette raison que nous optons pour un système de contreventement mixte (portiques – voiles) avec justification d'interaction portique-voile qui doit vérifier les conditions suivantes :

- ◆ Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ◆ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction 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.

II.5.2 Plancher :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

- L'isolation des différents étages du point de vue Thermique et acoustique

Vue la forme géométrique de notre bâtiment ; On a opté dans notre projet deux type de planchers :

-Plancher en corps-croix.

-Plancher en dalle pleine (pour les balcons)

II.5.3 Poutres :

Sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés destinés à reprendre les efforts, leur prédimensionnement sont déterminées selon des conditions bien définies. On distingue : les poutres principales, les poutres secondaires.

II.5.4 Poteaux :

Sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations à la base de la structure.

II.5.5 Voiles :

Sont des éléments de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur.

II.5.6 Local d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

II.5.7 Escalier :

Sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

II.5.8 Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- **Murs extérieurs :**

Constitué d'une double cloison en briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur) séparée par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.

Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur

1-Une cloison en brique creuse de 15 cm d'épaisseur.

2-L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

3-Une cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

4-Enduit en ciment extérieur

5-Enduit en plâtre intérieur

II.5.9 Revêtement :

*Faïence en céramiques recouvrant les murs dans les salles d'eau.

*Carrelage de 2 cm pour les différents planchers et escaliers.

*Enduit de plâtre de 2 cm pour les cloisons et plafonds.

*Mortier de ciment pour le crépissage des façades extérieures.

II.6 Classification du bâtiment :

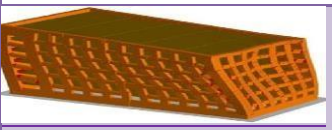
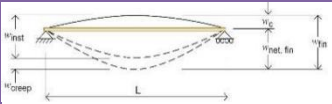
La hauteur de notre bâtiment est 21.10 m <48m, il est donc classé dans le <<groupe2>> en réglementation avec le **RPA 99 version .2003** [1]

II.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (**BAEL91**) [3] et tous les règlements applicables en Algérie (**RPA 99version 2003** [1] et **CBA93** [2]).

II.7.1 Etats limites de calculs :

Tableau II.1 : Etats limites de calculs

Etat limite	Type	Image
Etat limite ultime	Etat limite de l'équilibre statique	
	Etat limite de résistance de l'un des matériaux	
	Etat limite de flambement	
Etat limite de service	Etat limite d'ouverture des fissures	
	Etat limite de déformation flèche maximale	

II.8 Caractéristiques du béton :

II.8.1 Résistance caractéristique à la compression

Résistance du béton à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à « J » jours, généralement à 28 jours, dite valeur caractéristique requise (spécifiée). Celle-ci, notée f_{c28} , est choisie a priori, compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de 200,96 cm² de section avec un diamètre $D=16$ cm et de 32 cm de hauteur.

L'essai est un écrasement en compression centrée. La plus grosse dimension des granulats $D_g \leq 40$ mm, (si $D_g > 40$, alors $\Phi > 25\sqrt{D_g}$). On peut évaluer la valeur de f_{cj}

Si $j \leq 28$ jours :

$$f_{cj} = (j * f_{c28}) / (4.76 + 0.83j) \text{ pour } f_{c28} < 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = (j * f_{c28}) / (1.40 + 0.95j) \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour notre étude on a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

❖ Résistance du béton à la traction :

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

*Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.

*Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).

*Traction – flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion

La résistance à la traction est notée par « f_{tj} », elle est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad (MPa)$$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, on trouve $f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$

Module de déformation longitudinale :

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

Module d'élasticité instantané « Eij » :

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \xi$) d'un test de courte durée ; il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel.

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \quad (f_{cj}; E_{ij} : \text{en MPa})$$

Module d'élasticité différé « Evi » :

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \xi$) d'un test de longue durée ; il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire.

$$E_{vi} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$$

Pour notre cas :

$$f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa} \\ E_{vi} = 10721,40 \text{ MPa} \end{cases}$$

Coefficient de Poisson :

Le coefficient de Poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\text{Coefficient de Poisson} \quad \nu = \frac{\Delta l / l}{\Delta L / L}$$

Avec $\begin{cases} \bullet \Delta l / l : \text{allongement relatif de la section transversale.} \\ \bullet \Delta L / L : \text{allongement relatif de la section longitudinale.} \end{cases}$

- **E.L.U** :
(béton fissuré)

$\nu = 0$ calcul des sollicitations

- **E.L.S** : $\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré)

Poids volumique :

On adopte la valeur $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

II.8.2 Les contraintes limite de calcul :

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

- **Etat limite ultime ELU** :

L'état limite ultime ELU correspondant à :

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

- **Etat limite de service ELS :**

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

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

II.8.3 Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :

La contrainte limite ultime du béton en compression est donnée par : $F_{bu} = (0.85 \times f_{c28}) / \gamma_b$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :

$\gamma_b = 1,5$ pour les situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ pour les situations accidentelles.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

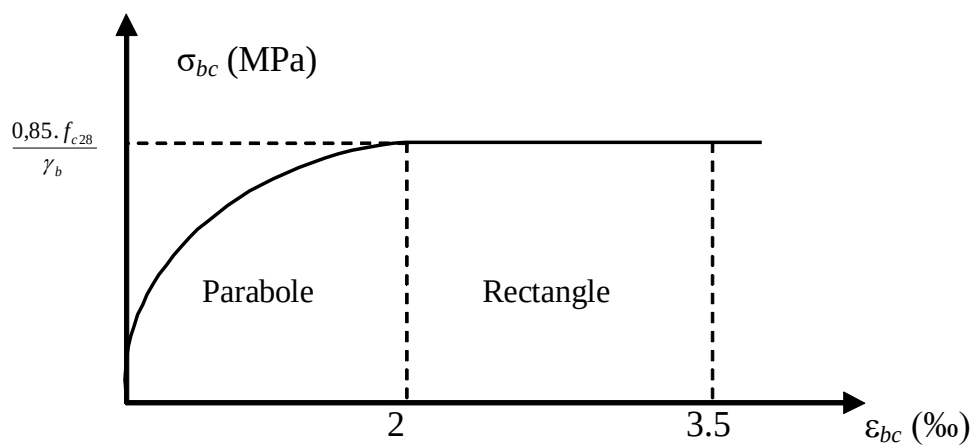
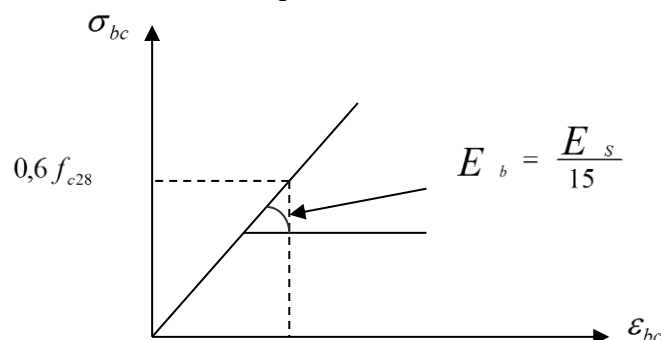


Figure II.1 : Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELU

II.8.4 Contraintes limites a l'état limite de service (E.L.S) :

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0.60 \times f_{c28} \dots\dots$



II.9 Acier :II.9.1Caractéristiques mécaniques des aciers utilisés :**Tableau II.2:** Caractéristiques mécaniques des aciers utilisés

Types D'aciers	Symboles	Limites D' élasticité Fe [Mpa]	Résistan- Ces à la Rupture	Allongements Relatifs à la Rupture (‰)	Coefficients De fissuration	Coef De Scellement (Ψ)
Rond lisse Fe 235	RL	235	410-490	22	1	1
Haute Adhérence Fe 400	HA	400	480	14	1.6	1.5
Treillis soudés (T S) TLE 520($\Phi < 6$)	TS	520	550	8	1.3	1

II.9.2 Résistance caractéristique de l'acier :

Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance : $E_s = 2 \times 10^5$ MPa de l'acier

● Contraintes limites à l'état limite ultime :

On adopte les diagrammes contraintes déformations suivant :

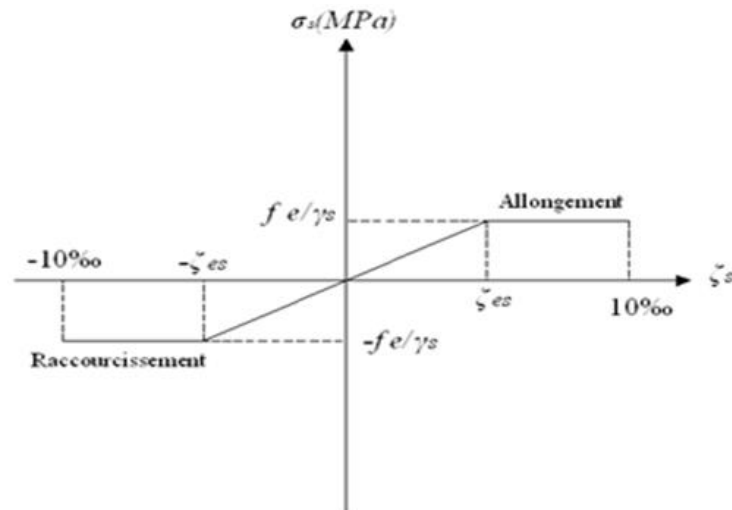


Figure II.3 : Diagramme Contraintes Déformations de l'acier à l'ELU

f_e : Contrainte limite élastique.

σ_s : Contrainte de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier il a pour valeur :

- 1,15 cas des situations durables ou transitoires.
- 1,0 cas des situations accidentelles.

ϵ_s : allongement relatif de l'acier

$$\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L} \quad \xi_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

Pour les aciers FeE400 on a : $\xi_{es} = \frac{400}{1,15 \times 2,1 \cdot 10^5} = 1,174\%$

● Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :

C'est l'état ou on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriés :

*Fissuration peu nuisible, pas de vérification

*Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, \max \left(240 \text{ MPa}; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \right)$

* Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e, \max \left(200; 90 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \right)$

Avec :

η : Coefficient de fissuration tels que :

$\eta = 1,0$ pour des aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour des aciers de H.A.

● Coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté « η » est le rapport $\frac{E_s}{E_b} = 15$

η : Coefficient d'équivalence

E_s : Module de déformation de l'acier

E_b : Module de déformation du béton

Action et sollicitations de calcul :

- Les actions :

C'est l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées directement à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc), ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température déplacement d'appuis, etc). Nous donnons dans ce qui suit les principaux types d'actions intervenant dans le calcul.

a) **Les actions permanentes (G) : Leur intensités sont constantes, elles comprennent :**

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

b) **Les actions variables (Q) : Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :**

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neige et vent).

- Charge appliquée en cours d'exécution.
- Les effets thermiques.
- **Les sollicitations :**

Les sollicitations sont les efforts tranchants, normaux, les moments de flexion et moments de torsion développés dans une section par une combinaison d'actions donnée.

G_{max} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable à la justification de la résistance de l'élément.

G_{min} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable à la justification de la résistance de l'élément.

Q₁ : Action variable dite de base.

Q_i : Action variable dite d'accompagnement.

Tableau II.3 : les combinaisons d'action

	Situation durable (A.3.3,21 BAEL91)[3]	$1.35G_{max}+G_{min}+\gamma Q_1+\sum 1.3+\psi_{0i}Q_i$ $\gamma Q_1 = 1.5$ dans le cas général, $\gamma Q_1 = 1.35$ pour les bâtiments agricoles à faible densité $\gamma_{0i} = 0.77$ pour les bâtiments courants.
Elu		
	Situation accidentel (A.3.3,22 BAEL91)[3]	$G_{max}+G_{min}+\sum \psi_1 Q_1+FA+\sum \psi_{2i}Q_i$ FA : Valeur nominale de l'action accidentelle, ψ_1 : Valeur fréquente d'une action variable,
		$\psi_{2i}Q_i$: Valeur quasi permanente d'une autre action
		variable.
Els	(A.3.3,3 BAEL91)[3]	$G_{max}+G_{min}+Q_1+\sum \psi_{0i}Q_i$

- **Combinaisons de calcul :** (RPA99 version 2003) [1]

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

Situations durables

- ELU : $1.35G+1.5Q$
- ELS : $G+Q$

Situations- accidentelles

- $G+Q\pm E$
- $G+Q\pm 1.2E$. (pour les portiques auto-stables)
- $0.8G\pm E$.

Avec :

- G : charge permanente.
- Q : charge d'exploitation.
- E : l'action du séisme

II.9.2 Règlements et normes utilisés :

Les règlements utilisés sont :

- Règlement Parasismique Algérienne (RPA99 /version 2003). [1]
- Code du Béton Armé (CBA93[2]).
- Règles du Béton Armé aux Etat Limites (BAEL91 /version 99). [3]
- Document Technique Règlementaire (DTR BC2.2)[4].

Chapitre III: Pre dimensionnement des element structuraux

III.1 introduction :

Pour assurer une bonne transmission des différents charges et sollicitations au sol, les éléments de la structure doivent avoir des sections suffisantes. Cette opération se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur (RPA99 / version 2003 [1], BAEL 91 [3], CBA 93 [2],...). C'est ce qui fait l'objet de ce 3eme chapitre.

III.2 Prédimensionnement des planchers :

Le plancher est un ouvrage horizontal créant une séparation entre deux niveaux d'une habitation, selon les matériaux employés et les techniques de mises en œuvre. Ils assurent l'isolation thermique et phoniques entre les niveaux de la construction et transmettent les charges du bâtiment aux éléments porteurs. Il est constitué principalement de poutrelles, d'hourdis et d'une dalle de compression.

❖ **Poutrelle :**

Poutre en T de faible section en béton armé. Les poutrelles qui constituent la structure porteuse du plancher reposent à leurs extrémités sur des murs porteurs ou des poutres en béton armé. Les poutrelles sont disposées à intervalles réguliers (tous les 60-cm environ) et reçoivent l'hourdis.

❖ **Hourdis (corps creux) :**

Appelé aussi entrevous ou corps creux, élément en béton de gravillons, en terre cuite ou en polystyrène, mis en place entre les poutrelles d'un plancher. Les hourdis servent généralement de coffrage à la dalle de compression qui les recouvre.

❖ **Condition de résistance au feu**

- $e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu
- $e = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu
- $e = 17.5$ cm pour quatre heures de coupe-feu
- On adopte $e = 16$ cm.

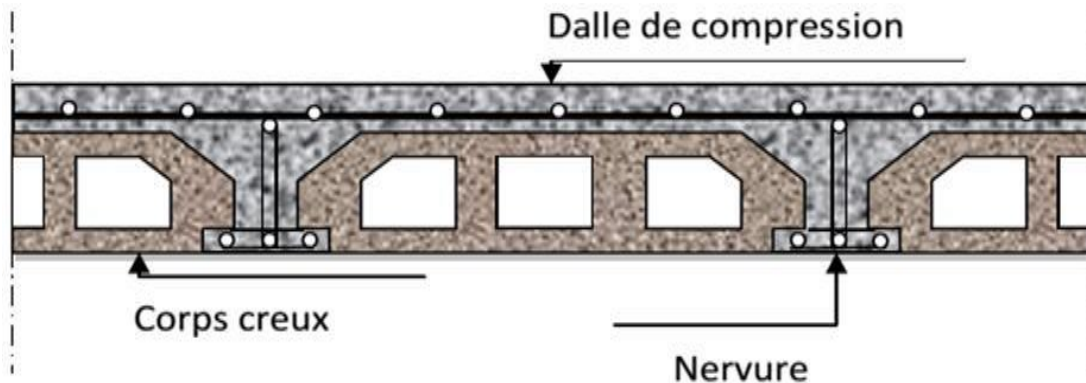


Figure III.1 : Dalle à corps-creux

❖ Isolation phonique

Selon les règles CBA 93 [2,] l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. On propose une épaisseur de 16 cm

Dalle de compression :

Appelée aussi table de compression ou dalle de répartition, dalle en béton coulée en place sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les hourdis.

Elle est généralement armée d'un treillis soudé et son épaisseur courante est de 4-cm environ.

L'épaisseur de la dalle tous dépend la longueur des poutrelles, donc la distance maximale entre l'extrémité de deux poutres principales.

On utilise généralement la formule suivante pour le calculer :

$$L/25 \leq e \leq L/20 \text{ (CBA93) [2]}$$

Avec :

e: Epaisseur de la dalle de compression + corps

L : La distance maximale de la poutrelle

$$L_{\max} = 4.3 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad 17.2 \text{ cm} \leq e \leq 21.5 \text{ cm}$$

$$ht \geq \frac{530}{22,5} = 23,55cm \rightarrow ht = 20cm \text{ (16 + 4)}$$

Alors on prend **ht = 20 cm**

❖ **Dalle pleine :**

Pour les dalles qui reposent sur deux appuis (les balcons) $L = 4.3m$

$$\frac{530}{35} < e < \frac{530}{30} = 15.14 < e < 17.66 \rightarrow e = 16cm$$

❖ **On adopte un plancher d'une épaisseur :**

❓ $ht = d + e = 20 \text{ cm}$

❓ $d = 16 \text{ cm}$ (hauteur du corps creux)

✓ $e = 04 \text{ cm}$ (épaisseur de la dalle de compression).

❖ **On adopte une dalle pleine :**

✓ $e = 16 \text{ cm}$

III.3 Les poutrelles :

Les poutrelles sont des pièces fléchies de section en T d'après le B.A.E.L.91m99 [3] :

$$0.4h_t \leq b_0 \leq 0.8 h_t$$

$$h_t = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$$

$$8 \text{ cm} \leq b_0 \leq 16 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}$$

La largeur de la dalle de compression est égale à :

$$b = 2b_1 + b_0$$

Avec :

L : la portée de travée entre axe.

$$b_1 = \min \left(\frac{b - b_0}{2}; \frac{L}{10} \right) \quad b_1 = \min \left(\frac{60 - 12}{2}; \frac{530}{10} \right)$$

$$b_1 = \min (24; 53) \quad ; \quad b_1 = 24 \text{ cm}$$

Donc on prend $b_0 = 12 \text{ cm}$; $b_1 = 24 \text{ cm}$; $b = 60 \text{ cm}$.

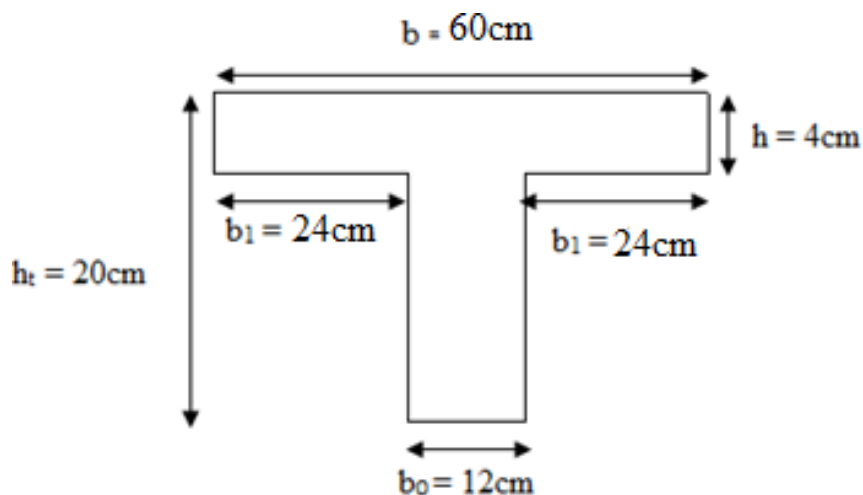


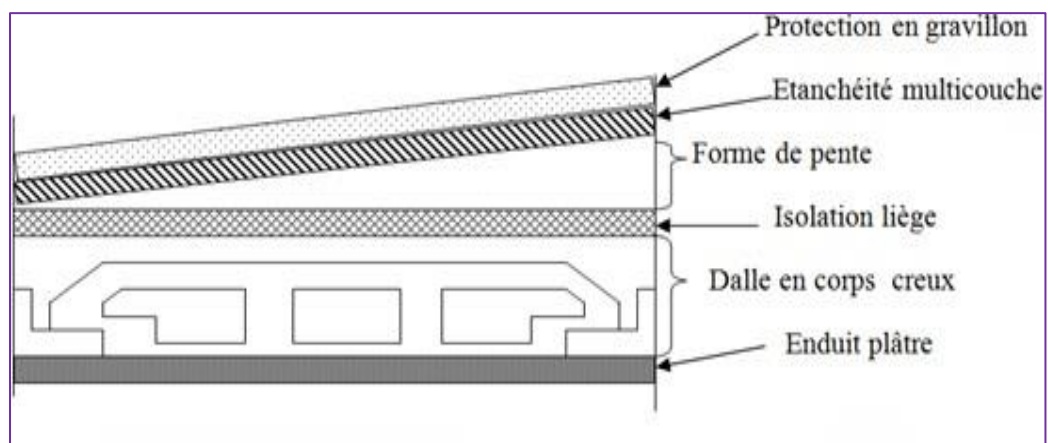
Figure III.2: section de calcul des poutrelles

Evaluation de la charge :

Evaluation des charges ont pour but la détermination des charges et surcharges revenant à chaque élément porteur. Elle permet aussi de déterminer les actions qui s'exercent sur un élément d'ouvrage, afin de procéder à son pré dimensionnement.

III.4 Plancher terrasse inaccessible :**Tableau III.1:** Les charges permanentes terrasse inaccessible

Matériaux	Epaisseur (m)	d (kn/m ³)	G (kn/m ²)
Protection en gravillon	0.05	18	0.90
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.10	24	2.40
Isolation liège	0.04	4	0.16
Dalle en corps creux	16+4	14	2.80
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
G			6.42kN/m²
Q			1.00KN/m²

**Figure III.3:** coupe plancher terrasse inaccessible

III.5 Plancher étage courant :**Tableau III.2:** Les charges permanentes étage courant

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Poids surfacique G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
Dalle de compression+corps creux	0.20	/	2.80
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Cloisons légères			1
G			5.38 KN/m²
Q			1,50kN/m²

III.6 Dalle pleine :**Tableau III.3 :** Charge permanente et surcharge de BALCON

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4	3.5
Mortier de Pose	20	0.02	0.4	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Plancher en dalle pleine	25	0.16	4.00	
Enduit de ciment sur cloison	15	0.02	0.3	
			Gt = 5.46	

III.7 Maçonnerie :

- **Murs extérieurs (double cloison):**

Tableau III.4 : Les charges permanentes de mur extérieur

Matériaux	Epaisseur (m)	d (Kn/m ³)	G (Kn/m ²)
1- Enduit plâtre	0.02	12	0.24
2- Brique creux	0.10	9	0.9
3- Lambe d'aire	0.05	/	0.05
4- Brique creux	0.15	9	1.35
5- Enduit ciment	0.02	20	0.40
		Gt	2.94

- **Murs intérieurs (seul cloison):**

Tableau III.5: Charges permanente du mur intérieur [3]

Désignation de l'élément	ρ (KN/mt)	Epaisseur (m)	G (KN/m ²)
1-Enduit en plâtre	12	0.02	0.24
2-Briques creuses	9	0.10	0.90
3-Enduit en plâtre	12	0.02	0.24
Gt = 1.38			

III.8 Plancher dalle plein (sous-sol) +(RDC) :**Tableau III.6 :** Les charges permanentes de (sous-sol)+(RDC)

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Poids surfacique G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
Dalle de compression+corps creux	0.20	/	2.80
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Cloisons légères			1
		G	5.38 KN/m²
		Q	5.00kN/m²

- **Charges d'exploitation**

La charge d'exploitation est variée en fonction de la nature d'usage, donc on distingue les charges d'exploitation suivantes :

Tableau III.7 : Charges d'exploitation des éléments

Eléments	Charges d'exploitation Q (KN /m ²)
Plancher terrasse (inaccessible)	1.0
Plancher courant	1.5
Escalier	2.5
Dalle Pleine (terrasse)	1
Dalle Pleine (balcon)	3.5
Galerie commerciale	5

➤ **Les portiques**

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

➤ **Les poutres**

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs pré dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL91 (modifié 99)[3], les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (RPA99)[1].

On a deux types de poutres :

❖ **Les poutres porteuses :**

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

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

❖ **Les poutres non porteuses :**

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

III.9 Pré dimensionnement des poutres porteuses :**❖ Condition de la rigidité :**

Pour $L = 530\text{cm}$

$$530 \div 15 \leq h \leq 530 \div 10$$

$$35.33 \text{ cm} \leq h \leq 53 \text{ cm}$$

*Alors on prend la hauteur de la poutre : $h = 45\text{cm}$

La largeur (b) de la poutre doit être :

$$0.3(h) \leq b \leq 0.7(h)$$

$$0.3(45) \leq b \leq 0.7(45)$$

$$13.15 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm}$$

*Alors on prend la largeur de la poutre par condition de réalisation : $b = 30 \text{ cm}$

Vérification : La vérification des conditions imposées sur (h, b) se fait par **le Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003) [1] :**

1- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 45\text{cm} \dots\dots\dots$ vérifier

2- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} \dots\dots\dots$ vérifier

3- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1.5\text{cm} < 4 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifier

Les trois conditions dictées par le **RPA** sont vérifiées.

On a choisi une poutre : $b \times h = (30 \times 45) \text{ cm}^2$

III.10 Prédimensionnement des poutres non porteuses :**❖ Condition de la rigidité :**

Pour $L = 445\text{cm}$

$$445 \div 15 \leq h \leq 445 \div 10$$

$$29.66 \text{ cm} \leq h \leq 44.5 \text{ cm}$$

*Alors on prend la hauteur de la poutre :
La largeur (b) de la poutre doit être :

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$0.3(h) \leq b \leq 0.7(h)$$

$$0.3(40) \leq b \leq 0.7(40)$$

$$12.00 \text{ cm} \leq b \leq 28.00 \text{ cm}$$

*Alors on prend la largeur de la poutre par condition de réalisation :

$$b = 30 \text{ cm}$$

Vérification : La vérification des conditions imposées sur (h, b) ce fait par **le Règlement**

Parasismique Algérien (RPA99 version 2003)[1] :

4-La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30 \text{ cm}$ $\Rightarrow h = 40 \text{ cm}$ vérifier

5-La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20 \text{ cm}$ $\Rightarrow b = 30 \text{ cm}$ vérifier

6-Le rapport hauteur largeur doit être : $h/b \leq 4$ $\Rightarrow 1.5 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$ vérifier

Les trois conditions dictées par le **RPA** sont vérifiées. On

a choisi une poutre :

$$b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$$

III.11. Pré dimensionnement des poteaux :

Principe :

Les poteaux sont prè dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les Plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central. Chaque poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de Charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

Etapas 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 limites ultimes (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau
- ❖ La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le RPA99 version 2003 [1]

III.11.1. Loi de dégression des charges d'exploitation :

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximales, on réduit les charges transmises aux fondations. (Y. Cherit, 2006).

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment, $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$

les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n

n : numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitations suivantes :

- Sous terrasse..... Q_0
- Sous dernier étage..... $Q_0 + Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage 2)..... $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage 3)..... $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Sous l'étage n quelconque..... $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$.

Lorsque **les charges d'exploitation sont les mêmes pour tous les étages**, la loi de dégression établie précédemment se fait d'un ordre de **10 %** par étage jusqu'à **0.5 Q** valeur conservée pour les étages inférieures suivants.

Les Tableaux suivantes résument la loi de dégression appliquée dans le cas de notre bâtiment.

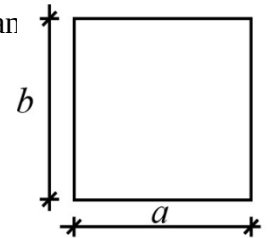
Tableau III.8 : Dégression des charges d'exploitation

Niveaux	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
T	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$	1
8	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,5
7	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
6	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
5	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,1
4	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7
3	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7,75
2	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0,71(Q_1+\dots+Q_7)$	8,45
1	Q_8	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+\dots+Q_8)$	9,28
RDC	Q_{RDC}	$\Sigma_{RDC}=Q_0+0,67(Q_1+\dots+Q_{RDC})$	10,71
Sous-Sol	Q_{SSL}	$\Sigma_{SSL}=Q_0+0,65(Q_1+\dots+Q_{SSL})$	13,66

Descente de charge :

D'après l'article (B.8.4.1) du CBA 93 [2] : l'effort normal ultime N_u agissant dans un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\left(\frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right) + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

**Figure III.4: Coupe A-A**

Les règles BAEL 99 [3], préconisent de prendre une section réduite telle que :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28j}}{0,9\gamma_b} + \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right) \times \frac{A_s}{B} \right]}$$

On prend : $A/Br = 1\%$

Avec :

Br: Section réduite du poteau en (cm²).

A: Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

f_{c28}: Résistance à la compression du béton = 20MPa.

σ_{bc}: résistance de calcul du béton ; $\sigma_{bc} = 0,85 (f_{c28}/\gamma_b) = 11,33\text{MPa}$.

f_e: Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400MPa.

$$f_e/\gamma_s = 400/1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$\gamma_b = 1,5$ coefficient de sécurité de béton

$\gamma_s = 1,15$ coefficient de sécurité d'acier

α : coefficient dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prennent les valeurs.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{si } \lambda \leq 50 \dots\dots\dots \alpha = 0.85 / (1 + 0.2(\lambda/35)^2) & . \\ \text{si } 50 < \lambda < 70 \dots\dots\dots \alpha = 0.6(\lambda/50)^2. \end{array} \right.$$

❖ Critère de flambement :

Il faut vérifier que : $\lambda = \frac{l_f}{i} < 35$

λ : élanement mécanique des poteaux

l_f : longueur de flambement

Avec :

$$l_f = 0.7l_0$$

l_0 : libre du poteau

i : rayon de giration de la section de plan de flambement

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

B : aire de la section du béton seul $B_r = (a - 2)(b - 2)$

a et b : en [cm]

I : moment d'inertie : $I = \frac{bh^3}{12}$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre : $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0.708$

$$B_r \geq \frac{Nu}{0.708 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \left(\frac{400}{1.15} \right) \times \frac{1}{100} \right]}$$

$$B_r (m^2) \geq 0.066 Nu$$

• A l'état limite de service

On vérifie la section à l'état limite de service selon le BAEL 99 [3]

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{\delta_s \times B} \leq 0.6 \times f_{c28j} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

Nser: Effort normal pondéré à l'E.L.S tel que $N_{ser} = N_G +$

NQB : Section du béton du poteau.

n : Coefficient d'équivalence : $n = \frac{E_s}{E_b}$

As : La section d'acier qui sera prise à 1 % B. (zone IIa)

σ_{ser} : La contrainte de compression à L'E.L.S.

❖ Calcul de l'effort normal :

Le poteau le plus sollicités :

Poteau central:

$$S = (2.19 + 1.325 + 0.45) \times (2.175 + 2.22 + 0.45) =$$

$$S = 19.21 \text{ m}^2$$

Niveau TERR :

Poids plancher terrasse GPT = $6.42 \times 19.21 = 123.32 \text{ KN}$

Poids des poutres principales GPP = $0.30 \times 0.45 \times 5.3 \times 25 = 17.88 \text{ KN}$

Poids des poutres secondaires GPS = $0.30 \times 0.40 \times 4.44 \times 25 = 13.32 \text{ KN}$

$$\mathbf{G_t = 154.52 \text{ KN}}$$

Charge exploitation Q_t

$$\mathbf{N_q = 1 \times 19.21 = 19.21 \text{ KN/m}^2}$$

Charge permanente G_1

Niveau 1:

Poids revenant du 8^{ème} étage = 154.52 KN

Poids plancher étage courant GPE = $5.38 \times 19.21 = 103.34 \text{ KN}$

Poids des poutres principales GPP = $0.30 \times 0.45 \times 5.3 \times 25 = 17.88 \text{ KN}$

Poids des poutres secondaires GPS = $0.30 \times 0.40 \times 4.44 \times 25 = 13.32 \text{ KN}$

Poids propre de poteau GP = $0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 15.49 \text{ KN}$

$$\mathbf{G_1 = 304.55 \text{ KN}}$$

Charge exploitation Q_1

$$\mathbf{N_q = 2.5 \times 19.21 = 48.025 \text{ KN/m}^2}$$

Niveau 2:

Poids revenant du 7^{ème} étage = **304.55 KN**

Poids plancher étage courant GPE = $5.38 \times 19.21 = 103.34$ KN

Poids des poutres principales GPP = $0.30 \times 0.45 \times 5.3 \times 25 = 17.88$ KN

Poids des poutres secondaires GPS = $0.30 \times 0.40 \times 4.44 \times 25 = 13.32$ KN

Poids propre de poteau GP = $0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 15.49$ KN

G2 = 454.58 KN

Charge exploitation Q₂

Nq = $3.85 \times 19.21 = 73.95$ Kn/m²

Niveau 3:

Poids revenant du 6^{ème} étage = 454.58 KN

Poids plancher étage courant GPE = $5.38 \times 19.21 = 103.34$ KN

Poids des poutres principales GPP = $0.30 \times 0.45 \times 5.3 \times 25 = 17.88$ KN

Poids des poutres secondaires GPS = $0.30 \times 0.40 \times 4.44 \times 25 = 13.32$ KN

Poids propre de poteau GP = $0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 15.49$ KN

G1 = 604.61 KN

Charge exploitation Q₃

Nq = $5.05 \times 19.21 = 97.01$ Kn/m²

Niveau 4:

Poids revenant du 5^{ème} étage = 604.61 KN

Poids plancher étage courant GPE = $5.38 \times 19.21 = 103.34$ KN

Poids des poutres principales GPP = $0.30 \times 0.45 \times 5.3 \times 25 = 17.88$ KN

Poids des poutres secondaires GPS = $0.30 \times 0.40 \times 4.44 \times 25 = 13.32$ KN

Poids propre de poteau GP = $0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 15.49$ KN

G1 = 754.64 KN

Charge exploitation Q₄

Nq = $6.1 \times 19.21 = 117.18$ Kn/m²

Niveau 5:

Poids revenant du 4^{ème} étage = 754.64 KN

Poids plancher étage courant GPE = $5.38 \times 19.21 = 103.34$ KN

Poids des poutres principales GPP = $0.30 \times 0.45 \times 5.3 \times 25 = 17.88$ KN

Poids des poutres secondaires GPS = $0.30 \times 0.40 \times 4.44 \times 25 = 13.32$ KN

Poids propre de poteau GP = $0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 15.49$ KN

G1 = 904.67 KN

Charge exploitation Q_5

$$N_q = 7.00 \times 19.21 = 134.47 \text{ Kn/m}^2$$

Niveau 6:

Poids revenant du 3^{ème} étage = 904.67 KN

Poids plancher étage courant GPE = $5.38 \times 19.21 = 103.34$ KN

Poids des poutres principales GPP = $0.30 \times 0.45 \times 5.3 \times 25 = 17.88$ KN

Poids des poutres secondaires GPS = $0.30 \times 0.40 \times 4.44 \times 25 = 13.32$ KN

Poids propre de poteau GP = $0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 15.49$ KN

$$G_1 = 1054.70 \text{ KN}$$

Charge exploitation Q_6

$$N_q = 7.75 \times 19.21 = 148.87 \text{ Kn/m}^2$$

Niveau 7:

Poids revenant du 2^{ème} étage = 1054.70 KN

Poids plancher étage courant GPE = $5.38 \times 19.21 = 103.34$ KN

Poids des poutres principales GPP = $0.30 \times 0.45 \times 5.3 \times 25 = 17.88$ KN

Poids des poutres secondaires GPS = $0.30 \times 0.40 \times 4.44 \times 25 = 13.32$ KN

Poids propre de poteau GP = $0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 15.49$ KN

$$G_1 = 1204.73 \text{ KN}$$

Charge exploitation Q_7

$$N_q = 8.45 \times 19.21 = 162.32 \text{ Kn/m}^2$$

Niveau 8:

Poids revenant du 1^{ème} étage (RDC) = 1204.73 KN

Poids plancher étage courant GPE = $5.38 \times 19.21 = 103.34$ KN

Poids des poutres principales GPP = $0.30 \times 0.45 \times 5.3 \times 25 = 17.88$ KN

Poids des poutres secondaires GPS = $0.30 \times 0.40 \times 4.44 \times 25 = 13.32$ KN

Poids propre de poteau GP = $0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 15.49$ KN

$$G_1 = 1354.76 \text{ KN}$$

Charge exploitation Q_8

$$N_q = 9.28 \times 19.21 = 178.26 \text{ Kn/m}^2$$

Niveau 9:

Poids revenant du RDC = 1354.76 KN

Poids plancher étage courant GPE = $5.38 \times 19.21 = 103.34$ KN

Poids des poutres principales GPP = $0.30 \times 0.45 \times 5.3 \times 25 = 17.88$ KN

Poids des poutres secondaires GPS = $0.30 \times 0.40 \times 4.44 \times 25 = 13.32$ KN

Poids propre de poteau GP = $0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 15.49$ KN

$$\mathbf{G1 = 1504.79KN}$$

Charge exploitation Q_9

$$\mathbf{Nq = 10.71 \times 19.21 = 205.73 \text{ Kn/m}^2}$$

Niveau 10:

Poids revenant du SOUS-SOL = 1504.79 KN

Poids plancher étage courant GPE = $5.38 \times 19.21 = 103.34$ KN

Poids des poutres principales GPP = $0.30 \times 0.45 \times 5.3 \times 25 = 17.88$ KN

Poids des poutres secondaires GPS = $0.30 \times 0.40 \times 4.44 \times 25 = 13.32$ KN

Poids propre de poteau GP = $0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 15.49$ KN

$$\mathbf{G1 = 1654.81 \text{ KN}}$$

Charge exploitation Q_{10}

$$\mathbf{Nq = 13.66 \times 19.21 = 262.40 \text{ Kn}}$$

Niveaux	NG (KN)	NQ (KN)	Nu (KN)	Br (cm ²)	$\sqrt{Br}+2$ (cm)	RPA (cm ²)	Choix (cm ²)	Nser (KN)	σ_{ser} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	condition
8	350.23	48.02	544.84	359.5	21.88	30×30	30×30	398.25	1.38	15	Ok
7	522.76	73.95	816.65	538.9	25.21	30×30	30×30	596.71	2.07	15	Ok
6	695.30	97.01	1084.17	715.5	28.74	30×30	35×35	792.31	2.75	15	Ok
5	867.83	117.18	1347.34	889.2	31.81	30×30	35×35	985.01	3.42	15	Ok
4	1040.37	134.47	1606.20	1060	34.55	30×30	40×40	1174.84	4.08	15	Ok
3	1212.90	148.87	1860.72	1228	37.04	30×30	40×40	1361.77	4.73	15	Ok
2	1385.43	162.32	2113.81	1395.1	39.35	30×30	45×45	1547.75	5.38	15	Ok
1	1557.97	178.6	2370.70	1564.6	41.55	30×30	45×45	1736.57	6.04	15	Ok
RDC	1730.47	205.74	2644.74	1899.2	45.57	30×30	50×50	1936.21	7.33	15	Ok
S0US-SOL	1903.04	262.40	2962.70	1955.38	46.21	30×30	50×50	2165.44	7.53	15	OK

Tableau III.9 : choix de section

III.12 Prédimensionnement des voiles :

Le Pré dimensionnement des murs en béton armé est donné par RPA99 [1]. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales, charges permanentes et
- surcharges. Les actions horizontales, effet de séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.)

Selon (l'article 7.7.1) du RPA 99 /2003 [1] « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4 e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » avec :

- L : porté du voile.
- e : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm .de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure

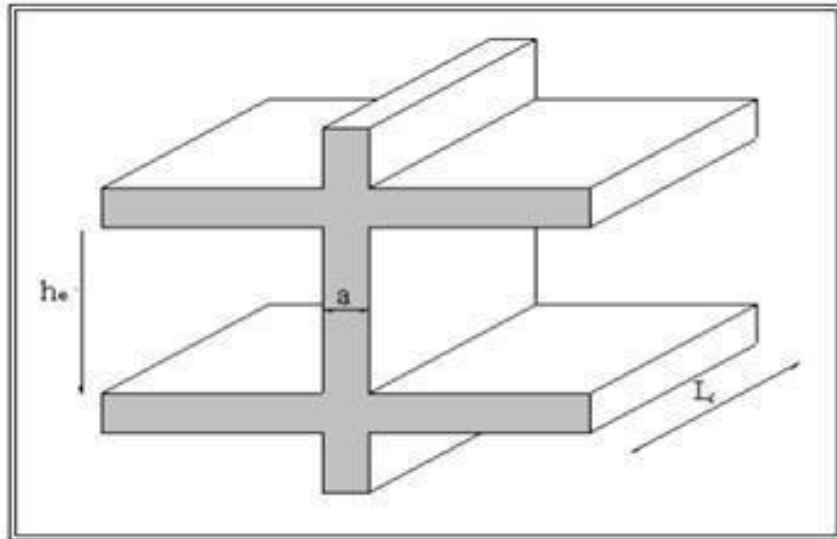


Figure III.5 : Coupe de voile en élévation

Le **R.P.A 99(version 2003)** considère comme **voiles de contreventement** les voiles Satisfaisant les conditions suivantes :

$$L \geq 4a$$

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

Avec :

L : longueur du voile

a : épaisseur des voiles (a min =15 cm)

he : hauteur libre d'étage.

on a Dans notre structure :

III.12.1 L'épaisseur des voiles :

♦ **RDC :** $h_e = 312 \text{ cm}$

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm} \right] \Rightarrow$$

$$e \geq \max[15.6 ; 15 \text{ cm}]$$

En prend : $e = 20 \text{ cm}$

♦ **Étage courant** : $h_e = 261 \text{ cm}$

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm} \right] \Rightarrow e \geq \max[13.05; 15 \text{ cm}]$$

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

III.12.2 La largeur (portée) des voiles :

$$L_{\min} \geq 4e$$

♦ **RDC+Sous-sol** : $L \geq 4 * 20 = 80 \text{ cm}$

♦ **Étage courant** : $L \geq 4 * 16 = 64 \text{ cm}$

On opte pour $L = 80 \text{ cm}$ pour tous les voiles.

III.12.3 Voile d'ascenseur :

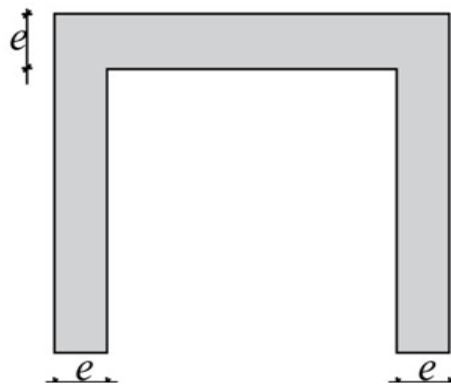


Figure III.6 : coupe de voile de la cage de

l'ascenseur

$$a \geq \frac{h_e}{25}$$

$$a \geq \frac{3.06}{25} \geq 0.122 \text{ m} = 12.2 \text{ cm}$$

Pour la cage d'ascenseur on adoptera **$a = 15 \text{ cm}$**

III.12.3. Voile périphérique :

h_{ssl} :: hauteur libre de sous – sol

$$a \geq \frac{h_{ssl}}{22}$$

$$a \geq \frac{2.95}{22} \geq 0.13 \text{ m} = 15 \text{ cm}$$

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

Pour le RDC et les étages courants, on adopte une épaisseur du voile **e = 20 cm.**

Pour la cage d'ascenseur, on adopte une épaisseur du voile **e = 20cm.**

Pour le voile périphérique on adopte une épaisseur du voile **e = 20 cm.**

Chapitre IV MODILISATION ET VERIFICATION

IV.1 Introduction :

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques. A l'aide de cette étude nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique.

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement, effort et période) sous l'effet du séisme.

Le but est en premier lieu d'éviter les pertes humaines, mais aussi d'éviter une catastrophe technologique que des dégâts incontrôlés risqueraient de provoquer, en maintenant la stabilité, l'intégrité ou la fonctionnalité d'installation sensible, stratégique ou potentiellement dangereuse. Dans tous les cas, la meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

IV.2 Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non- amorties. L'étude dynamique d'une structure, telle qu'elle se présente, est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.3 Les méthode de calcul selon le règlement parasismique algérien (RPA99/V2003) :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

a) Méthode statique équivalente :

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

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

b) Méthode d'analyse modale spectrale :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

c) Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

IV.3.1 Choix de la méthode de calcul :

- L'ouvrage est implanté à M'sila classée en zone de forte sismicité (IIa) selon la classification établie par le règlement parasismique Algérien (RPA 99/VERSION 2003) et notre ouvrage est classé en (Groupe 2 : bâtiment à usage multiple dont la hauteur= 31.45 m ne dépassent pas 48 m).
- La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas du bâtiment étudié (car le bâtiment ou le bloc étudié présente configuration régulière, et une hauteur totale : $h=31.45 \text{ m} > 17 \text{ m}$ (Art 4.1.2 RPA 2003).
- Nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale :

IV.3.2.1 Principe :

Rappelons que le principe de la méthode d'analyse modale spectrale est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement de la structure supposé élastique, permet le calcul des modes propres.

IV.4 Modélisation :

➤ Présentation :

IV.4.1 Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini par un modèle ayant un nombre de (DDL) fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes : La modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

IV.4.2. Détermination des fréquences et modes propres :

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie.

Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement s'écrit :

$$[M]\{X(t)\} + [K]\{X(t)\} = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

$\ddot{X}$: représente le vecteur d'accélération.

X : représente le vecteur de déplacement.

$[M]$: représente la matrice masse de la structure.

$[K]$: représente la matrice de rigidité de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en vibrations libres non amorties (VLNA) nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

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

$$X(t) = A \sin (\omega t + \varphi) \quad (2)$$

Avec :

A : vecteur des amplitudes

ω : Fréquence de vibration

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en (VLNA) sont alors données par :

$$\{X(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots (3)$$

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

$$[K] - \omega^2 [M] \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \dots (4)$$

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

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} = \{0\} \dots (5)$$

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

$$\det([K] - \omega^2 [M]) = 0 \dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée « Equation caractéristique »

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

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

IV.4.3 Modélisation de la structure

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan. L'analyse se fera à l'aide du logiciel ETABS 9.7.

IV.4.3.1 Modélisation de la rigidité :

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

- Chaque poutre et chaque poteau a été modélisé par un élément fini de type " Frame "(Poteaux- Poutres) à deux nœuds (6 d.d.l par nœud)
- Les voiles sont modélisés par des éléments " Shell "à quatre nœuds.

- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

IV.4.3.2 Modélisation de la masse :

- Pour la masse des planchers ; nous avons concentré en chaque nœud d'un panneau de dalle le $(1/4)$ de la masse de ce panneau. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le RPA99 modifié en 2003[2] avec $(\beta = 0,2)$.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux, poutres et les voiles est prise égale à celle du béton à savoir $2,5 \text{ t/m}^3$
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été concentrée aux niveaux des nœuds qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été concentrée au niveau des quatre nœuds délimitant la cage d'escalier (par plancher).

IV.5 Présentation du logiciel ETABS :

ETABS « Extended 3D Analysis of Building System » est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique, il est basé sur la méthode des éléments finis.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, etc.).

De plus, de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charges automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

IV.6 Etapes de modélisation :

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes :

- 1-Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
- 2-Spécification des propriétés des éléments de la structure à modéliser (définition et attribution des sections des éléments).
- 3-Spécification des conditions aux limites (appuis, encastrement... etc.) pour la structure à modéliser.

4-Définition des charges appliquées sur la structure à modéliser (Charge verticales et spectre de réponse qui correspond à la charge horizontale).

5-Définition et attribution des combinaisons de charges.

6-Exécution et analyse des résultats en choisissent le nombre de modes propre à prendre en considération.

7-Création des fichiers de sorties et exploitation des résultats pour la vérification des éléments calculs de ferrailage.

❖ Présentation de la vue en 3D :

La modalisation de notre structure à partir de logiciel **ETABS 9.7** nous a donné la vue en 3D suivante :

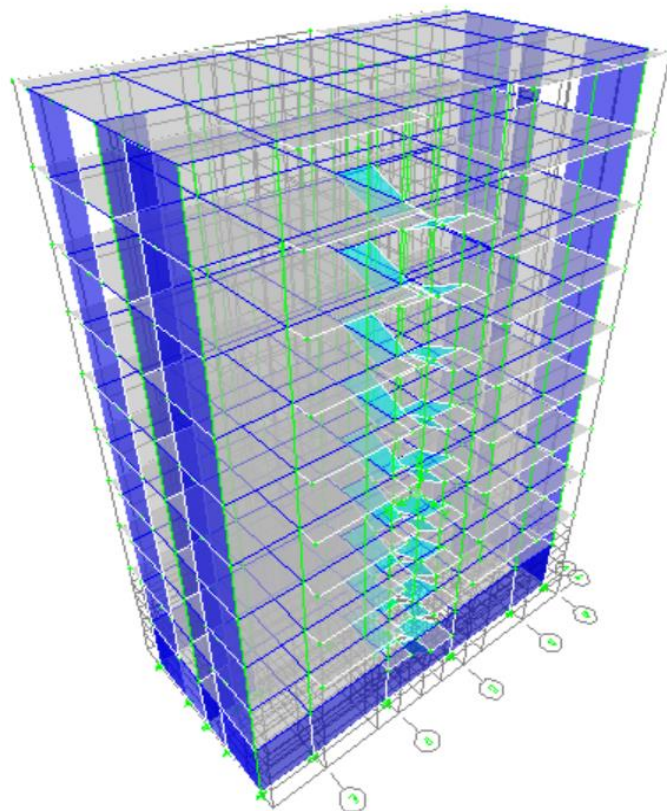


Figure IV.1 : Présentation de vue en 3D

❖ Présentation de la vue en plan :

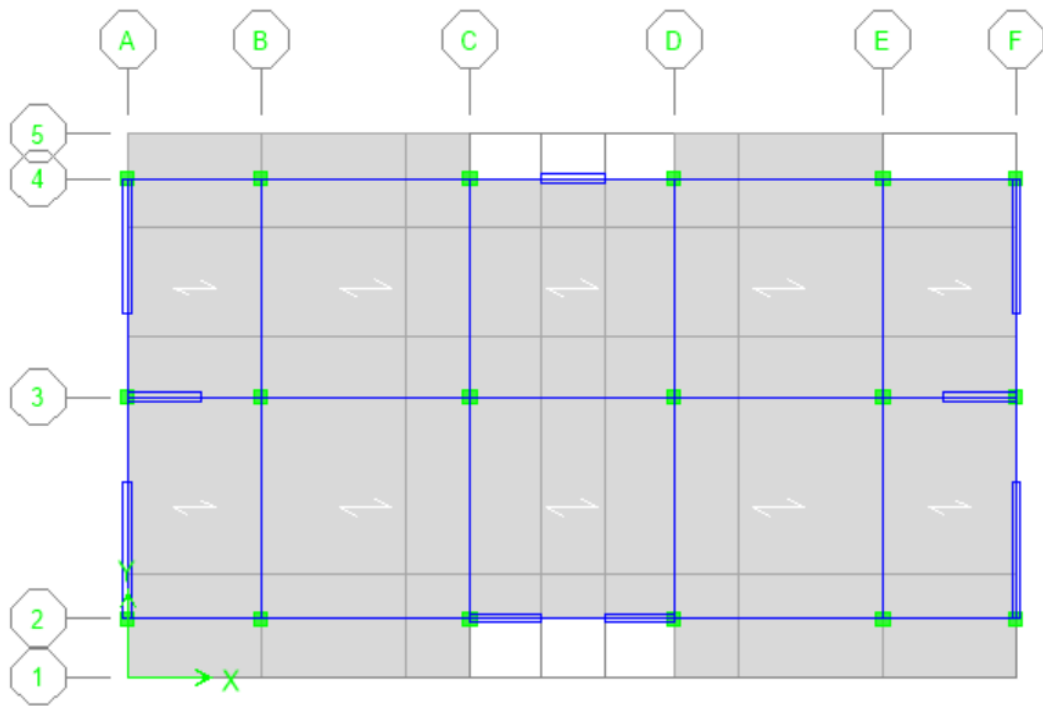


Figure IV.2: Presentation de la vue en plan

Détermination des paramètres du spectre de réponse (Art 4.3.3 PRA 99/V2003) :

L'intérêt du spectre de réponse vient de ce que la réponse linéaire d'une structure complexe peut être obtenue en combinant les réponses de ses modes propres de vibration.

Selon le **RPA99/2003** l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

CHAPITRE IV MODILISATION ET VERIFICATION

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

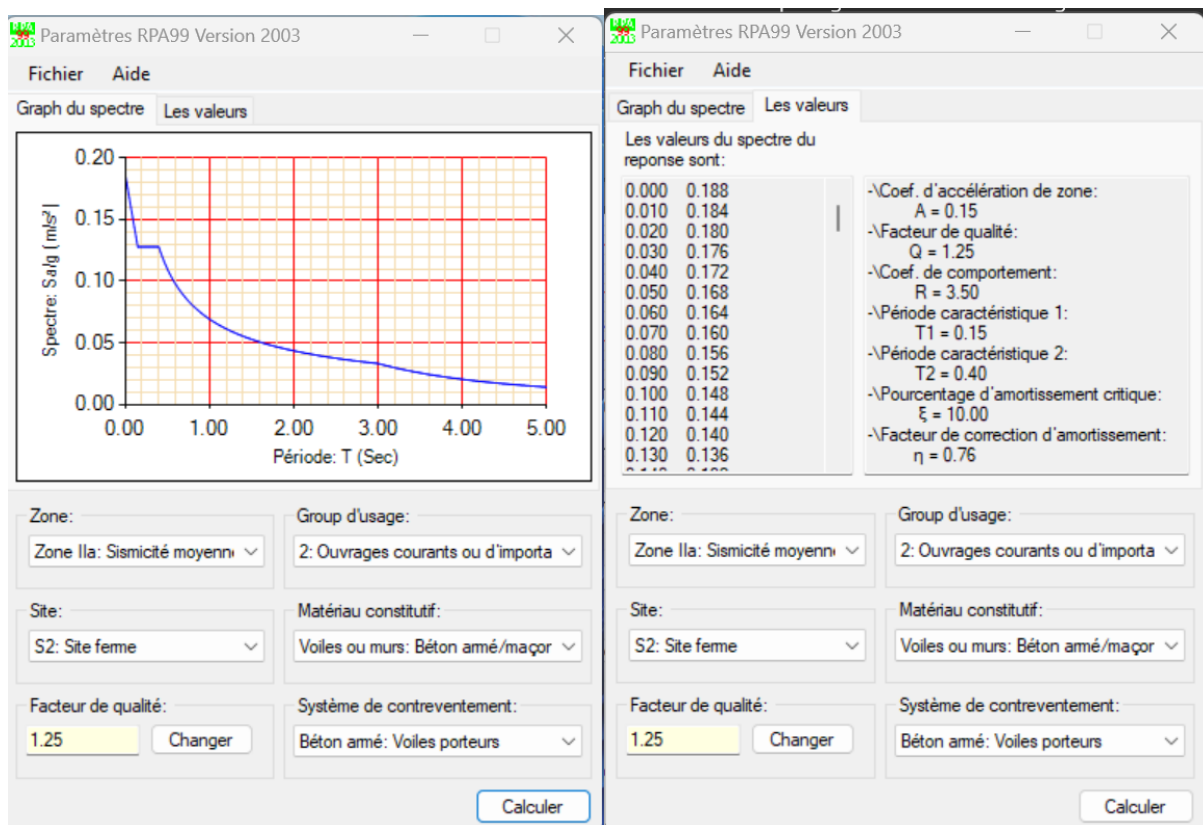
ξ : Pourcentage d'amortissement critique

R : Coefficient de comportement de la structure.

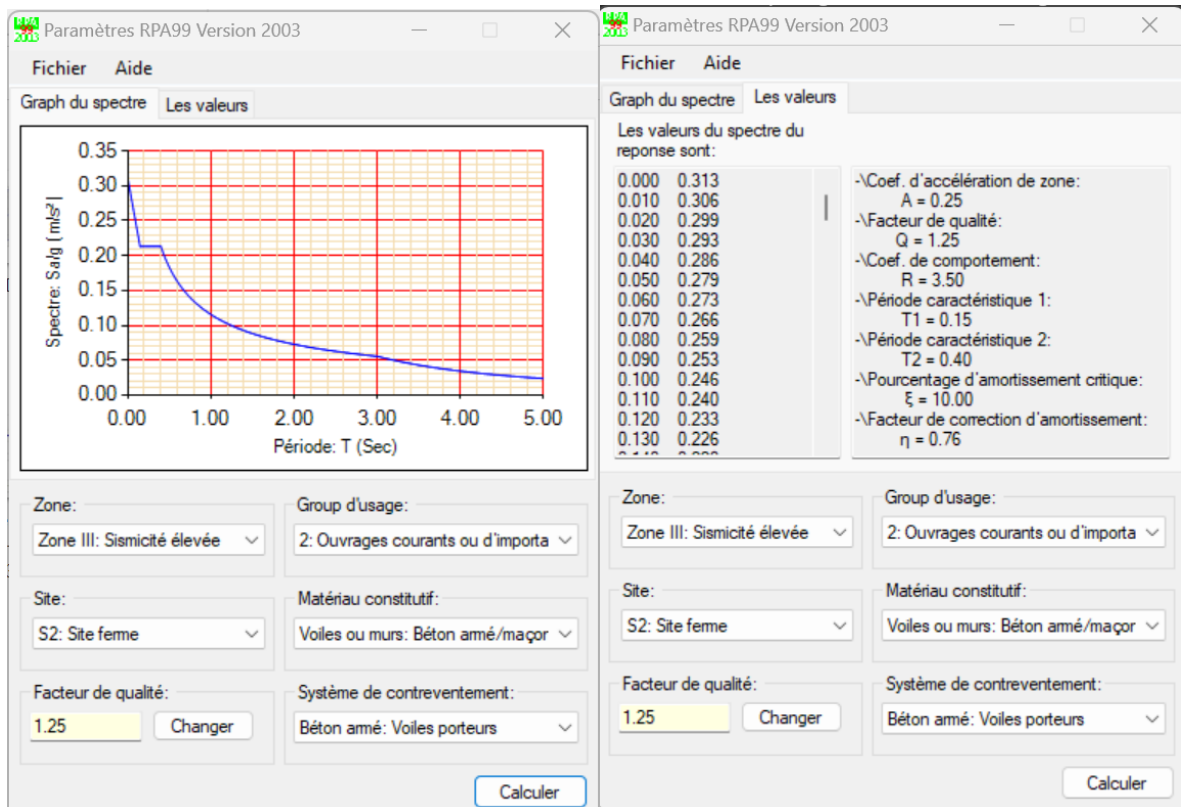
T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

- ❖ Les Figure ci-dessous, montrent la représentation graphique du spectre de réponse dans les zones sismiques en Algérie.



EN ZONE (IIa)



EN ZONE (III)

Figure IV.3 : Spectre de réponse dans deux zones sismiques en Algérie.

a) Le coefficient d'accélération de la zone

Le coefficient d'accélération de zone est donné par le tableau (4.1) RPA99/2003

La zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas :

- Zone sismique : IIa. Donc : **A= 0.15**

- Groupe d'usage : 2

Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente [1]

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

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

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- D : facteur d'amplification dynamique moyen. Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée dans le Tableau 4.7 de RPA99/Version 2003.

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

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

$\eta = 0,76$ avec $\xi = 10 \%$

• Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

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

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

$$T = \min \begin{cases} T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times (h_N)^{3/4} \end{cases}$$

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

($C_T = 0.05$)

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

($h_N = 31.45m$)

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré :

$$\begin{cases} D_x = 21.10 m \\ D_y = 12.25 m \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_x = 0.622 \text{ s} \\ T_y = 0.808 \text{ s} \\ T = 0.66 \text{ s} \end{cases}$$

Le facteur d'amplification dynamique moyen est :

$$\begin{cases} D_x = 2,5\eta \text{ Si } 0 < T_x < T_2 \\ D_y = 2,5\eta \text{ Si } 0 < T_y < T_2 \end{cases}$$

$$\text{On a : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0.76 \geq 0.7$$

$$\begin{cases} D_x = 2,5 \times 0.76 = 1.90 \\ D_y = 2,5 \times 0.76 = 1.90 \end{cases}$$

R : Coefficient de comportement

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

Pour notre bâtiment, le système de contreventement choisi est un système portique contreventé par des voiles (voiles-portique) en béton armé (R=3.5).

- **Le facteur de qualité**

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- ✓ La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- ✓ La régularité en plan et en élévation.
- ✓ La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule suivante :

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

Tableau IV.1 : Facteur de qualité Q de la structure [1]

	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		Observé	Valeur	Observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de Contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3	Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.05	Non	0.05

$$Q=1+\sum pq= 1+0.25= 1.25$$

➤ La période caractéristique associée à la catégorie du site

Les valeurs des périodes caractéristiques associées à la catégorie de site sont données par le tableau (4.7) RPA99/2003 dans notre cas on à **site ferme (S₂)** :

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.40 \text{ s} \end{cases}$$

a) L'amortissement critique ξ

Dons notre cas : voile donc :

$$\xi = 10\%$$

➤ Calcul de la période fondamentale de la structure d'origine

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : la hauteur total de la structure mesurée à partir de la base

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement, du type deremplissage est donné par le tableau (4.6) RPA99/2003.

- ✓ Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en bétonarmé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie : $C_T = 0.05$

W : poids de la structure calculé par la formule suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

W_i étant donné par $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

Avec :

W_i : Le poids concentré au niveau du centre de masse du plancher « i »;

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau « i »;

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau « i »;

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0.2$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés).

Tableau IV.2 : Récapitule les paramètres sismiques retenus pour notre bâtiment [1]

Coefficient	Conditions	Valeur
A	Ouvrage groupe 2 Hauteur bâtiment < 48m Zone sismique IIa	0.15
R	Système de contreventement portiques contreventée par des voiles	4
Q	$1 + \Sigma P_q$	1.25
E	E	10%
H	$[(7 / (2 + \xi))]^{1/2} \geq 0.7$	0.76
T1	Site 2	0.15 s
T2	Site 2	0.40 s

Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisées par le RPA99 version 2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure 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.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) par le rapport : $\frac{0,8V}{V_t}$

Vérifications exigées par le RPA 99/Version 2003 [1]

Pour les deux méthodes de calcul, le RPA 99/Version 2003 exige les vérifications suivantes :

- ✓ Vérification de comportement pour les trois premiers modes.
- ✓ Vérification des périodes.
- ✓ Vérification de participation massique.
- ✓ Vérification de la résultante des forces sismiques.
- ✓ Vérification de déplacements inter-étages.
- ✓ Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ.

IV.4. Calcule et présentations des résultats :

Nous présenterons les différents modèles de disposition des voiles de contreventement, ainsi que les vérifications nécessaires et les résultats de l'analyse sismique réalisée par logiciel ETABS.

4.4.1.1. Vérification des périodes :

La vérification des périodes fondamentales est donnée au Tableau. Ce Tableau montre que la période d'une structure en béton armé, calculée par RPA 99 /Version 2003 est la même si cette structure est implantée dans la **Zone IIa** ou **Zone III**.

Tableau IV.3 : Vérification des périodes dans les deux zones sismiques.

	TRPA (s)	TETABS (s)	1.3 x TRPA (s)	TETABS ≤ 1.3TRPA
ZONE IIa	0.622	0.758	0.808	Vérifie
ZONE III	0.622	0.758	0.808	Vérifie

Remarque :

On remarque que lorsque on a injecté les voiles dans notre structure. La période donnée par L'ETABS elle a diminuée au-dessous de la période recommandée par L'RPA

4.4.1.2. Vérification de participation massique

La vérification de pourcentage de participation massique est donnée aux Tableaux Les participations massiques dans les deux sens (X et Y) sont vérifiées à partir du 8 ème mode pour les zones sismiques (Zone IIa , et Zone III).

Tableau IV.5 : Pourcentage de participation massique (Zone IIa , III).

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0.758323	63.9398	0.0003	63.9398	0.0003	0.1189	0.1189
2	0.654075	0.0009	63.2544	63.9407	63.2547	0.0322	0.1511
3	0.506508	0.1672	0.0283	64.1079	63.2831	62.1635	62.3146
4	0.224304	13.773	0.0011	77.8809	63.2841	0.0614	62.376
5	0.179471	0.0013	15.3288	77.8822	78.6129	0.0071	62.3831
6	0.137112	0.0854	0.0071	77.9676	78.62	14.9959	77.379
7	0.109668	5.1192	0.0005	83.0868	78.6205	0.0529	77.432
8	0.081139	0.0004	7.1568	83.0872	85.7773	0.0026	77.4346
9	0.066545	3.1043	0.0002	86.1915	85.7774	0.0037	77.4383
10	0.061029	0.0009	0.0032	86.1924	85.7806	6.8631	84.3014
11	0.047366	0.0001	4.6004	86.1925	90.381	0.0013	84.3027
12	0.044956	2.2312	0.0006	88.4237	90.3816	0.0009	84.3036

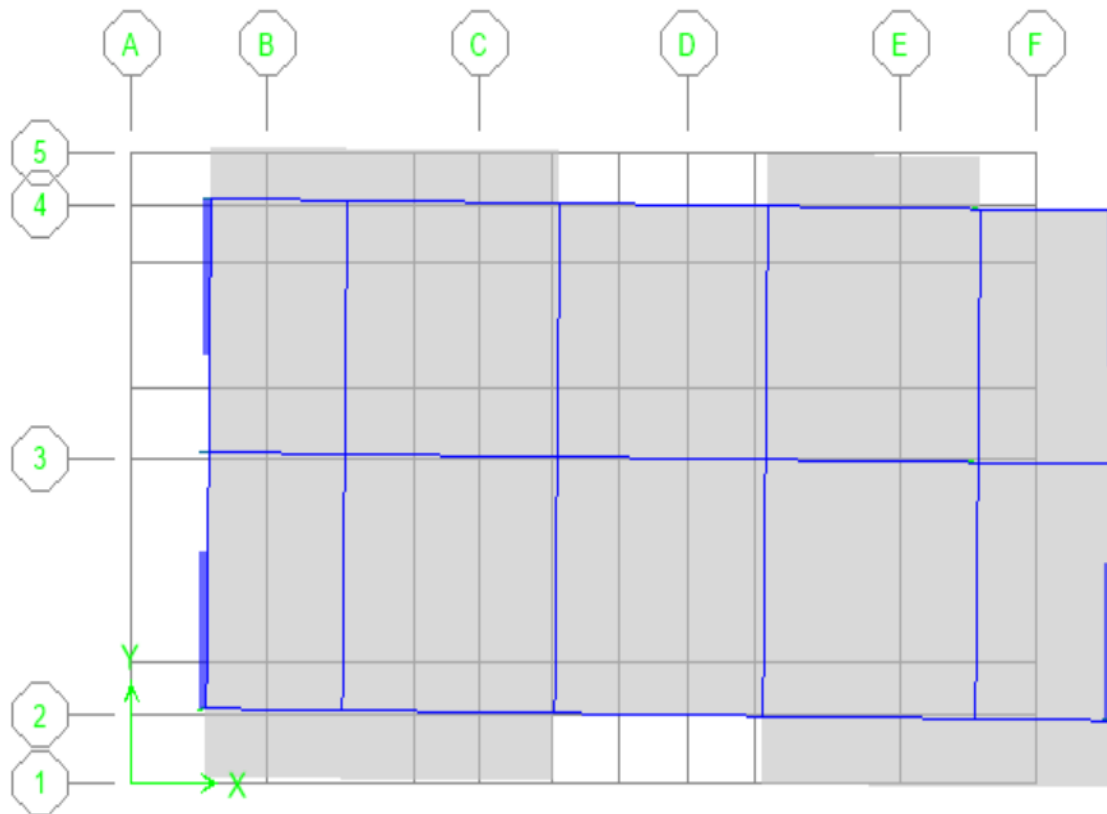
Analyse des résultats :

D'après les résultats du Tableau IV.8, on constate que :

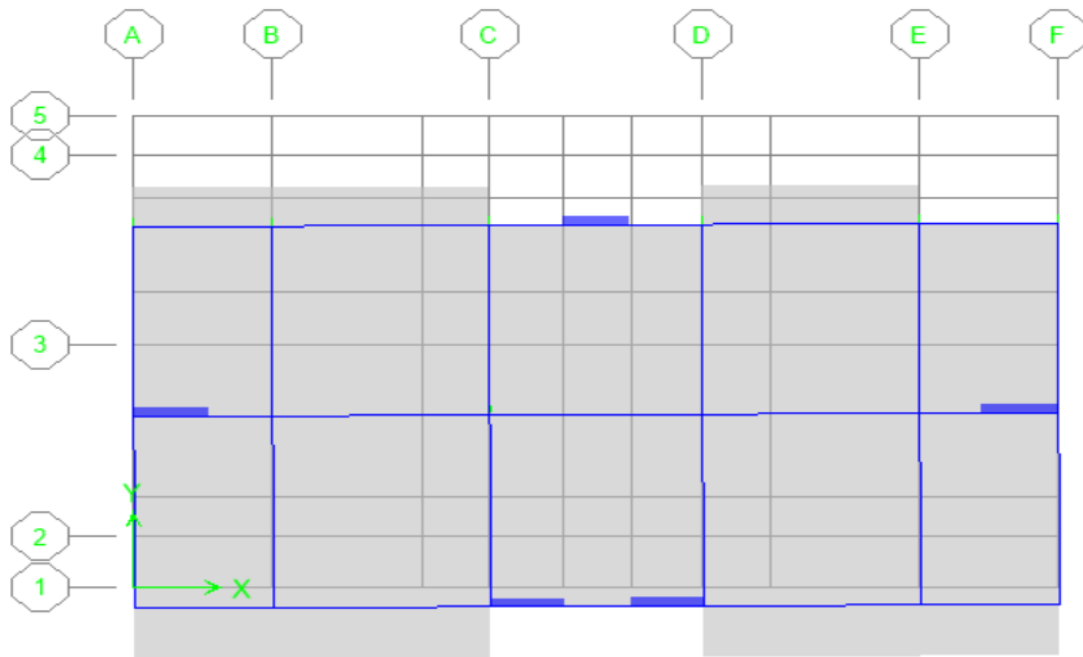
- KLMN la période obtenue par ETABS ($T_{etabs} = 0.758\text{sec}$).
- T : la période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ($T_{emp} = 0.622\text{ sec}$)

D'après le RPA 99/2003 la période de calcul de la structure T_{dyn} doit être inférieure à la période calculée par les formules empiriques, avec une majoration de la période calculée par 30 %.

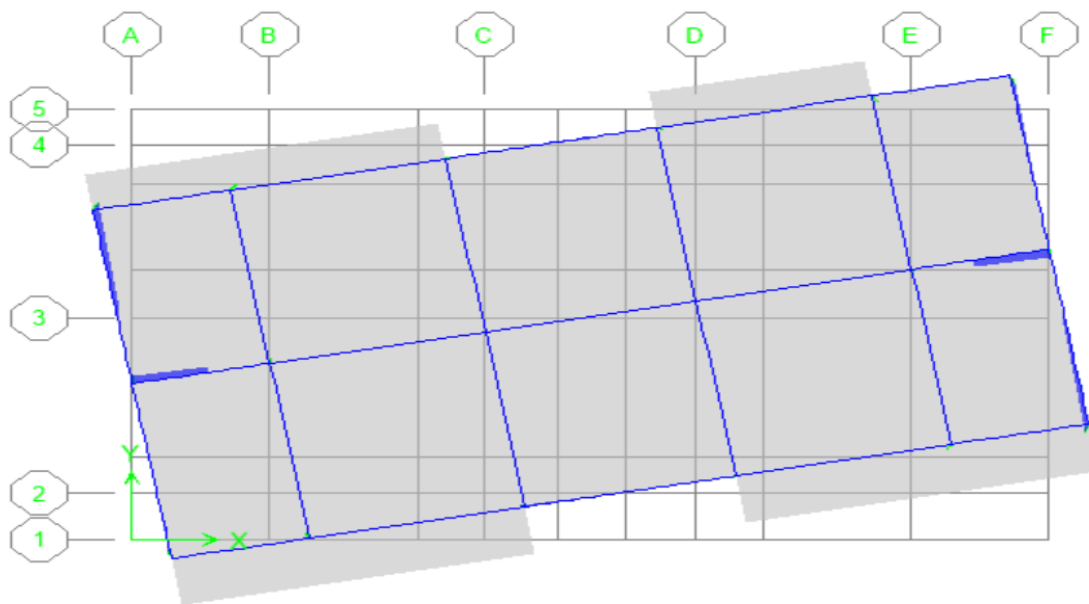
$T_{etabs} = 0.758\text{sec} < T_{majoree} = 1.3 (0.622) = 0.808\text{ sec}$ condition vérifiée.



Mode 1. Translation selon X-X



Mode 2. Translation selon Y-Y



Mode 3. Translation selon Z-Z

Figure IV.4 : Les modes

Conclusion :

On a atteint une participation modale importante, sachant qu'on a obtenu des translations indépendantes dans les deux sens transversal et longitudinal pour le premier et le deuxième mode, et une torsion avec un coefficient de participation modale plus ou moins nul pour le

troisième mode. Toute en respectant la période fondamentale obtenue par les formules empiriques du **RPA99/V2003**.

Remarque

La période reste la même dans tous les zone sismique ainsi que le pourcentage de la participation massique

IV.7 Vérification de la condition des charges verticales du système de contreventement : [RPA99/V2003-Article 3.4]

D'après l'Article 3.4 RPA99/V2003 ; le système est constitué uniquement de voile Ou de voile et de portique. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales.

Tableau IV.6: pourcentage des voiles zone IIa

	F3 (Kn)	POURCENTAGE%	OBSERVATION
SVOILE	16099.96	40	Verifier
SSTRU	23981.89	59	Verifier

Tableau IV.7: pourcentage des voiles zone III

	F3 (Kn)	POURCENTAGE%	OBSERVATION
SVOILE	16431.23	40	Verifier
SSTRU	24392.79	59	Verifier

Conclusion :

Donc le choix de R est satisfaisant, on prend $R = 3,5$ c.à.d. un système voiles

Détermination du poids total de la structure

Le poids propre de la structure égale au poids des charges permanentes plus un pourcentage des charges d'exploitations

Les résultats des masses et des poids de chaque est représenté dans les tableaux suivants :

Tableau IV.8 : En Zone IIa et zone III

<i>Story</i>	<i>CumMassX</i>	<i>CumMassY</i>
<i>E8</i>	229.746	229.746
<i>E7</i>	466.616	466.616
<i>E6</i>	706.4531	706.4531
<i>E5</i>	948.5719	948.5719
<i>E4</i>	1192.882	1192.882
<i>E3</i>	1439.825	1439.825
<i>E2</i>	1689.309	1689.309
<i>E1</i>	1941.778	1941.778
<i>RDC</i>	2197.14	2197.14
<i>SSOL</i>	2484.176	2484.176

➤ Vérification de la résultante des forces sismiques

Les Tableaux présentent le calcul et la vérification de la résultante des forces sismiques dans les trois zones. Pour la même structure, le changement de la zone sismique de Zone I vers Zone III

Tableau IV.9 : Calcul de la force sismique. (Zone, IIa , III)

	A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$	V_x	V_y
IIa	0.15	1.9	1.9	3.5	1.25	1.25	13525.256 3	1376.677	1376.677
III	0.25	1.9	1.9	3.5	1.25	1.25	13525.256 3	2522.48	2294.46

Tableau. IV10 : Vérification de la résultante des forces sismique de calcul.

		$V_t(Kn)$	$V(Kn)$	$0.8V$	$V_t \geq 0.8 V$
ZONE IIa	X	1476.22	1376.677	1101.34	C.V
	Y	1602.26	1376.677	1101.34	C.V
Zone III	X	2465.59	2294.46	1835.56	C.V
	Y	2662.30	2294.46	1835.56	C.V

IV.7.1 Vérification des déplacements ;

Les déplacements inter-étages de notre structure, dans les deux sens sont présentés dans les Tableaux ci-dessous. L'augmentation de la force sismique dans la Zone III augmente le déplacement d'étage (δ_e) par rapport au Zone IIa, Zone I dans les deux sens de la structure.

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

$\delta_k = R \delta_{ek}$; e_k : Déplacement du aux forces sismique ; R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est calculé par :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon RPA 99 /version 2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser : $\Delta K\text{-limite} = 0.01h_e$

h_e : la hauteur de l'étage.

CHAPITRE IV MODILISATION ET VERIFICATION

Tableau IV.11: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (**Zone IIa**)

Diaphragm	Load	UX	δ (ETABS)	$R*\delta$	Δ	1%he	$\Delta \leq 1\%he$
E8	EX	0.017	0.017	0.0595	0.0056	0.0306	Ok
E7	EX	0.0154	0.0154	0.0539	0.0067	0.0306	Ok
E6	EX	0.0135	0.0135	0.0472	0.0069	0.0306	Ok
E5	EX	0.0115	0.0115	0.04025	0.0073	0.0306	Ok
E4	EX	0.0094	0.0094	0.0329	0.0077	0.0306	Ok
E3	EX	0.0072	0.0072	0.0252	0.0077	0.0306	Ok
E2	EX	0.005	0.005	0.0175	0.0070	0.0306	Ok
E1	EX	0.003	0.003	0.0105	0.0063	0.0306	Ok
RDC	EX	0.0012	0.0012	0.0042	0.0038	0.0357	Ok
SSOL	EX	0.0001	0.0001	0.00035	0.00035	0.0340	Ok

Tableau IV.12: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y (**ZoneIIa**)

Diaphragm	Load	UX	δ (ETABS)	$R*\delta$	Δ	1%he	$\Delta \leq 1\%he$
E8	EY	0.0145	0.0145	0.05075	0.0059	0.0306	Ok
E7	EY	0.0128	0.0128	0.0448	0.0059	0.0306	Ok
E6	EY	0.0111	0.0111	0.03885	0.0066	0.0306	Ok
E5	EY	0.0092	0.0092	0.0322	0.0066	0.0306	Ok
E4	EY	0.0073	0.0073	0.02555	0.0066	0.0306	Ok
E3	EY	0.0054	0.0054	0.0189	0.0063	0.0306	Ok
E2	EY	0.0036	0.0036	0.0126	0.0056	0.0306	Ok
E1	EY	0.002	0.002	0.007	0.0042	0.0306	Ok
RDC	EY	0.0008	0.0008	0.0028	0.0024	0.0357	Ok
SSOL	EY	0.0001	0.0001	0.00035	0.00035	0.0340	Ok

Tableau IV.13 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (**Zone IIa**).

Diaphragm	Load	UX	δ (ETABS)	$R*\delta$	Δ	1%he	$\Delta \leq 1\%he$
E8	EX	0.0285	0.0285	0.09975	0.00945	0.0306	Ok
E7	EX	0.0258	0.0258	0.0903	0.0112	0.0306	Ok
E6	EX	0.0226	0.0226	0.0791	0.0119	0.0306	Ok
E5	EX	0.0192	0.0192	0.0672	0.0126	0.0306	Ok
E4	EX	0.0156	0.0156	0.0546	0.0126	0.0306	Ok
E3	EX	0.012	0.012	0.042	0.0126	0.0306	Ok
E2	EX	0.0084	0.0084	0.0294	0.01155	0.0306	Ok
E1	EX	0.0051	0.0051	0.01785	0.0105	0.0306	Ok
RDC	EX	0.0021	0.0021	0.00735	0.007	0.0357	Ok
SSOL	EX	0.0001	0.0001	0.00035	0.00035	0.0340	Ok

Tableau IV.14: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y (**Zone III**)

Diaphragm	Load	UX	δ (ETABS)	$R*\delta$	Δ	1%he	$\Delta \leq 1\%he$
E8	EY	0.0241	0.0241	0.08435	0.0098	0.0306	Ok
E7	EY	0.0213	0.0213	0.07455	0.01015	0.0306	Ok
E6	EY	0.0184	0.0184	0.0644	0.0108	0.0306	Ok
E5	EY	0.0153	0.0153	0.05355	0.0108	0.0306	Ok
E4	EY	0.0122	0.0122	0.0427	0.0112	0.0306	Ok
E3	EY	0.009	0.009	0.0315	0.0105	0.0306	Ok
E2	EY	0.006	0.006	0.021	0.01	0.0306	Ok
E1	EY	0.0033	0.0033	0.01155	0.007	0.0306	Ok
RDC	EY	0.0013	0.0013	0.00455	0.00385	0.0357	Ok
SSOL	EY	0.0002	0.0002	0.0007	0.0007	0.0340	Ok

A fin de choisir le modèle final, on doit vérifier le dernier paramètre qui présente la vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ.

Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ

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

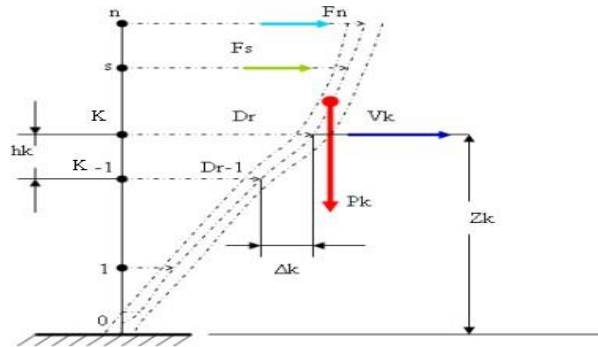


Figure IV.5 : Evaluation des effets du second ordre

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

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0.1$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau 'K'
 $P_K = \sum_{j=K}^n (W_{Gj} + \beta W_{Qj})$ Déjà calculé

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

Δ_K : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'

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

Si $0,10 \leq \theta \leq 0,20$, les effets $P - \Delta$ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_K}$

Tableau IV.15: Vérification de l'effet P- Δ sens X et sens Y (Zone IIa)

			<i>Sens X-X</i>			<i>Sens Y-Y</i>			
<i>Niveaux</i>	<i>P_k</i>	<i>H_k</i>	Δ_k	<i>V_k</i>	θ_x	Δ_k	<i>P_k</i>	<i>V_k</i>	θ_y
E8	2159.504	3.06	0.0056	340.23	0.011	0.0059	4306.85	387.56	0.0214
E7	3716.289	3.06	0.0067	588.66	0.0138	0.0059	7286.093	652.59	0.0215
E6	5044.307	3.06	0.0069	794.012	0,0143	0.0066	9766.867	869.53	0.0242
E5	6162.82	3.06	0.0073	964.76	0.0152	0.0066	11912.299	1055.71	0.0243
E4	7135.625	3.06	0.0077	1111.83	0.0161	0.0066	13734.676	1210.35	0.0244
E3	8004.231	3.06	0.0077	1240.12	0.0162	0.0063	15330.147	1343.34	0.0234
E2	8746.515	3.06	0.0070	1346.95	0.0148	0.0056	16633.083	1449.22	0.0210
E1	9339.901	3.06	0.0063	1427.6	0.0134	0.0042	17710.662	1532.24	0.0158
RDC	9687.434	3.57	0.0038	1472.45	0.0070	0.0024	18423.723	1586.07	0.0078
SSOL	9717.775	3.40	0.00035	1476.22	0.0067	0.00035	18645.818	1602.26	0.0011

CHAPITRE IV MODILISATION ET VERIFICATION

Tableau IV.16 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X ET Y (**Zone III**).

Niveaux	Pk	H _k	Sens X-X			Sens Y-Y			
			Δ_k	V _k	θ_x	Δ_k	Pk	V _k	θ_y
E8	3602.478	3.06	0.00945	567.654	0.0195	0.0098	7157.957	644.12	0.0356
E7	6203.211	3.06	0.0112	982.687	0.0231	0.0101	12108.437	1084.51	0.0357
E6	8423.191	3.06	0.0119	1326.029	0.0247	0.0108	16228.816	1444.81	0.0402
E5	10293.72 8	3.06	0.0126	1611.7	0.0262	0.0108	19791.568	1753.96	0.0404
E4	11919.93 6	3.06	0.0126	1857.657	0.0264	0.0112	22818.614	2010.77	0.0406
E3	13370.40 5	3.06	0.0126	2071.957	0.0265	0.0105	25470.17	2231.77	0.0390
E2	14608.66 9	3.06	0.01155	2250.224	0.0245	0.01	27636.639	2407.82	0.0348
E1	15597.47 5	3.06	0.0105	2384.678	0.0224	0.007	29428.475	2545.9	0.0263
RDC	16175.86	3.57	0.007	2459.319	0.0128	0.00385	30613.801	2635.4	0.0129
SSOL	16226.32 6	3.40	0.00035	2465.59	0.0006	0.0007	30982.89	2662.3	0.0199

Commentant les résultats :

On constate que : la condition θ_x et $\theta_y < 0.1$ est vérifiée.

Donc : l'effet **P-Delta** peut être négligé.

IV.7.2 Vérification des Sollicitations normales : [RPA99/V2003-Article 7.4.3.1]

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de Rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

[RPA99/V2003 – Formule 7.2]

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

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

B_c : est la section brute du poteau.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

$$V = \frac{1654.81}{(0.5 \times 0.5) \times 25 \times 10^3} = 0.264 \leq 0.3 \quad (\text{La condition est vérifiée}).$$

Conclusion :

La vérification de Coef R = 3.5 choisi dans notre structure sur les efforts portés par les voiles et les portiques dans les deux sens X et Y est Vérifiée.

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

Donc toutes les vérifications exigées par les règles RPA99/Version 2003 sont satisfaites avec le modèle final.

On peut implanter notre modèle de structure dans toutes les zones étudiées car il remplit toutes les conditions.

CHAPITRE V FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1 Ferrailage des poteaux :

V.1.1 Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux –poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

V.1.2 Etude des poteaux :

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens longitudinal et transversal, puis vérifier à l'ELS pour les cas suivants :

Tableau V.1 : caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	$f_{c28}(\text{MPa})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	γ_s	FE (MPa)	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.48	1	400	400

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables dans les deux sens et en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal de compression et moment correspondant.
- Effort normal minimal de compression et moment correspondant.
- Moment maximal et effort normal correspondant.

MX : moment du poteau dans le sens longitudinal.

■ **Recommandations et exigences du RPA**

➤ **Combinaisons de calcul :**

- **Combinaisons de charges suivant le règlement BAEL91/modifiée99 :**

D'après le règlement **BAEL91**, le ferrailage se calcul suivant des situations, à qui on fait correspondre des combinaisons de charges, nous citons :

- **À l'ELU :** $1,35G+1,5Q$
- **À l'ELS :** $G+Q$

- **Combinaisons des charges suivant le règlement RPA99 / modifié 2003 :**

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limite. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont :

- $G + Q + E$
- $0,8G + E$

- **Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1RPA 99/ version 2003 :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et dépourvues de Crochets
- Le pourcentage minimal est de : **0.8 % (Zone IIa) et 0.9% en Zone III.**

-le pourcentage maximal et de :

4 % en zones courantes.

6% en zones de recouvrement.

-le diamètre minimal est de **12mm.**

- La longueur minimale des recouvrements est de :

40Ø(zone IIa).

50Ø (zone III).

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

25 cm en zone II

20 cm en zone III

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.
- La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure :

$$\text{La zone nodale est définie par } l' \text{ et } h \quad \left\{ \begin{array}{l} l' = 2h \\ h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b1, h1, 60cm\right\} \end{array} \right.$$

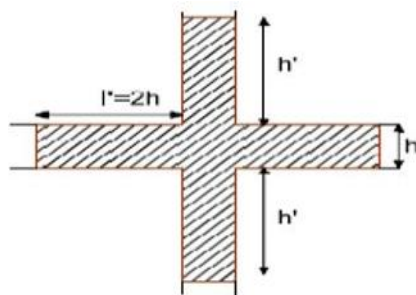


Figure V.1 : Zone nodale

❖ Délimitation de la zone nodale :

Tableau V.2: Délimitation des zones nodales.

Niveau	Poteaux	He(cm)	$h' = \max\{\frac{h_e}{6}, b1, h1, 60cm\}$		l'(cm)
Etage7,8	30x30	306	$h' = \max\{51,30,60cm\}$	$h' = 60 \text{ cm}$	60
Etage5,6	35x35	306	$h' = \max\{51,35,60cm\}$	$h' = 60 \text{ cm}$	70
Etage3,4	40x40	306	$h' = \max\{51,40,60cm\}$	$h' = 60 \text{ cm}$	80
Etage1,2	45x45	306	$h' = \max\{51,45,60cm\}$	$h' = 60 \text{ cm}$	90
RDC	50x50	357	$h' = \max\{59.5,50,60cm\}$	$h' = 60 \text{ cm}$	100
SSL	50x50	340	$h' = \max\{56.6,50,60cm\}$	$h' = 60 \text{ cm}$	100

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/version2003**
Sont rapportées dans le tableau suivant :

Les armatures longitudinal esseront calculées comme suite :

$$A_{min} = 0,8\% \times h \times b \quad (\text{ZoneIIa})$$

$$A_{min} = 0,9 \% \times h \times b \quad (\text{ZoneIII})$$

$$A_{max} = 6\% \times h \times b \quad (\text{zone devrecouvrement})$$

$$A_{max} = 4\% \times h \times b \quad (\text{zone courante})$$

Les résultats sont résumés comme suite dans les tableaux suivant :

Tableau V.3 : les sections des Armatures longitudinales

Etage	Section du poteau(cm ²)	A _{min} (cm ²) Zone IIa	A _{min} (cm ²) Zone III	A _{max} (cm ²) (Zone courante)	A _{max} (cm ²) (zone de recouvrement)
RDC SSL	50x50	20	22.5	100	150
Etage1,2	45x45	16.2	18.2	81	121.5
Etage3,4	40x40	12.8	14.4	64	96
Etage5,6	35x35	9.8	11.02	49	73.5
Etage7,8	30x30	7.2	8.1	36	54

➤ **Sollicitations de calcul :**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.4 : Efforts internes dans les poteaux dans le sens Longitudinal (zone IIa) et (zone III)

Section	Sollicitations	N(KN)	Mx(K N.m)
50x50	N _{max} -M _{corr}	1353.31	1.99
	N _{min} -M _{corr}	816.53	30.73
	N _{corr} -M _{max}	680.61	85.78
45x45	N _{max} -M _{corr}	854.21	0.71
	N _{min} -M _{corr}	632.33	42.74
	N _{corr} -M _{max}	413.87	110.47
40x40	N _{max} -M _{corr}	516.79	0.92
	N _{min} -M _{corr}	472.56	39.09
	N _{corr} -M _{max}	324.98	104.66
35x35	N _{max} -M _{corr}	244.41	0.81
	N _{min} -M _{corr}	328.54	28.69
	N _{corr} -M _{max}	205.53	82.51
30x30	N _{max} -M _{corr}	64.44	1.08
	N _{min} -M _{corr}	145.62	23.17
	N _{corr} -M _{max}	46.01	53.73

V.1.3 Calcul de la section d'armature donné à L'ELU dans la situation durable et accidentelle :

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et a un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (**SPC**).
- Section entièrement comprimée (**SEC**).
- Section entièrement tendue (**SET**).

➤ Etapes de calcul en flexion composé à l'ELU :

Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

Deux cas peuvent séparés enter :

A) Section partiellement comprimée (SPC):

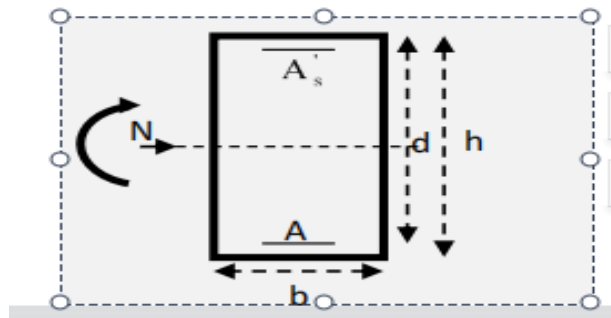
Une Section partiellement comprimées il' une des conditions suivantes est satisfaite :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$



Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - c') - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bc}$$

Avec : **Nu** : effort de compression.

$$\mathbf{M_f} : \text{moment fictif } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{Avec :} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

1^{er} cas :

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée ($A_s' = 0$)

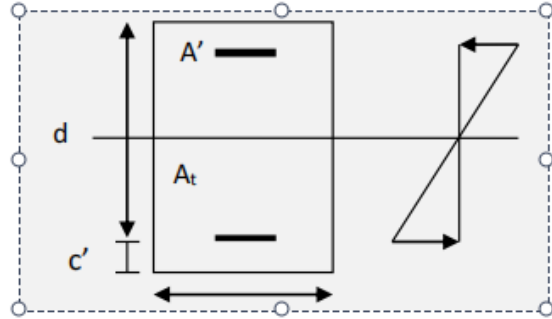
- Armatures fictives : $A_f = \frac{M_f}{z \times \sigma_s}$
- Armatures réelles : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

2^{ème} cas :

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée ($A' \neq 0$)

On calcul : $\sigma_{bc} \begin{cases} M_r = u_1 \cdot b d^2 f_{bc} \\ \Delta M = M_f - M_r \end{cases}$



Avec :

Mr : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\sigma_{st} \begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{z \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \end{cases}$$

La section réelle d'armature:

$$\begin{cases} A_s = A' \\ A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

B) Section entièrement comprimée (SEC):

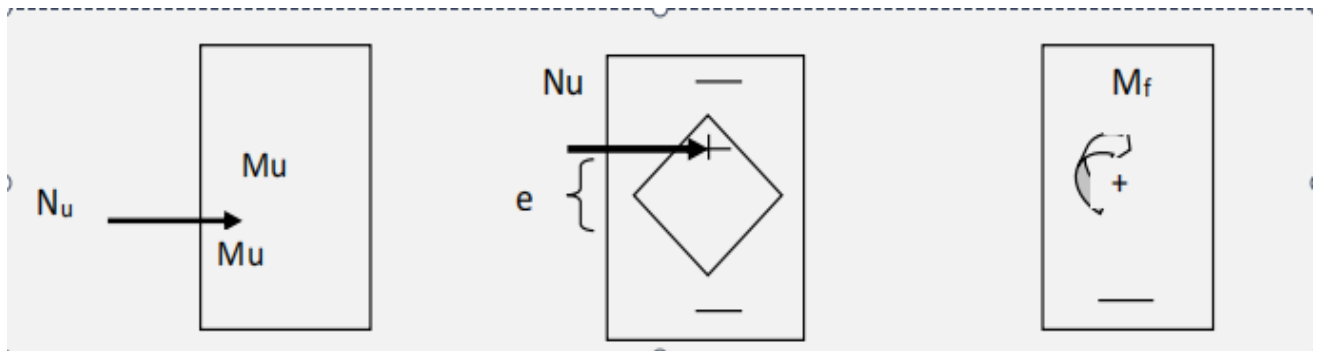
La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées

1^{er} condition : $e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$

2^{ème} condition : $N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c)bh^2f_{bc}$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter :

**1er cas :**

Si $N_u(d - c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c}{h})bh^2f_{bc} \rightarrow$ la section est **doublement armée**

$$A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0$$

La section d'armature :

$$A'_s = \frac{M_f(d - 0.5h)bhf_{bc}}{(d - c')\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

2ème cas :

Si $N_u(d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c}{h})bh^2f_{bc} \rightarrow$ la section est **simplement armée**

$$A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

$$A_s = \frac{N_u - \Psi bhf_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

C) Section entièrement tendue :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

➤ Calcul du ferrailage des poteaux :

Poteaux du RDC, SSL :

$$b = 50 \text{ cm } h = 50 \text{ cm}$$

$$d = 47 \text{ cm } c = c' = 3 \text{ cm}$$

Poteaux du 1^{er}, 2^{ème}:

$$b = 45 \text{ cm } h = 45 \text{ cm}$$

$$d = 42 \text{ cm } c = c' = 3 \text{ cm}$$

Poteaux du 3^{ème}, 4^{ème} :

$$b = 40 \text{ cm } h = 40 \text{ cm}$$

$$d = 37 \text{ cm } c = c' = 3 \text{ cm}$$

Poteaux du 5^{ème}, 6^{ème} :

$$b = 35 \text{ cm } h = 35 \text{ cm}$$

$$d = 32 \text{ cm } c = c' = 3 \text{ cm}$$

Poteaux du 3^{ème}, 4^{ème} :

$$b = 30 \text{ cm } h = 30 \text{ cm}$$

$$d = 27 \text{ cm } c = c' = 3 \text{ cm}$$

Exemple de calcul manuel :

Pour le poteau (50x50) :

$$N_u = 1353.31 \text{ kN} ; M_u = 1.99 \text{ kN.m}$$

✓ Calcul de l'excentricité (e) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.99 \times 10^2}{1353.31} = 0.14 \text{ cm}$$

$$e = 0.14 \text{ cm} < \left(\frac{h}{2} - c\right) = \left(\frac{50}{2} - c\right) = 22 \text{ cm} \Rightarrow \text{SEC}$$

✓ Calcul de : $(d - c')N_u - M_f$ et $(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h})bh^2f_{bc}$

$$\text{Avec : } M_f = M_u + N_u\left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$d = h - c = 0.50 - 0.03 = 0.47$$

✓ Calcul du moment fictif :

$$M_f = 1.99 + 1353.31 \left(\frac{0.50}{2} - 0.03 \right) = 298.166 \text{ KN.m}$$

Et:

$$\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} = \left(0.337 - 0.81 \frac{0.03}{0.5} \right) 0.50^3 \times 14.2 \times 10^3 = 511.91 \text{ KN.m}$$

$$(d - c') N_u - M_f = (0.47 - 0.03) \times 1353.31 - 298.166 = 297.29 \text{ KN.m} < 511.91 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul de: $(0.5h - c) \times h \times b \times f_{bc}$

$$(0.5h - c) \times h \times b \times f_{bc} = (0.5 \times 0.5 - 0.03) \times 0.5^2 \times 14.2 \times 10^3 = 781 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } (d - c') N_u - M_f = 297.29 \text{ KN.m} < 781 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul des armatures :

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$\Psi = 0.65$$

Donc :

$$A'_s = \frac{N - 100 \times \Psi b h f_{cb}}{100 \times 348} = -0.0032 = 0$$

$$A'_s = 0$$

Tableau V.5: Ferrailage des poteaux suivant (zone IIa)

Section (cm ²)	Effort normal KN	Moment (kN.m)	(h/2 - c)(cm)	eu (cmt)	Obs.	As (cm ²)	$A_{min\ RPA}$	$A_{min\ BAEL}$	Choix deferrailage	A adopté e(cm ²)
50 x 50	1353.31	1.99	22	0.14	SEC	0	20	8	8T14+4T16	20.28
	816.53	30.73	22	3.71	SEC	0				
	680.61	85.78	22	12.60	SEC	0				
45 x45	854.21	0.71	19.5	0.08	SEC	0	16.2	7.2	12T14	18.47
	632.33	42.74	19.5	6.75	SEC	2.64				
	413.87	110.47	19.5	26.69	SPC	0				
40 x 40	516.79	0.92	17	0.17	SEC	0	12.8	6.4	4T16+4T14	14.19
	472.56	39.09	17	8.27	SEC	0				
	324.98	104.66	17	32.20	SPC	4.9				
35 x 35	244.41	0.81	14.5	0.33	SEC	0	9.8	5.6	4T12+4T14	10.68
	328.54	28.69	14.5	8.73	SEC	0				
	205.53	82.51	14.5	40.14	SPC	5.65				
30 x 30	64.44	1.08	12	1.67	SEC	0	7.2	4.8	8T12	9.05
	145.62	23.17	12	15.91	SEC	0.47				
	46.01	53.73	12	116.77	SPC	5.67				

Tableau V.6: Ferrailage des poteaux suivant (zone III)

Section (cm ²)	Effort normal KN	Moment (kN.m)	(h/2 - e)(cm)	eu(cm)	Obs.	As (cm ²)	$A_{min\ RPA}$	$A_{min\ BAEL}$	Choix de ferrailage	A Adoptée (cm ²)
50 x 50	1353.31	1.99	22	0.14	SEC	0	22.5	8	12T16	24.12
	816.53	30.73	22	3.71	SEC	0				
	680.61	85.78	22	12.60	SEC	0				
45 x 45	854.21	0.71	19.5	0.08	SEC	0	18.2	7.2	4T16+8T14	20.35
	632.33	42.74	19.5	6.75	SEC	2.64				
	413.87	110.47	19.5	26.69	SPC	0				
40 x 40	516.79	0.92	17	0.17	SEC	0	14.4	6.4	8T16	16.08
	472.56	39.09	17	8.27	SEC	0				
	324.98	104.66	17	32.20	SPC	4.9				
35 x 35	244.41	0.81	14.5	0.33	SEC	0	11.02	5.6	8T14	12.31
	328.54	28.69	14.5	8.73	SEC	0				
	205.53	82.51	14.5	40.14	SPC	5.65				
30 x 30	64.44	1.08	12	1.67	SEC	0	8.1	4.8	8T12	9.05
	145.62	23.17	12	15.91	SEC	0.47				
	46.01	53.73	12	116.77	SPC	5.67				

➤ Calcul des armatures transversales:

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingle ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad (1)$$

Avec:

V_u : effort tranchant de calcul

h_t : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale,

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a \begin{cases} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : Elancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \dots \dots (2) \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b} \dots \dots (3)$$

l_f : La longueur de flambement des poteaux (l_f = 0,7 l₀)

a, b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

S_t : espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} S_t \leq \min(10\phi_{lmin}; 15cm) \text{ en zone nodale IIa} \\ S_t \leq 15\phi_{lmin} \text{ en zone courante IIa} \\ S_t \leq 10 \text{ cm en zone nodale III} \\ S_t \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_{lmin}\right) \text{ en zone courante III} \end{cases}$$

∅ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

- a) La quantité minimale d'armature transversale en (%) est donnée comme suit:

$$A_{t \min} = \frac{A_t}{S_t \times b_1} \dots \dots (4)$$

$$\begin{cases} \text{si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3\% \\ \text{si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8\% \\ \text{si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow \text{interpolation entre les valeurs limites du poteau.} \end{cases}$$

➤ **Exemple de calcul:**❖ **Poteau 50 x 50:**

$$\begin{cases} l_f = 0.7 \times h_e = 0.7 \times 3.57 = 2.499 \text{ m} \\ l_f = 0.7 \times h_e = 0.7 \times 3.40 = 2.38 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \lambda_{g1} = \frac{l_f}{a} = \frac{2.499}{0.50} = 4.998 \\ \lambda_{g2} = \frac{l_f}{a} = \frac{2.380}{0.50} = 4.76 \end{cases}$$

$$3 \leq \lambda_{g1}, \lambda_{g2} \leq 5 \rightarrow \text{par interpolation} \rightarrow 0.36\%.$$

❖ **Zone nodale :**

$$A_t^{min} = 0.36\% \times 50 \times 10 = 1.80 \text{ cm}^2$$

❖ **Zone courante :**

$$A_t^{min} = 0.36\% \times 50 \times 15 = 2.7 \text{ cm}^2$$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ minimum.

✓ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t > \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{2}{3} = 0.66 \text{ cm} = 6.6 \text{ mm}$$

Donc on prendra $\phi = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235

✓ **Escapement des armatures transversals :**

Suivant les règles BAEL 91 :

$$\delta_t \leq \min(15\phi_t^{min}; 50 \text{ cm}; b + 10 \text{ cm}) = 18 \text{ cm}$$

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

✓ **D'après les règles RPA 99 (version 2003): (zone II)****Zone nodale :**

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

Zone courante :

$$\delta_t = 10 \text{ cm}$$

✓ **D'après les règles RPA 99 (version 2003): (zone III)**

Zone nodale :

$$\delta_t = 10cm$$

Zone courante :

$$\delta_t = 12cm$$

Tableau V.7 : Choix d'armatures transversales des poteaux en **Zone IIa**.

Section Niveau	L_f	λ_g	ρ_a	Zone	S_t (cm)	(cm ²)	Choix	(cm ²)
50x50 RDC	2.499	4.99	3.75	N	10	1.8	4T10	3.14
				C	14	2.52	4T10	3.14
50x50 SSL	2.38	4.76	3.75	N	10	1.8	4T10	3.14
				C	14	2.52	4T10	3.14
45x45 E1.E2	2.142	4.76	3.75	N	10	1.62	4T10	3.14
				C	14	2.26	4T10	3.14
40x40 E3.E4	2.142	5.35	2.5	N	10	1.20	4T8	2.01
				C	14	1.68	4T8	2.01
35x35 E5.E6	2.142	6.12	2.5	N	10	1.05	4T8	2.01
				C	12	1.26	4T8	2.01
30x30 E7.E8	2.142	7.14	2.5	N	10	0.90	4T8	2.01
				C	12	1.08	4T8	2.01

Tableau V.8 : Choix d'armatures transversales des poteaux en **Zone III**.

Section Niveau	L_f	λ_g	ρ_a	Zone	S_t (cm)	(cm ²)	Choix	(cm ²)
50x50 RDC	2.499	4.99	3.75	N	10	1.8	4T10	3.14
				C	16	2.88	4T10	3.14
50x50 SSL	2.38	4.76	3.75	N	10	1.8	4T10	3.14
				C	14	2.52	4T10	3.14
45x45 E1.E2	2.142	4.76	3.75	N	10	1.62	4T10	3.14
				C	14	2.26	4T10	3.14
40x40 E3.E4	2.142	5.35	2.5	N	10	1.20	4T10	3.14
				C	14	1.68	4T10	3.14
35x35 E5.E6	2.142	6.12	2.5	N	10	1.05	4T10	3.14
				C	14	1.47	4T10	3.14
30x30 E7.E8	2.142	7.14	2.5	N	10	0.90	4T10	3.14
				C	12	1.08	4T10	3.14

Vérification de l'effort tranchant :

D'après le fichier de résultats Etabs : $T_{umax} = 42,7 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \times d} = \frac{42700}{50 \times 50 \times 100} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.34 \text{ MPa} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$\tau_u = 0.17 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.34 \text{ MPa} \rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne du poteau.

*selon le RPA99 modifié en 2003 : article 7.4.3.2 [1]

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale la valeur limite suivante :

$\rho_d = 0.075$ si l'élancement $\lambda_g \geq 5$

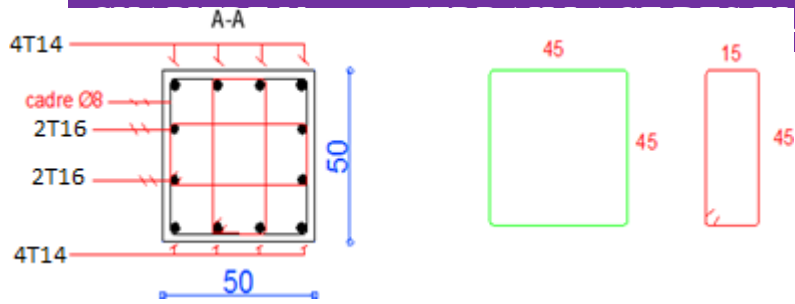
$\rho_d = 0.040$ si l'élancement $\lambda_g < 5$

Tableau V.9 : Vérification de contrainte de cisaillement des poteaux en **Zone IIa.**

Section	T_u (KN)	τ_u	λ_g	ρ_d	$\overline{\tau_u}$ (RPA)	$\overline{\tau_u}$ (BAEL)	Condition
50x50	42.7	0.17	4.99	0.040	3.34	5	Vérifiée
50x50	42.7	0.17	4.76	0.040	3.34	5	Vérifiée
45x45	34.28	0.15	4.76	0.040	3.34	5	Vérifiée
40x40	31.14	0.18	5.35	0.075	3.34	5	Vérifiée
35x35	29.77	0.19	6.12	0.075	3.34	5	Vérifiée
30x30	20.46	0.15	7.14	0.075	3.34	5	Vérifiée

Tableau V.10 : Vérification de contrainte de cisaillement des poteaux en **Zone III.**

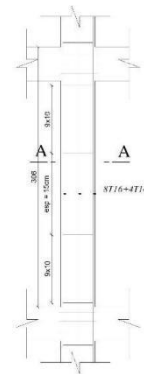
Section	T_u (KN)	τ_u	λ_g	ρ_d	$\overline{\tau_u}$ (RPA)	$\overline{\tau_u}$ (BAEL)	Condition
50x50	32.68	0.108	4.99	0.040	2.5	4	Vérifiée
50x50	32.68	0.108	4.76	0.040	2.5	4	Vérifiée
45x45	30.31	0.121	4.76	0.040	2.5	4	Vérifiée
40x40	24.12	0.119	5.35	0.075	2.5	4	Vérifiée
35x35	19.98	0.124	6.12	0.075	2.5	4	Vérifiée
30x30	15.34	0.248	7.14	0.075	2.5	4	Vérifiée



Ferrailage des poteaux :

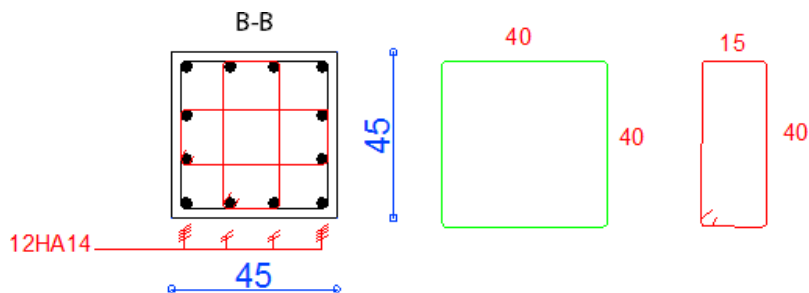
Zone IIa :

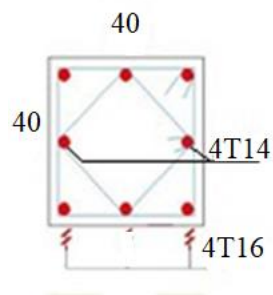
- Poteaux 50 x 50



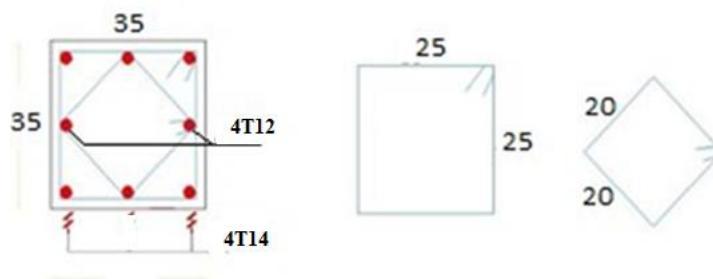
- Poteaux 45 x 45 :

- Poteaux 40x 40 :





- **Poteaux 35x 35 :**



- **Poteaux 30x 30 :**

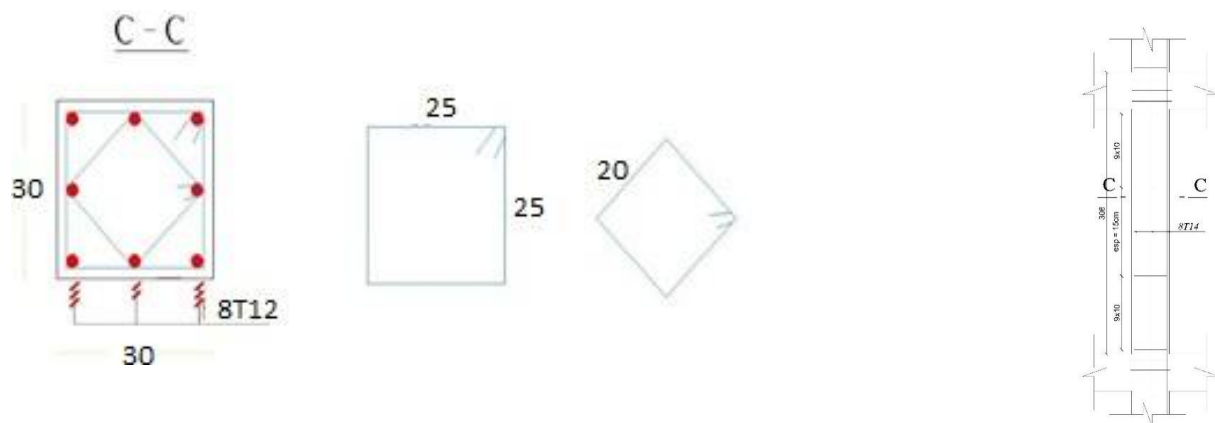
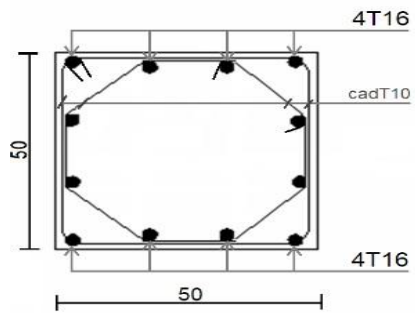


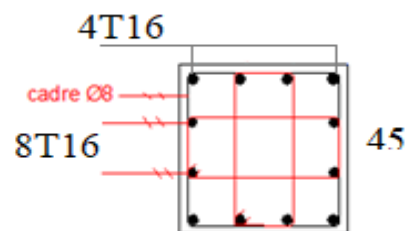
Figure V.2 : Schéma de ferrailage des poteaux de zone IIa

Zone III

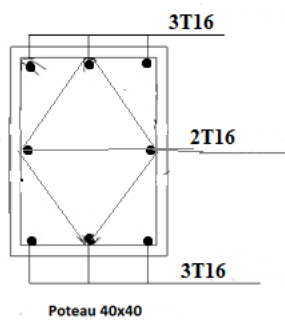
- **Poteaux 50 x 50**



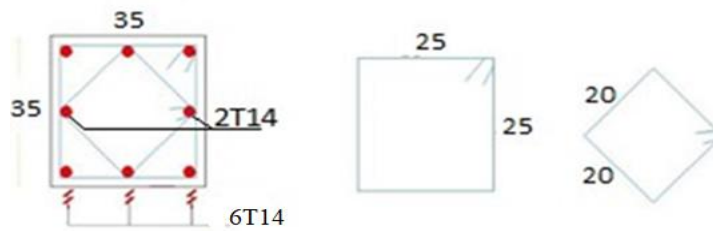
- **Poteaux 45 x 45 :**



- **Poteaux 40x 40 :**



- **Poteaux 35x 35 :**



- **Poteaux 30x 30 :**

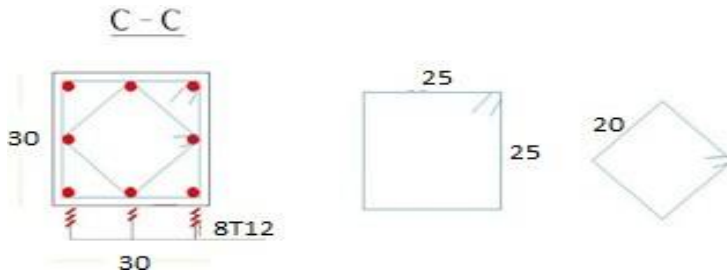


Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poteaux de zone III

V.2 Les poutres :

V.2.1 Etudes des poutres :

V.2.1.1 Recommandations et exigences du RPA

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

G+Q : à L'ELS

G+Q+E : RPA99 révisé 2003.

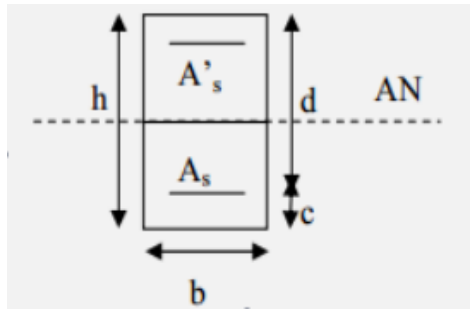
0.8G+E: RPA99 révisé 2003.

➤ **Calcul de ferrailage :**

Dans le cas d'une flexion simple, nous avons les étapes suivantes :

Soit :

- ✓ A_s' : La section d'armatures comprimées
- ✓ A_s : La section d'armatures tendues



Avec :

h : hauteur de la section du béton.

b : largeur de la section du béton.

d : hauteur utile ($d = h - c$).

c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

■ Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec :

M_u : le moment de flexion supporté par la section

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\gamma_b = 1.5$ (Situation durable)

Le moment réduit limite μ_l est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

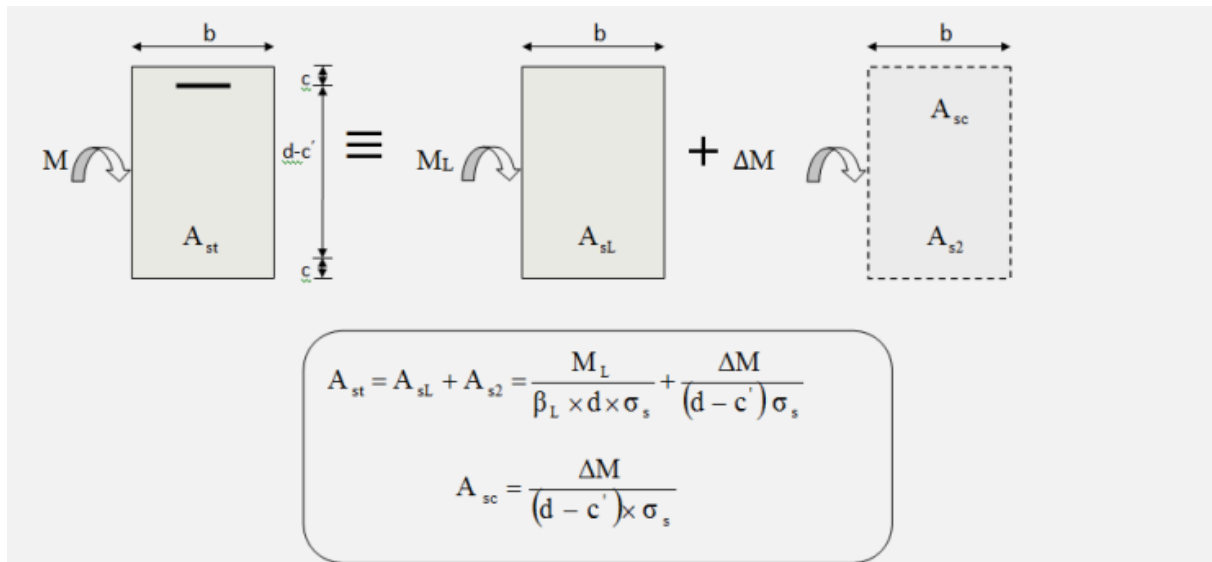
Nous comparons les deux moments réduits « μ » et « μ_l »

➤ **1er cas** : si $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ la section simplement armée (SSA), c'est-à-dire la section ne comprendra que des aciers tendus, alors : $A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}$

Tel que : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

➤ **2ème cas** : $\mu \geq \mu_l$ section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalent à la somme des deux sections fictives.



V.2.1.2 Les recommandations du RPA

a) Les armatures longitudinal:

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

- Poutres principales : $A_{\min} = 0.005 \times 45 \times 30 = 6.75 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

4% : En zone courante.

6% : En zone de recouvrement.

En zone courante:

- Poutres principales : $A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement :

- Poutres principales : $A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 30 = 81 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2$

La longueur du recouvrement est de **40Ø** (Zone **IIa**) et **50Ø** (Zone **III**)

L'ancrage des armatures longitudinal supérieur et inférieur dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Tableau V.11: Récapitulatif des sections d'aciers recommandées par RPA

	Section (cm ²)	Amin (cm ²)	Amax(cm ²) (Zone courante)	Amax (cm ²) (Zone de recouvrement)
Poutre principale	30x45	6.75	54	81
Poutre secondaire	30x40	6	48	72

b) Armatures transversales :

Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0.003.S_t.b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset\right) \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t = \frac{h}{2} \rightarrow \text{en zone recouvrement}$$

Avec :

Ø: Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.2 Ferrailage:**1) Poutre principales:**

Exemple de calcul: 30x45**En travée :** $Mu_{(RDC)} = 83.24 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{Mu_{(RDC)}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{83.24 \times 10^6}{300 \times 420^2 \times 14.2} = 0.110 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\alpha = 0.14$$

$$Z = 39.648 \text{ cm} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad (\text{situation courante})$$

Niveaux	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Mtravée	Mappui	Mtravée	Mappui

$$A_s = \frac{83.24 \times 10^6}{396.48 \times 348} = 6.03 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **2T16+2T14** $A_{ad} = 7.09 \text{ cm}^2$ **En appuis :** $Mu_{(RDC)} = 92.54 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{Mu_{(RDC)}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{92.54 \times 10^6}{300 \times 420^2 \times 14.2} = 0.123 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\alpha = 0.16$$

$$Z = 39.312 \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa} \quad (\text{situation accidentelle})$$

$$A_s = \frac{92.54 \times 10^6}{393.12 \times 400} = 5.88 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **2T16+2T14** $A_{ad} = 7.09 \text{ cm}^2$

Le ferrailage des poutres principales et les poutres secondaires est résumé dans les tableaux suivants :

Tableau V.12: Les sollicitations les plus défavorables (zone IIa)

RDC	83.24	-92.54	61.18	-67.01
Les étages courants	102.91	-102.65	108.52	-106.55
Terrasse inaccessible	52.37	-84.17	43.70	-62.28

Tableau V.13 : Les sollicitations les plus défavorables (zone III)**Ferraillage des poutres :****a. Armatures longitudinales :****a.1 Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple) :**

Le ferraillage des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V.14: Armatures longitudinales dans les poutres(zone IIa)

Niveaux	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Mtravée	Mappui	Mtravée	Mappui
RDC	94.37	-105.61	78.73	-85.61
Les étages courants	13 5.50	-170.84	116.99	-146.33
Terrasse inaccessible	75.88	-110.53	64.74	-67.74

Niveaux	Type de poutre	Section (cm ²)	Localisation	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadopté (cm ²)	Ferraillage
RDC	PP	30x45	Appuis	6.76	6.75	6.78	6T12
			Travée	6.03		6.78	6T12
	PS	30x40	Appuis	5.51	6	6.78	6T12
			Travée	5.27		6.78	6T12
E.C	PP	30x45	Appuis	7.55	6.75	7.98	3T14+3T12

	PS	30x40	Travée	7.55	6	7.98	3T14+3T12
			Appuis	10.09		10.64	3T16+3T14
			Travée	10.27		10.64	3T16+3T14
TERASSE	PP	30x45	Appuis	6.10	6.75	6.78	6T12
			Travée	3.81		6.78	6T12
	PS	30x40	Appuis	5.37	6	6.78	6T12
			Travée	3.64		6.78	6T12

Tableau V.15 : Armatures longitudinales dans les poutres (zone III)

Niveaux	Type de poutre	Section (cm ²)	Localisation	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadopté (Cm ²)	Ferraillage
RDC	PP	30x45	Appuis	7.78	6.75	9.12	6T14
			Travée	6.89		7.98	3T14+3T12
	PS	30x40	Appuis	7.16	6	7.98	3T14+3T12
			Travée	6.56		6.78	6T12
E.C	PP	30x45	Appuis	13.34	6.75	15.45	6T16+3T12
			Travée	10.30		11.08	5T14+3T12

TERASSE	PS	30x40	Appuis	13.97	6	15.45	6T16+3T12
			Travée	10.23		10.64	3T16+3T14
	PP	30x45	Appuis	8.14	6.75	8.41	6T14
			Travée	5.47		6.88	3T14+2T12
	PS	30x40	Appuis	5.65	6	6.88	3T14+2T12
			Travée	5.40		6.88	3T14+2T12

✓ **Conditions imposées (CNE) le BAEL91 :**

- **Poutre principale:**

$$h = 45 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm}; d = 0,9 \times h = 0,9 \times 45 = 40,5 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.47 \text{ cm}^2$$

- **Poutre secondaire :**

$$h = 40 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm}; d = 0,9 \times h = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

V. vérification a L`ELS :

✓ **zone IIa :**

Sur appui :

Position de l`axe neutre ($A'=0$)

$$Y = \frac{b_0 \times y_1^2}{2} + n \cdot A_s \cdot Y_1 - n(A_s \times d) = 0 \rightarrow Y_1 = 16.11 \text{ cm}$$

- Le moment d`inertie de la section homogène par rapport à l`axe neutre s`écrit :

$$Y = \frac{b_0 \times y_1^3}{3} + n[(A_s(d - Y_1)^2)] = \frac{30 \times 16.11^3}{3} + 15[7.09(40,5 - 16.11)^2]$$

$$\rightarrow I = 104301.49 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale de compression de béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y_1 = \frac{67.02 \times 10^3}{104301.49} \times 16.11 = 10.35 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots CV$$

Contrainte maximale de traction dans les aciers : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - Y_1) = \frac{15 \times 67.02 \times 10^3}{104301.49} \times (40.5 - 16.11) = 235.08 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_s = 235.08 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPa} \dots CV$$

En travée :

Position de l'axe neutre ($A'=0$)

$$Y = \frac{b_0 \times y_1^2}{2} + n \cdot A_s \cdot Y_1 - n(A_s \times d) = 0 \rightarrow Y_1 = 14.44 \text{ cm}$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$Y = \frac{b_0 \times y_1^3}{3} + n[(A_s(d - Y_1)^2)] = \frac{30 \times 14.44^3}{3} + 15[7.09(40.5 - 14.44)^2]$$

$$\rightarrow I = 102028.55 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale de compression de béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y_1 = \frac{52.65 \times 10^3}{102028.55} \times 14.44 = 7.45 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots CV$$

Contrainte maximale de traction dans les aciers : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - Y_1) = \frac{15 \times 52.65 \times 10^3}{102028.55} \times (40.5 - 14.44) = 201.71 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_s = 201.71 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPa} \dots CV$$

✓ Zone III:

Sur appui :

Position de l'axe neutre ($A'=0$)

$$Y = \frac{b_0 \times y_1^2}{2} + n \cdot A_s \cdot Y_1 - n(A_s \times d) = 0 \rightarrow Y_1 = 18.36 \text{ cm}$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$Y = \frac{b_0 \times y_1^3}{3} + n[As(d - Y_1)^2] = \frac{30 \times 18.36^3}{3} + 15[8.41(40.5 - 18.36)^2]$$

$$\rightarrow I = 123725.80 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale de compression de béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y_1 = \frac{87.05 \times 10^3}{123725.80} \times 18.36 = 12.62 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots CV$$

Contrainte maximale de traction dans les aciers : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - Y_1) = \frac{15 \times 87.05 \times 10^3}{123725.80} \times (40.5 - 18.36) = 233.57 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_s = 233.57 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPa} \dots CV$$

En travée :

Position de l'axe neutre ($A'=0$)

$$Y = \frac{b_0 \times y_1^2}{2} + n \cdot As \cdot Y_1 - n(As \times d) = 0 \rightarrow Y_1 = 16.28 \text{ cm}$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$Y = \frac{b_0 \times y_1^3}{3} + n[As(d - Y_1)^2] = \frac{30 \times 16.28^3}{3} + 15[8.41(40.5 - 16.28)^2]$$

$$\rightarrow I = 117148.90 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale de compression de béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y_1 = \frac{63.04 \times 10^3}{117148.90} \times 16.28 = 8.76 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots CV$$

Contrainte maximale de traction dans les aciers : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - Y_1) = \frac{15 \times 63.04 \times 10^3}{117148.90} \times (40.5 - 16.28) = 195.49 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_s = 195.49 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPa} \dots CV$$

Justification vis-à-vis du cisaillement (E.L.U) :

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte

tangente tu prise conventionnellement égale à : $\tau_u = T_u / b_0 \cdot d$

La contrainte τ_u doit être en plus égale à la plus pas des deux valeurs :

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

- calcul de l'effort tranchant : $T_u = 141.84 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{141.84 \times 100}{30 \times 40.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} ; \tau_u = 1.17 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.34 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- armatures de réparation :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{\min} \right\} ; \phi_t \leq \min \left\{ \frac{400}{35} ; \frac{300}{10} ; 8 \right\} ; \phi_t \leq \min \{ 11.42 ; 30 ; 8 \}$$

On prend alors : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times b \times s$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée ces armatures comprimées sont nécessaires :

$$\min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \times \phi_1 \right\} = \min \{ 11.25 ; 16.80 \} = 10 \text{ cm}$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 22.5 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 ; \phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow \mathbf{4T8} \text{ de section } \mathbf{A = 2.01 \text{ cm}^2}$$

N.B: les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui de l'encastrement.

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{540} = 0.08 > 0.06 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Schémas du ferrailage :

Zone IIa:

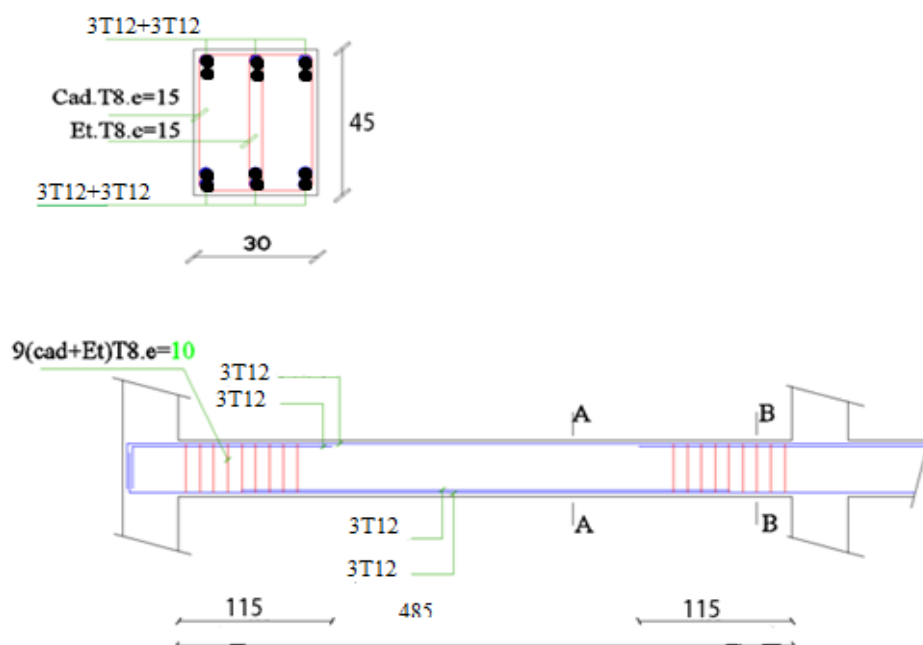
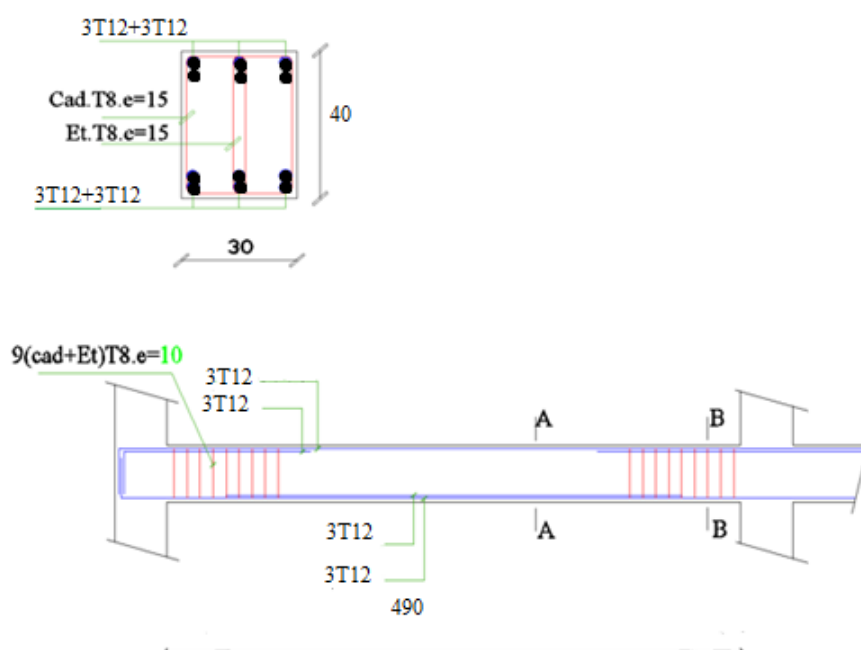
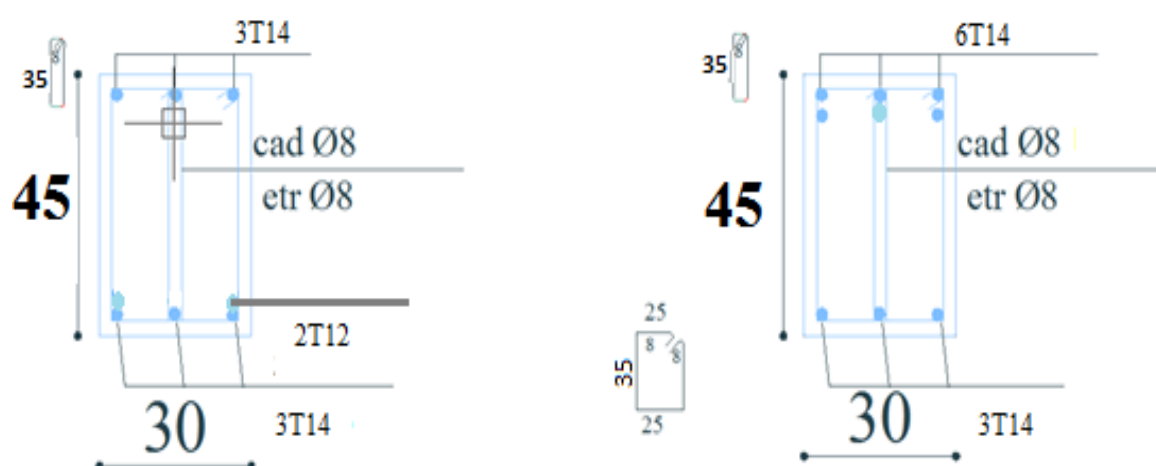


Figure V.4 : ferrailage de poutre principale



FigureV.5 : ferrailage de poutre secondaire**Zone III:****En travée****en appui****Figure V.6 :** ferrailage de poutre principale (zone III)**En travée****en appui**

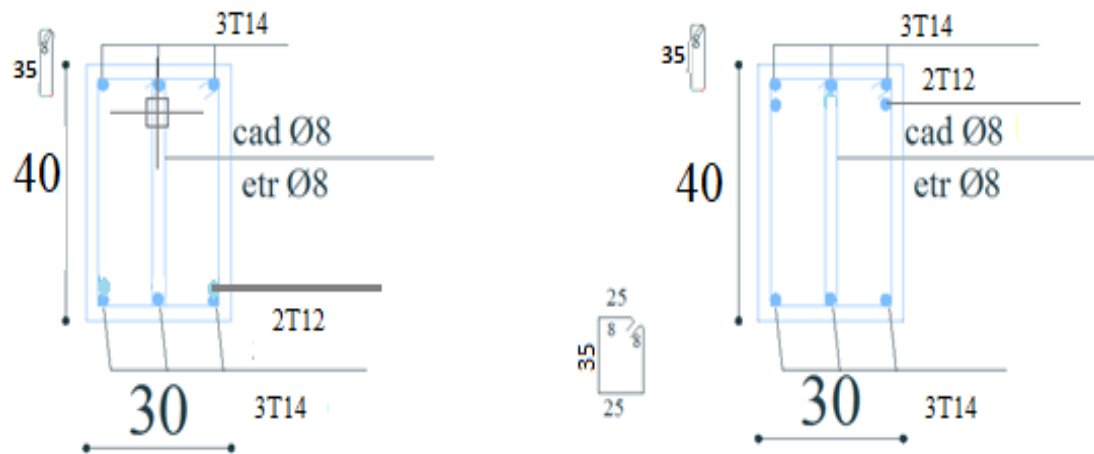


Figure V.7 : ferrailage de poutre secondaire (zone III)

V.3 Ferrailages des voiles :

V.3.1 INTRODUCTION :

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la longueur est au moins (04) fois supérieure à la largeur. Le rôle principal des voiles est de reprendre les efforts horizontaux (séisme,

poussée des terres) grâce leurs rigidités importantes. Dans notre structure, on distingue deux types de voiles.

- Voile de contreventement.
- Voile périphérique du sous-sol

V.3.2 Etude des voiles de recouvrements :

a) les combinaisons d'action:

Ils seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, le ferrailage vertical sera calculé à la flexion composée sous un effort normal de compression N des moments de flexion MXX et MYY ; tandis que le ferrailage horizontal sera calculé pour résister à l'effort tranchant V.

b) Le ferrailage :

Il faut satisfaire certaines conditions préconisées par le **RPA99 /V2003** [5]

1) Ferrailage vertical :

Ces les armatures sont destinées a prendre les effets de la flexion compose ils sont disposées en deux nappes parallèle aux faces des voiles Schémas sens X-X et sens Y-Y.

2) Ferrailage horizontal :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets a 90 ayant une longueur de 10ϕ .

3) Règles communes :

- **Section minimale des armatures :**

0.15% de la section globale du voile ; 0.10 % en zone courante.

E espacement des aciers horizontaux et verticaux $\delta_t \leq \min(1.5e; 30cm)$

- **Longueur de recouvrement :**

40 ϕ : pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts est possible.

20Ø: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

4) Plans de repérage des voiles :

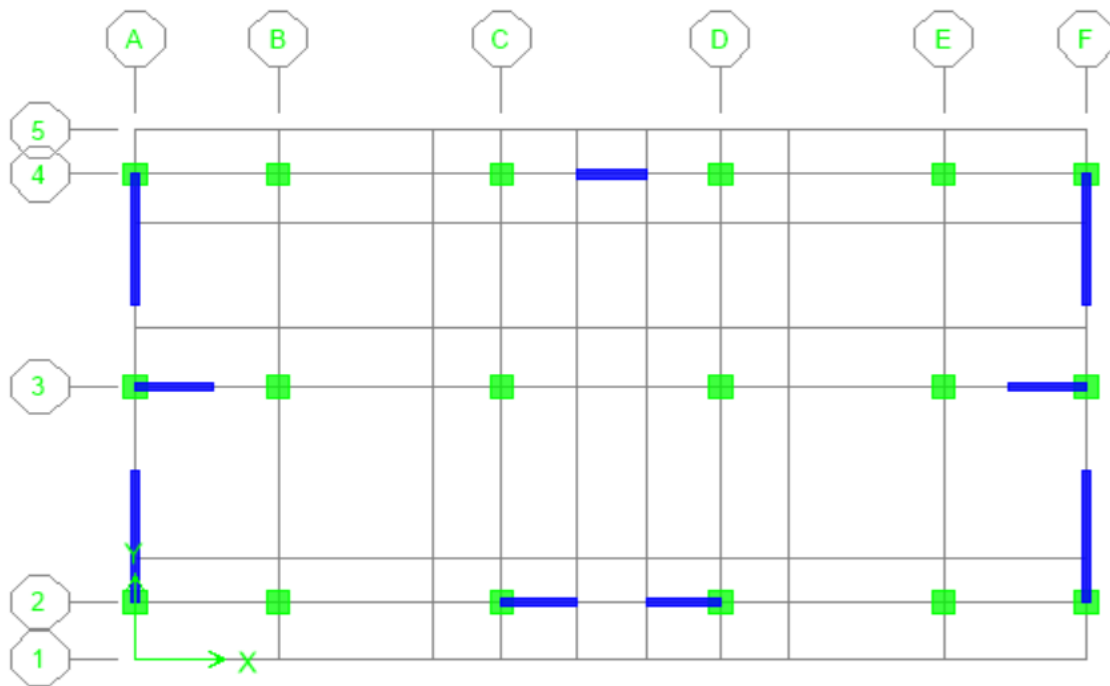


Figure V.8 : Plans de repérage des voiles

V.3.3 méthode de ferrailage des voiles :

On calcule les contraintes max et min par la formule de **NAVIER**

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section transversale du voile.

I : moment d'inertie

V : distance le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

Pour calcul du ferrailage on a 3 cas :

1^{ère} cas :

- Si $(\sigma_1; \sigma_2) \geq 0$ la section du voile est entièrement comprimé , la zone courant est armées par le minimum exigé par « **RPA99 modifié en 2003** [1]»
($A_{min} = 0.2\%a.l$)

2^{ème} cas :

- Si $(\sigma_1; \sigma_2) \geq 0$ la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimé) on calcule le volume des contraintes de traction F_t .
- La section des armatures verticales $A_v = \frac{F_t}{f_e}$

On compare A_v avec la section minimale exigée par « **RPA99 modifié en 2003** [1]»:

- Si $A_v \leq A_{min} = 0.20\%.a.l$. on ferraille avec la section minimale .
- Si $A_v > A_{min} = 0.20\%.a.l$. on ferraille avec A_v .

La section des armatures horizontales est donnée par le pourcentage minimales est suivant :

$$A_h = 0.15\%.a.100(1ml)$$

3^{ème} cas :

- Si σ_1 et σ_2 sont signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcule le volume des contrainte pour la zone tendue.

V.3.3.1 Armatures horizontale

Ces armatures doivent supporter les efforts de traction d'après « **RPA99 modifié en 2003** [1] articles 7.7.2»

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5MPa$$

Avec :

$$\bar{T} = 1.4T$$

T: effort tranchant du au séisme.

A: épaisseur du voile

$d=0.9h$. avec h : la hauteur totale de la section .

$\bar{\tau}_b$: contraintes admissibles du béton.

Le pourcentage minimal totale des armatures données par **RPA99 modifié en 2003** [1].

$$\tau_b \leq 0.025f_{c28} = 0.625MPa \Rightarrow A = 0.15\%a.1ml$$

$$\tau_b > 0.025f_{c28} = 0.625MPa \Rightarrow A = 0.25\%a.1ml$$

V.3.3.2 L'espacement :

D'après le « RPA 99 MODIFI2 EN 2003 [1] » $S \leq 1.5a$; 30 cm)

Les longueurs de recouvrement doivent égale à :

➤ $40\emptyset \Rightarrow$ les barres situées dans la zone ou le reversement des efforts sont possibles.

➤ $20\emptyset \Rightarrow$ les barres situées dans la zone comprimées sous l'action de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule:

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{x}{L}$$

Avec : $\bar{V} = 1.4 V$

V : L'effort tranchant dans la section considérée

x : Longueur de la zone tendue

L : Longueur du voile

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur

V.3.3.3 Armatures transversales :

L'armature transversales perpendiculaire à la face du voile sont des épingles au nombre

Au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures

Verticales.

V.3.4 ferrailage des voiles sous (0.8G±E) :

V.3.4.1 premier type

a) Forme voile en L

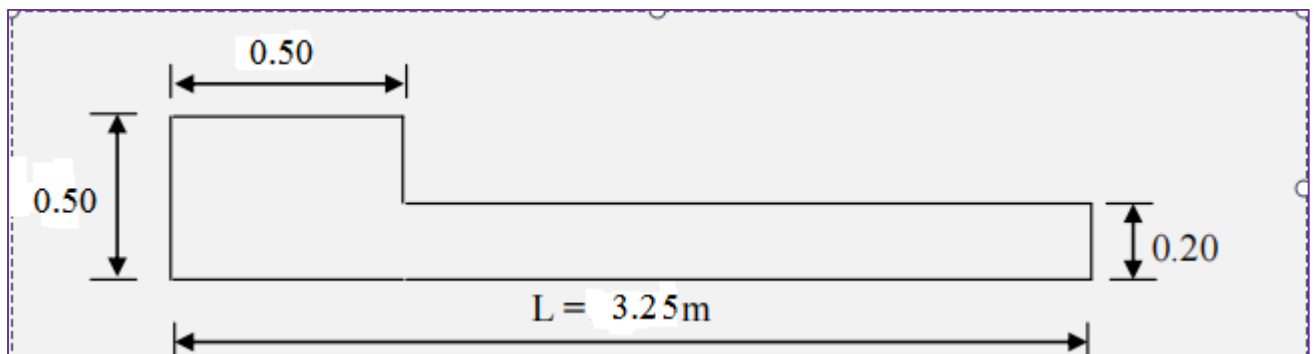


Figure V.9 : Vue en plan du voile plein en L

$A=0.8m^2$; $V = 1.88m$; $V'= 1.37m$; $I = 0.80 m^4$; $N= 1145.51KN$; $M=3439.20 KN.m$; $T= 703.2 KN$.

✓ Calcul des contraintes

$$\sigma_1 = \left[\frac{1145.51}{0.8} + \frac{3439.20 \times 1.88}{0.80} \right] \cdot 10^{-3} = 9.51 MPa$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{1145.51}{0.8} - \frac{3439.20 \times 1.88}{0.80} \right] \cdot 10^{-3} = -6.65 MPa$$

σ_1 et σ_2 sont de signe différent $\Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

IV.3.5 vérification de la contrainte de compression sous : (G+Q±E) :

$M= 3254.23 KN.m$

$N=1076.12 KN$

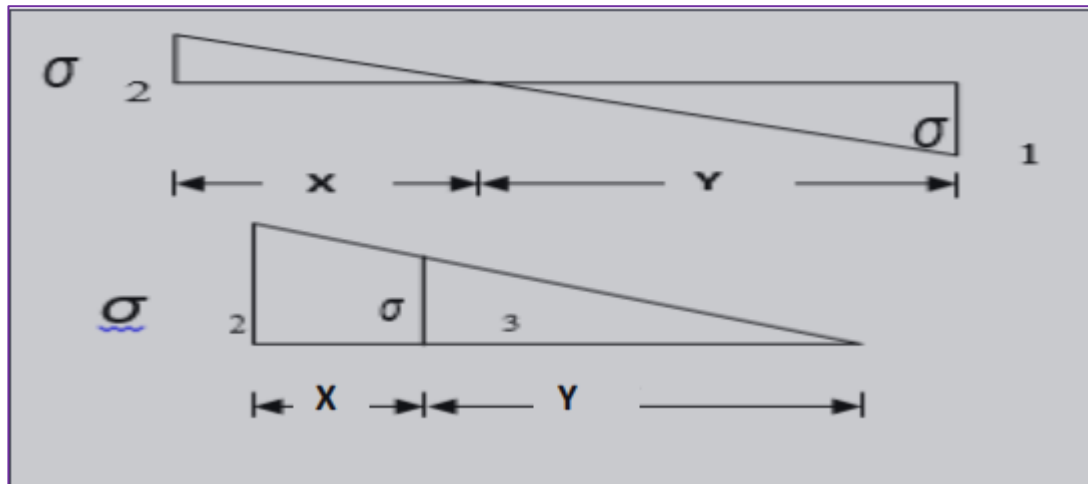
$$\sigma_1 = \left[\frac{1076.12}{0.8} + \frac{3254.23 \times 1.88}{0.8} \right] \cdot 10^{-3} = 8.99 MPa$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{1076.12}{0.8} - \frac{3254.23 \times 1.88}{0.8} \right] \cdot 10^{-3} = -6.30 MPa$$

$$\sigma_1 = 8.99 MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa \dots\dots\dots C.V$$

$$\sigma_2 = -6.30 MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa \dots\dots\dots C.V$$

✓ Longueur de la zone tendue



$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \times L \Rightarrow X = \frac{6.65}{6.65 + 9.51} \times 3.25$$

$$X = 1.33 \text{ m}$$

$$Y = L - X = 3.25 - 1.33 = 1.92 \text{ m}$$

Avec :

X : la longueur de la zone tendue.

Y : la longueur de la zone comprimée.

✓ Calcul de la contrainte σ_3

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X - b)}{X} = \frac{-6.65(1.33 - 0.5)}{1.33} = -4.15 \text{ MPa}$$

■ Détermination des armatures verticales

✓ Tronçon AB

La force de traction résultante :

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b \times h = \left(\frac{6.65 + 4.15}{2} \right) \times 0.5 \times 0.5 \times 1000 = 1350 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{1350 \times 10}{400} = 33.75 \text{ cm}^2$$

✓ **Tronçon BC**

$$F_2 = \frac{1}{2} \times \sigma_3 (X - b) \times a = \frac{1}{2} \times 4.15 (1.33 - 0.5) 0.2 \times 1000 = 344.45 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{344.45 \times 10}{400} = 8.61 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{v1} + A_{v2} = 42.36 \text{ cm}^2$$

■ **Calcul de A_{vj}**

On a :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{x}{L} = 1.1 \frac{1.4V}{f_e} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4 \times 703.2 \times 10}{400} \times \frac{1.33}{3.25} = 11.07 \text{ cm}^2$$

■ **Section totale d'armature $A_{Total} = A_t + A_{vj} = 53.43 \text{ cm}^2$**

- D'après le **RPA99 modifié en 2003** [1]

$$A_{Total} = 53.43 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.2\% . a . X_{tendu} = 0.2\% \times 0.20 \times 1.33 \times 10^4 = 5.32 \text{ cm}^2$$

■ **Détermination des armatures horizontales**➤ **La contrainte de cisaillement**

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V}{a \times 0.9L} = \frac{1.4 \times 703.2 \times 10}{20 \times 0.9 \times 325} = 1.68 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.68 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

■ **Le pourcentage minimal selon RPA99 modifié en 2003 article 7.7.4.2 [1]**

$$\tau_b = 1.68 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq 0.25\% . a . 1ml = 0.25\% \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_h = 2(5T10) = 7.85 \text{ cm}^2$ $S_h = 20 \text{ cm}$

■ **L'espacement**

$$S_v \leq \min (1.5a = 30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

■ **Choix d'armature**

✓ **Poteau** $A_p = 8T14 + 4T16 = 20.28 \text{ cm}^2$

✓ **La zone voile**

$$\begin{cases} Av_{poteau} = 2(5T10) = 7.85 \text{ cm}^2 (S_v = 10 \text{ cm et } S_v = 20 \text{ cm}) \\ Av_{extrimité} = 2(5T10) = 7.85 \text{ cm}^2 (S_v = 10 \text{ cm et } S_v = 20 \text{ cm}) \end{cases}$$

✓ **La zone courante** $A_c = 2(4T10) = 6.28 \text{ cm}^2 \quad S_c = 20 \text{ cm}$

La partie interne s'appelle zone courante qui sera soumise à la compression et la section d'armature est donnée par :

➤ **Armatures courantes**

$$A_c \geq 0.2\% . a(Y - X) = 0.2\% \times 0.2 \times (1.92 - 1.33) \times 10^4 = 2.36 \text{ cm}^2$$

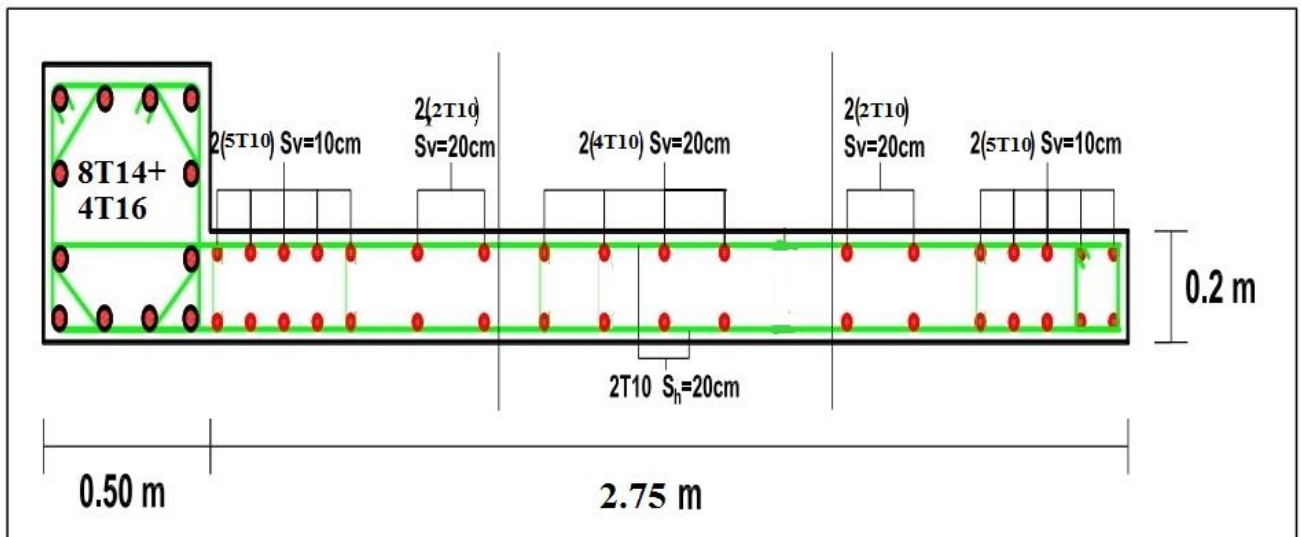


Figure V.10: schéma ferrailage de voile en L (zone IIa)

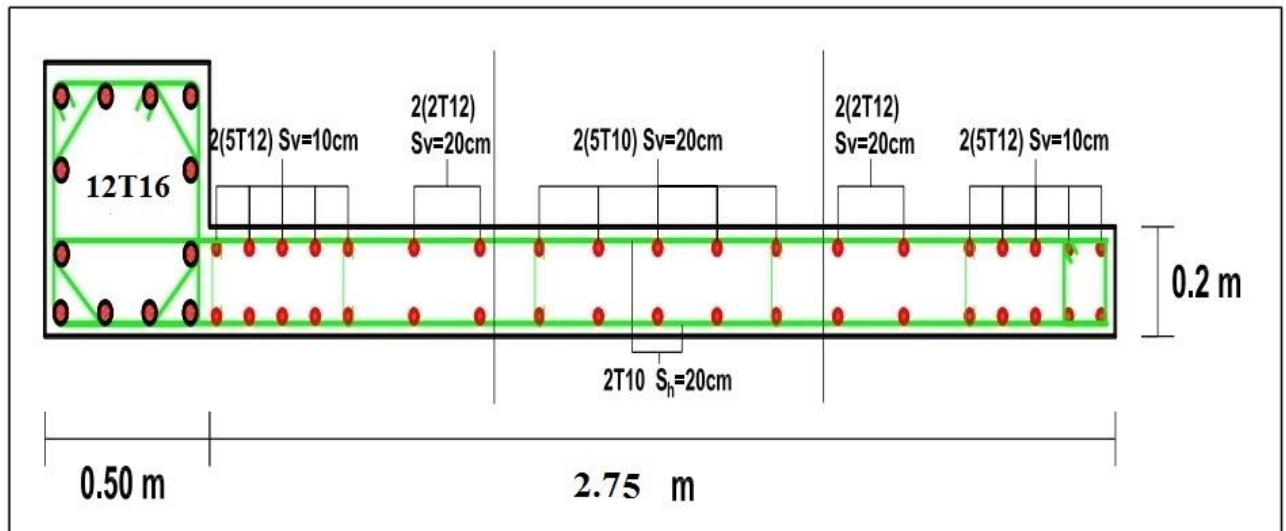


Figure V.11: schéma ferrailage de voile en L (zone III)

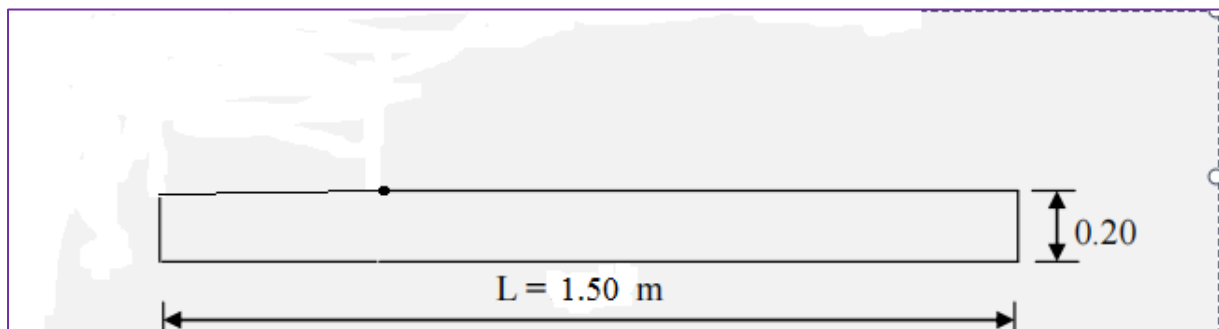


Figure V.12 : Vue en plan du voile de contreventement

V.3.5.2 Ferrailage de voile de contreventement :

Exemple du calcul :

✓ **Verification au flambement :**

$$\bar{\lambda} = \max \left[50; \min \left(\frac{e_a}{100}; 100 \right) \right]$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; h_e/250) = 2 \text{ cm}$$

$$\bar{\lambda} = \max \left[50; \min \left(\frac{2}{100}; 100 \right) \right]$$

$$\bar{\lambda} = 50$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 2.9 = 2.03 \text{ m}$$

$$\lambda = 3.46 \times \frac{203}{20} = 10.15$$

$\lambda = 10.15 < \bar{\lambda} = 50 \Rightarrow$ Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier « Etabs » les sollicitations maximales sont:

✓ **Calcul de ferrailage :**

Sens x-x:

La section de calcul est de dimensions (20×150) cm² Les sollicitations prises en compte :

$$M_z = 254.16 \text{ KN}$$

$$N_z = 1362.93 \text{ KN}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{254.16}{1362.93} \times 100 = 18.64 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} - C = \frac{150}{2} - 2 = 73 \text{ cm}$$

L'effort normale de compression en applique à la l'intérieur de la section.

• **Vérification si la section entièrement comprimée :**

$$(0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \sigma_b \cdot b \cdot h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$(0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \sigma_b \cdot b \cdot h = (0.337 \times 150 - 0.81 \times 2) 14.20 \times 20 \times 150 \times 10^{-3} = 2084.41 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = N \cdot \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 1362.93 \left(0.1864 + \frac{1.50}{2} - 0.02 \right) = 1248.98 \text{ KN.m}$$

$$N_1(b - c_1) - M_1 = 1362.93(150 - 2) 10^{-2} - 1248.98 = 768.15 \text{ KN.m}$$

• **Conclusion:**

$$(0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \sigma_b \cdot b \cdot h = 2084.41 \text{ KN.m} > N_1(b - c_1) - M_1 = 768.15 \text{ KN.m}$$

→ section partiellement comprimée et le calcul se ramène flexion simple le calcul se ramène en flexion simple avec moment fictif M_1 .

✓ **Vérification de l'existence de A :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{1248.98 \times 10^6}{20 \times 148^2 \times 14.20} = 0.20$$

$$\mu = 0.20 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow A' = 0$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.28$$

$$\Rightarrow Z = d(1 - 0.4\alpha) = 131.42 \text{ mm}$$

✓ **Determination des armatures:**

$$A_l = \frac{M_1}{Z \times \sigma_s} = \frac{1248.98 \times 10^6}{131.42 \times 400} = 2.37 \text{ cm}^2$$

On revient à la sollicitation réelle :

$$A = A_l - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 2.37 - \frac{1362.93}{100 \times 400} = 2.33 \text{ cm}^2$$

✓ **Armature minimal :**

$$\text{RPA: [(article 7.7.4.3) [5]} \Rightarrow A_{\min 1} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 150 = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{BAEL (article IV.2) [1]} \Rightarrow A_{\min 2} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 3.57 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\text{cal}}; A_{\min 1}; A_{\min 2}) = 4.5 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures:**

$$5\text{T}12 \rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2$$

✓ **L'espacement minimale des barres verticales et horizontales :**

Selon RPA99 (version 2003) [5]

$$S \leq \min(1.5 \times a; 30 \text{ cm})$$

$S \leq \min(1.5 \times 20; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$; alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition $S \leq 30 \text{ cm}$

Donc on adoptera un espacement $S = 20 \text{ cm}$.

$$S' = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

Calcul des armatures transversales :

✓ **Vérification de effort tranchant :**

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b_e} ; T = 1.4 T_u$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times 240.02 \times 10^3}{20 \times 148 \times 100} = 1.13 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \overline{\tau_u}$$

✓ **L'espacement des armatures transversales :**

$$S \leq \min(1.5 \times a; 30 \text{ cm})$$

Donc on adoptera un espacement $S = 20 \text{ cm}$.

$$\frac{A_t}{b_0 \times s} \geq \frac{\tau_u - (0.3 \times k \times f_{c1})}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \rightarrow (\text{pas pris de bétonnage})$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times s} \geq \frac{\tau_u - (0.3 \times k \times f_{c1})}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u - (0.3 \times k \times f_{c1})}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S$$

$$A_t \geq \frac{1.13}{0.9 \times \frac{400}{1}} \times 20 \times 20 = 1.25 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures transversales minimales :**

$$\frac{A_{tmin}}{b \times s} \geq \frac{1}{f_e} \min \left[\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right]$$

$$\Rightarrow A_{tmin} \geq \frac{b \times S}{f_e} \times \frac{\tau_u}{2} = \frac{20 \times 20}{400} \times \frac{1.13}{2} \Rightarrow A_{tmin} = 0.56 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{tcal}; A_{tmin})$$

$$A_t = \max(A_{tcal}; A_{tmin}) = 1.25 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix:**

$$2\phi 10 \rightarrow A = 1.57 \text{ cm}^2$$

La figure suivante montre le ferrailage de voile contreventement :

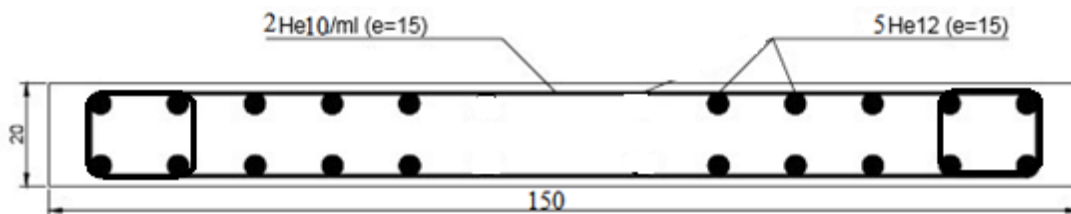


Figure V.13 : ferrailage de voile contreventement (zone IIa)

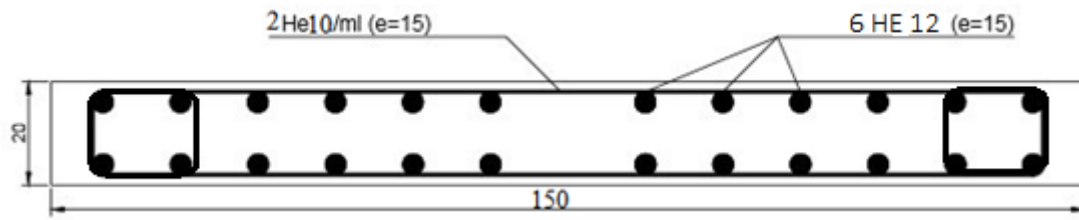


Figure V.14 : ferrailage de voile contreventement (zone III)

➤ **La contrainte de cisaillement**

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V}{a \times 0.9L}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

➤ **0.8G+E**

Tableau V.16 : Vérification des contraintes de cisaillement voile L

Niveaux	Zones	V(kn)	a (cm)	L (m)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	$\tau_b > \bar{\tau}_b$
SSL	Zone IIa	703.2	20	3.25	1.68	5	Vérifie
RDC	Zone III	720.12			1.72		Vérifie
E1	Zone IIa	479.4	20	3.25	1.19	5	Vérifie
E2	Zone III	524.32			1.25		Vérifie
E3	Zone IIa	321.66	20	3.25	0.76	5	Vérifie
E4	Zone III	398.3			0.95		Vérifie
E5	Zone IIa	240.02	20	3.25	0.57	5	Vérifie
E6	Zone III	284.2			0.68		Vérifie
E7	Zone IIa	238.07	20	3.25	0.56	5	Vérifie
E8	Zone III	256.3			0.61		Vérifie

Tableau V.17 : Vérification des contraintes de cisaillement voile I

Niveaux	Zones	V(kn)	a (cm)	L (m)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	$\tau_b > \bar{\tau}_b$
SSL	Zone IIa	270.1	20	1.50	1.40	5	Vérifie
RDC	Zone III	277.02			1.44	5	Vérifie
E1	Zone IIa	245.3	20	1.50	1.27	5	Vérifie
E2	Zone III	260.60			1.35	5	Vérifie
E3	Zone IIa	165.8	20	1.50	0.85	5	Vérifie
E4	Zone III	177.6			0.92	5	Vérifie
E5	Zone IIa	156.33	20	1.50	0.81	5	Vérifie
E6	Zone III	201.24			1.04	5	Vérifie
E7	Zone IIa	121.83	20	1.50	0.63	5	Vérifie
E8	Zone III	185.01			0.95	5	Vérifie

**Caractéristiques des voiles**

Tableau V.18 : Caractéristique des voiles Zone IIa

	Voile	L (m)	A (m ²)	V (m)	V' (m)	I (m ⁴)	N (kn)	M (kn.m)	V (kn)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Ob
SSL	Vx1 (I)	1.50	0.30	0.75	0.75	0.12	932.58	1301.13	270.1	11.24	-5.02	SPC
RDC	Vy1 (L)	3.25	0.80	1.88	1.37	0.80	1145.51	3439.20	703.2	9.51	-6.65	SPC
E1	Vx1 (I)	1.50	0.30	0.75	0.75	0.12	858.8	1119.8	245.3	9.86	-4.13	SPC
E2	Vy1 (L)	3.20	0.7	1.80	1.40	0.72	991.97	3021.99	479.4	8.97	-6.13	SPC
E3	Vx1 (I)	1.50	0.80	0.75	0.75	0.12	784.31	1096.47	165.8	9.46	-4.23	SPC
E4	Vy1 (L)	3.15	0.7	1.73	1.42	0.65	783.80	2555.5	321.66	7.92	-5.68	SPC
E5	Vx1 (I)	1.50	0.3	0.75	0.75	0.12	721.54	1077.32	156.33	9.13	-4.32	SPC
E6	Vy1 (L)	3.10	0.6	1.66	1.44	0.58	690.28	1467.90	240.02	5.35	-3.05	SPC
E7	Vx1 (I)	1.50	0.3	0.75	0.75	0.12	567.05	962.43	121.83	7.90	-4.12	SPC
E8	Vy1 (L)	3.05	0.6	1.59	1.46	0.52	480.1	658.1	238.07	2.81	-1.21	SPC

Tableau V.19 : Caractéristique des voiles Zone III

	Voile	L (m)	A (m ²)	V (m)	V' (m)	I (m ⁴)	N (kn)	M (kn.m)	V (kn)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Ob
SSL	Vx1 (I)	1.50	0.3 0	0. 75	0. 75	0.1 2	980 .66	1520 .12	277. 02	12.76	-6.23	SPC
RDC	Vy1 (L)	3.25	0.8 0	1. 88	1. 37	0.8 0	1322. 10	4015.3 3	720. 12	11.08	-7.78	SPC
E1	Vx1 (I)	1.50	0.3 0	0. 75	0. 75	0.1 2	920 .22	1269 .3	260. 60	11.0 0	-4.86	SPC
E2	Vy1 (L)	3.20	0.7	1.80	1.40	0.7 2	1076. 21	3450.8 4	524. 32	10.16	-7.08	SPC
E3	Vx1 (I)	1.50	0.3 0	0. 75	0. 75	0.1 2	835 .19	1166 .63	177. 6	8.48	-4.50	SPC
E4	Vy1 (L)	3.15	0.7	1. 73	1. 42	0.6 5	885 .36	2865. 11	398. 3	8.89	-6.36	SPC
E5	Vx1 (I)	1.50	0.3	0. 75	0. 75	0.1 2	755. 40	1362 .55	201. 24	11.03	-5.99	SPC
E6	Vy1 (L)	3.10	0.6	1. 66	1. 44	0.5 8	725.0 3	1899.2 8	284. 2	6.64	-4.22	SPC
E7	Vx1 (I)	1.50	0.3	0.7 5	0. 75	0.1 2	600 .23	1055 .63	185. 01	8.59	-4.59	SPC
E8	Vy1 (L)	3.05	0.6	1. 59	1. 46	0.5 2	512 .7	807. 2	256. 3	3.32	-1.61	SPC

V.3.6 Ferrailages des voiles :**Tableau V.20 :** Ferrailage des voiles Zone IIa

	Voile	L (m)	N (kn)	M (kn.m)	V (kn)	σ_3 (MPa)	A_{Vj} (cm ²)		A_t (cm ²)	
SSL RDC	Vx1 (I)	1.50	932 .58	1301 .13	270. 1	-5.02	3.19		21.91	
	Vy1 (L)	3.25	1145. 51	3439.2 0	703. 2	-4.15	V	11.07	V	42.36
						-2.62	V'	10.16	V'	26.80
1E 2E	Vx1 (I)	1.50	858 .8	1119 .8	245. 3	-4.13	2.77		18.38	
	Vy1 (L)	3.20	991.9 7	3021.9 9	479. 4	-3.99	V	11.01	V	33.29
						-2.79	V'	6.97	V'	23.62
3E 4E	Vx1 (I)	1.50	784 .31	1096 .47	165. 8	-4.23	1.96		18.48	
	Vy1 (L)	3.15	783 .80	2555. 5	321. 66	-3.94	V	5.15	V	28.20
						-3.03	V'	4.91	V'	21.41
5 E 6 E	Vx1 (I)	1.50	721. 54	1077 .32	156. 33	-4.32	1.92		18.66	
	Vy1 (L)	3.10	690.2 8	1467.9 0	240. 02	-3.30	V	3.33	V	16.07
						-1.69	V'	3.28	V'	9.57
7 E 8 E	Vx1 (I)	1.50	567 .05	962. 43	121. 83	-4.12	1.59		17.49	
	Vy1 (L)	3.05	480 .1	658. 1	238. 07	-0.81	V	2.73	V	3.50
						-0.68	V'	2.58	V'	2.58

Tableau V.21 : Ferrailage des voiles Zone III

	Voi le	L (m)	N (kn)	M (kn. m)	V (kn)	σ_3 (MPa)	A_{vj} (cm ²)		A_t (cm ²)	
SSL RDC	Vx1 (I)	1.50	98 0.6 6	152 0.1 2	277. 02	-6.23	3.47		26.73	
	Vy1 (L)	3.25	1322 .10	4015. 33	720. 12	-4.87	V	11.4 3	V	49.75
						-3.09	V'	10.4 9	V'	31.59
1 ^E 2 ^E	Vx1 (I)	1.50	92 0.2 2	126 9.3	260. 60	-4.86	3.07		21.27	
	Vy1 (L)	3.20	1076 .21	3450. 84	524. 32	-4.64	V	8.26	V	39.63
						-3.27	V'	7.76	V'	27.73
3 ^E 4 ^E	Vx1 (I)	1.50	83 5.1 9	116 6.6 3	177. 6	-4.50	2.36		19.66	
	Vy1 (L)	3.15	88 5.3 6	2865 .11	398. 3	-4.41	V	6.37	V	31.57
						-3.39	V'	6.08	V'	23.96
5 E 6 E	Vx1 (I)	1.50	755. 40	136 2.5 5	201. 24	-5.99	2.72		25.27	
	Vy1 (L)	3.10	725. 03	1899. 28	284. 2	-2.98	V	4.23	V	17.35
						2.44	V'	4.05	V'	13.99
7 E 8 E	Vx1 (I)	1.50	60 0.2 3	105 5.6 3	185. 01	-4.59	2.47		19.42	
	Vy1 (L)	3.05	51 2.7	807 .2	256. 3	-1.12	V	3.20	V	5.00
						-0.96	V'	3.04	V'	4.19

Conclusion :

Ce que nous concluons de ce chapitre, c'est que ces deux zones ne diffèrent pas beaucoup l'une de l'autre. Cependant, nous remarquons que la zone III a un renforcement en ferrailage plus élevé dans les poteaux que la zone IIa. Par conséquent, nous pouvons dire que la zone III, en raison de son statut de zone sismique, nécessite un renforcement plus important que la zone IIa.

Chapitre VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI. Etude des fondations

VI.1 Introduction :

La fondation est l'élément par le biais duquel les charges de la superstructure sont transmises au sol. Son dimensionnement nécessite la connaissance des caractéristiques du sol en plus des sollicitations dans les éléments résistants à la base du bâtiment.

Il existe plusieurs types de fondations. La sélection se fait selon la capacité portante du sol, les Charges à transmettre au sol, la distance entre les différentes fondations et l'économie du. Projet.

VI.2 Classification des fondations :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VI.3 Ferrailage de longrine :

D'après RPA99 /modifié 2003 [1], les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarités par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer aux déplacements relatifs de ses points d'appui dans le plan horizontal.

a) Dimensionnement :

Pour les sites de catégories S_2, S_3 on doit disposer des longrines de $(25 \times 30) \text{ cm}^2$.

On prend $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Les longrines doivent être calculées sous un effort de traction donné par la formule suivante :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20kN$$

Avec :

N : La valeur maximale des charges verticales.

α : Coefficient de la zone sismique et de la catégorie du site (Pour une zone IIa et sites de catégories S_2 $\alpha=15$)...[RPA.V2003]

$N = 2767,67 \text{ KN}$

$$F = \frac{2767.67}{15} = 184.51 \geq 20KN \dots\dots\dots CV$$

b) Calcul de ferrailage :

La section d'armatures est donnée par la formule suivante :

$$\sigma = \frac{F}{A_s} \Rightarrow A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{184.517}{348} = 5.30 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 30^2 \cdot \frac{2,1}{400} = 4.725 \text{ cm}^2$$

• Condition exigée par RPA99 (version 2003) page 80:

$$A_{\min} = 0,6\% \cdot b \cdot h = 0.006 \times 30 \times 30 = 5,4 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_s = 6T14 = 9.24 \text{ cm}^2$

c) Vérifications a l'ELS :

On doit vérifier la relation suivante :

$$A_s \geq \frac{F}{\bar{\sigma}_s}$$

$$\bar{\sigma}_s = \zeta = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \dots \dots \dots \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 266,67 \text{ MPa}, \max(200 \text{ MPa}; 201,63 \text{ MPa}) \}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$F = \frac{N_s}{\alpha} = \frac{2134.90}{15} = 142.32 \text{ KN}$$

$$A_s \geq \frac{F}{\bar{\sigma}_s} = \frac{142.32}{201,63} = 7.05 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures calculées à l'ELU ne sont pas convenables.

On prend : $A_s = 6T14 = 9.18 \text{ cm}^2$

d) Armatures transversales :

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est défini par RPA99/Version 2003[1] par :

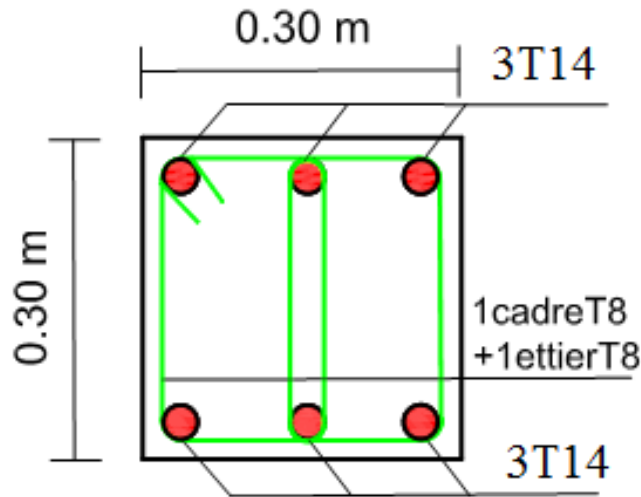
$$S_t = \min(20 \text{ cm}; 15 \varphi_l)$$

On prend :

$$\varphi = 8 \text{ mm}$$

$$\varphi_l = 14mm$$

$$S_t \leq \min(20, 15 \times 1.6) \text{ cm} = 20 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$



Figures VI.1 : Ferrailage longrine.

VI.4 Etude préliminaire du choix de type de semelle :

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1.5 bars (cas d'absence des essais **RPA Article 3.3.3**) [1].

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions :

$$\mathbf{G+Q\pm E}$$

$$\mathbf{0,8G\pm E}$$

Outres ces combinaisons le **CBA 93 (Article B 9.2)** préconise cette combinaison :

$$\mathbf{1.35G+1.5Q\backslash}$$

VI.4.1 Semelle isolée :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport entre les dimensions des poteaux

(a et b) égal le rapport des semelles isolées (A et B):

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

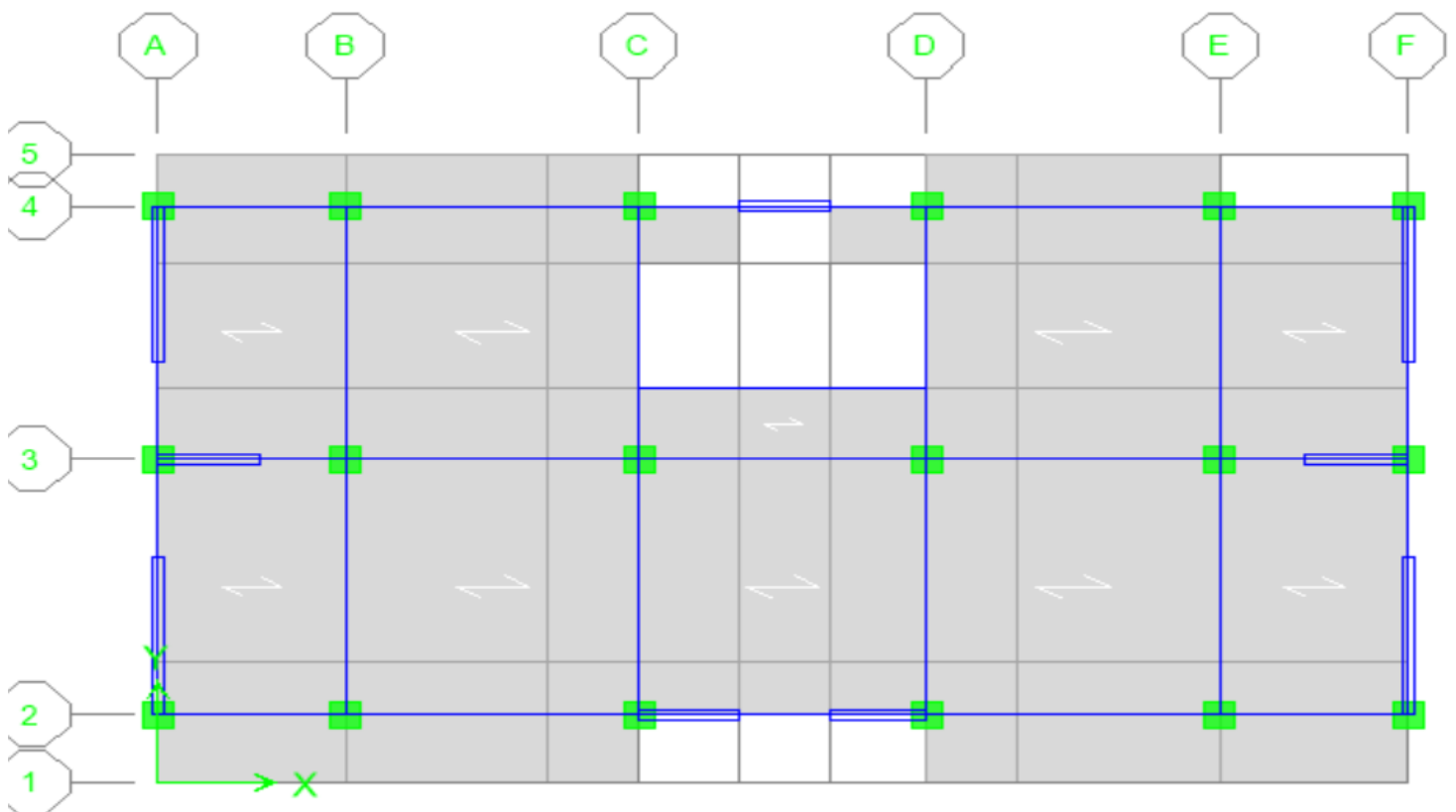
Pour les poteaux carrés : $a = b$ donc $A = B \Rightarrow S = A^2$

Avec : S = surface de la semelle.

On détermine la longueur et la largeur de la semelle à partir de la condition de résistance :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{A^2} \Rightarrow A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau



suivant :

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figures VI.2 : Représente les semelles considérer et voile périphérique.

Tableau VI.1 : Effort normal appliqué sur les fondations.

Point	N (kN)	A (cm ²)	A _{choisie} (cm ²)	Point	N (kN)	A (cm ²)	A _{choisie} (cm ²)
C 1	278,92	1,36	1,4	C 19	316,42	1,45	1,45
C 2	333,03	1,49	1,5	C 20	307,32	1,43	1,45
C 3	562,9	1,94	2	C 21	260,09	1,32	1,35
C 4	638,75	2,06	2,1	C 22	816,5	2,33	2,35
C 5	438,55	1,71	1,75	C 23	2616,64	4,18	4,2
C 6	410,53	1,65	1,7	C 24	835,41	2,36	2,4
C 7	502,25	1,83	1,85	C 25	2049,56	3,70	3,7
C 8	611,47	2,02	2,05	C 26	2073,15	3,72	3,75
C 9	322,45	1,47	1,5	C 27	1967,72	3,62	3,65
C 10	933,97	2,50	2,5	C 28	305,79	1,43	1,45
C 11	2007,67	4,22	4,25	C 29	1374,82	3,03	3,05
C 12	736,2	2,22	2,25	C 30	1742,58	3,41	3,45
C 13	681,78	2,13	2,15	C 31	775,29	2,27	2,3
C 14	561,32	1,93	1,95	C 32	821	2,34	2,35
C 15	2155,73	3,79	3,8	C 33	360,65	1,55	1,55
C 16	1477,69	3,14	3,1	C 34	38,43	0,51	1
C 17	555,91	1,93	1,95	C 35	25,52	0,41	1
C 18	397,23	1,63	1,65				

➤ Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines :

$$N_{\text{ser}} = 2155.73 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 2\text{bars} = 200\text{KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{2155.73}{200}} = 3.28 \text{ m}$$

$$A=B=3.28 \text{ m}$$

Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines :

Il faut vérifier que :

$$1.5 \times B \leq L_{\text{min}}$$

Tel que : $L_{\text{min}} = 3.1\text{m}$ (valeur minimale entre axe de deux poteau).

Alors :

$$1.5 \times 2.65 = 4.92\text{m} > L_{\text{min}} = 3.1\text{m} \quad \Rightarrow \quad \text{condition non vérifier.}$$

Remarque :

On remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, donc on passe à l'étude des semelles filantes.

Conclusion :

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc qu'il y'a un chevauchement des semelles. La conception de semelles filantes ne devient plus possible, le choix de la conception radier s'impose.

VI.4.2 Radier générale :

VI.4.2.1 Introduction

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

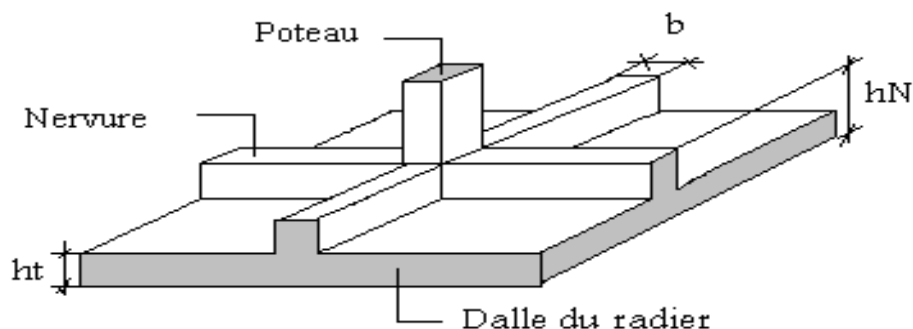


Figure VI.3 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

VI.4.2.2 Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

Donc :

$$P_{ser} = 69380.84 \text{ KN}$$

$$S_r = \frac{P_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{69380.84}{200} = 346.90 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{nécessaire}} = 346.90 \text{ m}^2 < S_b = 362.6 \text{ m}^2$$

S_b : La surface du bâtiment

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment 362.6 m^2 donc on opte pour un débord $0,5\text{m}$ de chaque côté.

La surface totale du radier est **408.94 m^2** .

VI.4.2.3 Pré dimensionnement de radier :

1- Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes

a. Condition forfaitaire :

$$h \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

L_{max} = La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$L_{max}=4.90 \text{ m}$

$$h \geq \frac{490}{20} = 24.5 \text{ cm}$$

Alors

On prend : $h=30 \text{ cm}$ pour l'épaisseur de la dalle

2- Nervure

1. Largeur de la nervure

a) Condition de coffrage :

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{490}{10} = 49 \text{ cm}$$

Donc

$b = 60 \text{ cm}$ dans les deux sens (x-x et y-y)

2. La hauteur de nervure

b) Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{n1} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

On a $L_{max} = 4.90 \text{ m}$

$\Rightarrow 32.66 \text{ cm} < h_{n1} < 49 \text{ cm}$ On prend $h_{n1} = 45 \text{ cm}$

c) Condition de rigidité

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{b \cdot K}}$$

Avec :

Le : longueur élastique (m);

K : coefficient de raideur du sol 4 Kg/cm³ (cas d'un sol moyen);

- 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.

E : module d'élasticité du béton : $E = 1.0818 \cdot 10^4 MPa$

b : largeur de radier par bande d'un mètre (b=1m).

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12}\right)$

L : distance maximale entre deux poteaux : 4.90 m

Donc

$$h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h_{N2} \geq 70.70cm$$

On prend : $h_{N2}=80$ cm

A partir des deux conditions :

$$h_N \geq \max (h_{N1} ; h_{N2}) = \text{Max}(0,45 ; 0,80) \text{ m}^2.$$

On prend : $h= 0,80$ m.

Résumé :

- Epaisseur de la dalle du radier $h = 30$ cm
- Les dimensions de la nervure $\begin{cases} h_N = 80cm \\ b = 60cm \text{ sens}(x - x) \text{ et } b = 60cm \text{ sens } (y - y) \end{cases}$

VI.4.2.4 Les vérifications nécessaires :

a- Vérification au poinçonnement :

Une force localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier), sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

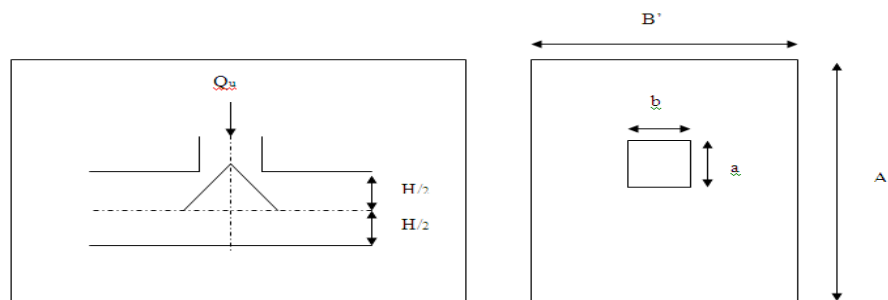


Figure VI.4 : Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.

On doit vérifier la condition suivante [RPA.V.2003].

$$N_u \leq q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité (N_u=2767,67 kN)

U_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

a,b : Dimensions du poteau du Sous-Sol (50x50)cm².

Q_c : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

h : hauteur de radier

$$U_c = 2 [(a + b) + 2h]$$

$$U_c = 2 [(50 + 50) + 2 \times 80] = 520 \text{ cm}$$

$$Q_u = 0.045 \times 5200 \times 800 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-3} = 3120 \text{ kN.}$$

$$N_u = 2767.67 \text{ kN} < Q_u = 3120 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

b- Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement :

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VI.2: les efforts Fz à ELS

Point	FZ	MXi	MYi	X	Y	FZ*X	FZ*Y
1	2517.43	-219.009	617.039	0	1.3	0	3272.659
3	968.74	-6.269	9.496	0	6.2	0	6006.188
5	1230.97	-7.449	2.081	0	11.05	0	13602.2185
7	455.2	0	0	3.1	1.3	1411.12	591.76
9	458.96	0	0	3.1	6.2	1422.776	2845.552
11	219.22	0	0	3.1	11.05	679.582	2422.381
13	209.49	0	0	7.95	1.3	1665.4455	272.337
15	442.71	0	0	7.95	6.2	3519.5445	2744.802
17	439.48	0	0	7.95	11.05	3493.866	4856.254
19	1224.15	-7.445	-2.178	12.7	1.3	15546.705	1591.395
21	975.25	-6.304	-9.561	12.7	6.2	12385.675	6046.55
23	2544.91	-220.602	-620.064	12.7	11.05	32320.357	28121.2555
25	188.07	0	0	17.55	1.3	3300.6285	244.491
27	191.53	0	0	17.55	6.2	3361.3515	1187.486
29	277.75	0	0	17.55	11.05	4874.5125	3069.1375
31	277.51	0	0	20.65	1.3	5730.5815	360.763
33	110.49	0	0	20.65	6.2	2281.6185	685.038
35	110.53	0	0	20.65	11.05	2282.4445	1221.3565
47	798.99	-0.45	8.673	11.1	11.05	8868.789	8828.8395
48	283.22	0	0	9.6	11.05	2718.912	3129.581
687	306.54	0	0	7.95	7.55	2436.993	2314.377
688	101	0	0	9.6	7.55	969.6	762.55
689	1208.86	0.79	5.443	18.95	6.2	22907.897	7494.932
690	1937.26	9.51	0.757	1.7	6.2	3293.342	12011.012
691	1921.45	8.557	-0.571	0	9.05	0	17389.1225
692	1195.65	0.846	-5.629	0	3.3	0	3945.645
693	97.13	0	0	20.65	3.3	2005.7345	320.529
694	300.19	0	0	20.65	9.05	6198.9235	2716.7195
695	278.21	0	0	0	8.05	0	2239.5905
696	785.67	-0.481	-8.622	0	4.3	0	3378.381
697	4.1	0	-1.393	20.65	4.3	84.665	17.63
698	27.95	0	-1.395	20.65	8.05	577.1675	224.9975
699	118.83	0	0	9.6	1.3	1140.768	154.479
700	110.25	0	0	11.1	1.3	1223.775	143.325
701	278.8	0	0	0	10.05	0	2801.94
702	259.89	0	0	0	2.3	0	597.747
703	177.26	0	0	20.65	2.3	3660.419	407.698
704	158.31	0	0	20.65	10.05	3269.1015	1591.0155

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

705	2051.53	242.16	787.765	20.083	6.2	41200.87699	12719.486
706	973.31	5.96	9.209	19.517	6.2	18996.09127	6034.522
707	1228.57	26.41	18.411	0.567	6.2	696.59919	7617.134
708	339.44	0	0	1.133	6.2	384.58552	2104.528
709	535.59	0	0	10.1	11.05	5409.459	5918.2695
710	529.73	0	0	10.6	11.05	5615.138	5853.5165
711	308.83	0	0	11.633	1.3	3592.61939	401.479
712	1221.91	9.459	-6.697	12.167	1.3	14866.97897	1588.483
713	891.68	5.768	-9.013	8.5	1.3	7579.28	1159.184
714	1898.3	232.007	-725.979	9.05	1.3	17179.615	2467.79
Somme	33170.84	73.458	67.772	X	Y	49982.224	49296.562

On doit vérifier que [RPA.V.2003] :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}.$$

➤ Suivant X-X :

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{50049.996}{33097.96} = 1.51m < \frac{21.10}{4} = 5.27m..... \text{vérifié.}$$

➤ Suivant Y-Y :

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{49370.2}{33097.96} = 1.49m < \frac{12.15}{4} = 3.03m.....\text{vérifie.}$$

c- Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que : (Selon le CBA 93 : article A 5.1.2.1.1).....[RPA.V.2003]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.15f_{c28}/\gamma_b; 4MPa) = 2,5MPa \Rightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

b =1m (une bande de 1m de longueur).

$$V_u = \frac{N_u}{S_r} \times \frac{L}{2} \times b = \frac{53122.19}{346.90} \times \frac{4.9}{2} \times 1 = 375.17KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{375.17 \times 10^{-3}}{1 \times 0.9 \times 0.8} = 0.52MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5MPa..... \text{Vérifié.}$$

V.4.2.5 Caractéristiques géométriques du radier :

a- Position du centre de gravité :

$$x_G = 10.32 \text{ m}$$

$$y_G = 6.87 \text{ m}$$

b- Moments d'inertie :

$$I_{xx} = 68681.34 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 120898.72 \text{ m}^4$$

VI.4.2.6 Calcul des contraintes :

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$$

Les contraintes du sol sont données par [RPA.V.2003] :

A l'ELS : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{33170.84}{346.90} = 95.62 \text{ kN/m}^2$

$$\sigma_{ser} = 95.62 \text{ kN/m}^2 (\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée})$$

A l'ELU :

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{yy}} X_G$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{xx}} Y_G$$

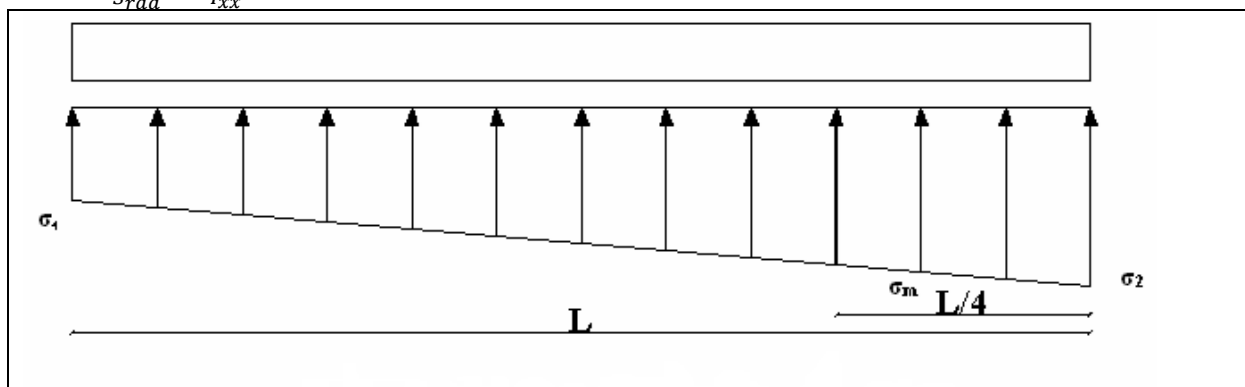


Figure VI.5 : Contraintes sous le radier

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1.5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1,33\sigma_{sol}$

a) l'ELU :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 42754.55 \text{ kN}$$

M est le moment de renversement.

$$M_x = 9692,56 \text{ kN.m.}$$

$$M_y = 14163,12 \text{ kN.m.}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats :

Tableau VI.3 : Contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	106	103.09	105.27
Sens y-y	105.28	103.81	104.91
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

b) l'ELS:

$$N_{ser} = 33170.84 \text{ kN} ; S = 408.94 \text{ m}^2$$

$$M_x = 7001.49 \text{ kN.m.}$$

$$M_y = 10280.53 \text{ kN.m.}$$

M est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Tableau VI.4 : Vérification des contraintes à l'ELS

	$\sigma_1 (\text{Kn/m}^2)$	$\sigma_2 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	82.16	80.06	81.63
Sens y-y	81.69	80.53	81.40
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens ('xx' _ 'yy') donc pas de risque de soulèvement

VI.4.2.7 Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes :

ELU :

$$\sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 104.91 \text{ kN/m}^2$$

ELS :

$$\sigma_{ser} = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 81.40 \text{ kN/m}^2$$

VI.4.3 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

a) Ferrailage de la dalle du radier CBA93 annexe F :

a .1 Détermination des efforts :

- Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'ou on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

➤ **Panneau de rive**

- Moment en travée : $M_{tx}=0,85M_x$
 $M_{ty}=0,85M_y$
- Moment sur appuis : $M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x$ (appui de rive).
 $M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x$ (autre appui).

➤ **Panneau intermédiaire :**

- Moment en travée : $M_{tx}=0,75M_x$
 $M_{ty}=0,75M_y$
- Moment sur appuis : $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$
- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens
- Moment en travée : $M_t=0,85M_0$
- Moment sur appuis : $M_a=0,5M_0$ **Avec:** $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

a .2 Valeur de la pression sous radier :

ELU :

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 104.91 \text{ kN/m}$$

ELS :

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 81.4 \text{ kN/m}$$

a .3 Moment en travée et sur appuis pour le panneau le plus sollicité l'ELU (v=0) :

On a le rapport des panneaux $0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1.0 = 0.4 < \frac{4.85}{4.9} = 0.98 < 1.00 \Rightarrow$ la dalle a

travaillé dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 : Calcul des moments à l'ELU

Panneau le plus sollicité	L_x (m)	L_y (m)	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
	4.85	4.9	0.98	0.0384	0.9545	104.91	94.76	80.54	90.44	76.87	28.43

a.4 Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2)

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 : Calcul des moments à l'ELS

Panneau le plus sollicité	L_x (m)	L_y (m)	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
	4.85	4.9	0.98	0,045	0.97	81.4	86.16	73.23	83.57	71.03	25.84

a .5 Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis de panneau le plus sollicité.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voire annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14.20\text{ MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=30\text{cm}$
 $d=0,9h=27\text{ cm}$

Tableau VI.7: Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier.

	Sens	$M_u(kNm)$	μ	α	$Z(cm)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$	$S_t(cm)$
Travée	x-x	80.54	0,07	0,10	25.92	8.92	6T14	9.24	15
	y-y	76.87	0,07	0,10	25.92	8.52	6T14	9.24	15
Appui	x-x	28.43	0,03	0,04	26.56	3.07	5T12	5.65	20
	y-y								

Espacement :

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33cm) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(90cm; 33cm) = 33cm$$

Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.67\text{cm} < 33\text{cm}$$

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

Sens y-y :

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend $S_t=20\text{ cm}$

a .6 Vérifications nécessaires :

a.6.1-Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.26\text{cm}^2 < 5.65\text{ cm}^2$$

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

a.6.2- Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.8: Vérification des contraintes

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	73.23	9.24	8.08	15	323.02	201.63	non Vérifié
	y-y	71.03	9.24	7.84	15	313.32	201.63	nonVérifié
Appuis	x-x y-y	25.84	5.65	3.46	15	182.86	201.63	Vérifié

Remarque :

La vérification des contraintes à l'ELS n'est pas vérifiée donc on doit augmenter les sections de ferraillages.

Tableau VI.9 : vérification des contraintes

	Sens	M _{ser} (kNm)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	73.23	8T16	16.08	6.65	15	191.42	201.63	Vérifié
	y-y	71.03	8T16	16.08	6.41	15	185.67	201.63	Vérifié
Appuis	x-x y-y	25.84	5T12	5.65	3.46	15	182.86	201.63	Vérifié

b) Ferraillage des nervures :

b .1 Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifier 99**).....[2]

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0,50M_0$$

b.2 Calcul des armatures :

$$b=60\text{cm ; } h=80\text{cm ; } d=72\text{cm}$$

$$L=4.9\text{m ; } P=104.91 \text{ kN/ml ; } M_0 = 314.86\text{KN.m}$$

$$f_{c28}=25\text{MPa ; } f_{t28}=2.1\text{MPa ; } \sigma_{bc}=14.20\text{MPa ; } f_e=400\text{MPa ; } \sigma_s=348\text{MPa}$$

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VI.10 : Ferrailage des nervures suivant x-x et y-y

	$M_u(kNm)$	μ	α	$Z(cm)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	267.63	0,06	0,08	69.70	11.03	8T14	12.32
Appuis	157.24	0,035	0,06	70.27	6.43	4T14+2T12	8.42

b.3. Vérifications nécessaires :

b.3.1 Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,22cm^2 < 8,42 cm^2$$

b.3.2 Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI.11 : vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$	Vérification
Travée	x-x	207.65	12.32	5.76	15	255.65	201.63	Non Vérifié
	y-y	207.65	12.32	5.76	15	255.65	201.63	Non Vérifié
Appuis	x-x	122.15	8.42	2.06	15	223.45	201.63	Non Vérifié
	y-y							

Remarque :

La vérification des contraintes à l'ELS n'est pas vérifiée donc on doit augmenter les sections de ferrailages.

Tableau VI.12 : vérification des contraintes

	Sens	$M_{ser}(kNm)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$	Vérification
Travée	x-x	207.65	6T16+4T14	18.18	4.97	15	176.14	201.63	Vérifié
	y-y	207.65	6T16+4T14	18.18	4.97	15	176.14	201.63	Vérifié
Appuis	x-x y-y	122.15	4T16+2T12	10.3	2.38	15	116.89	201.63	Vérifié

b.3.3 Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,15f_{c28}/\gamma_b; 4MPa) = 2,5MPa.....[3]$

Avec :

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

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{104.91 \times 4.9}{2} = 257.03 kN$$

$$\tau_u = \frac{257.03 \times 10^3}{600 \times 720} = 0.56 MPa \langle \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

b.3.4 Armatures transversales

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} K}{0.8 f_e}$$

K=1 pas de reprise de bétonnage[3]

$$* S_t \leq \text{Min}(0.9d; 40cm) = 40cm$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 MPa \right) = 0.4 MPa$$

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 b_0 \quad \text{Article 7.5.2.2.....[RPA]}$$

$$* S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30cm \right) = 19.2cm \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 40cm \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) = 1.6cm \quad \text{et} \quad \phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_{\text{max}} = 5.33mm$$

$f_e=400MPa$; $\tau_u=0.56 MPa$; $f_{t28}=2.1MPa$; $b=60cm$; $d=72cm$

On trouve:

Tableau VI.13 : Espacement des armatures transversales

	Section [cm ²]	Zone	S _t RPA99 [cm]	S _t BAEL91 [cm]	S _t choisit [cm]
Nervure Sens x-x	60 × 80	Courante	40	40	25
		Nodale	19.2		15
Nervure Sens y-y	60 × 80	Courante	40	40	25
		Nodale	19.2		15

Tableau VI.14 : Choix des armatures transversales

	Section [cm ²]	Zone	S _t [cm]	Ø _t	A _t calculée [cm ²]	A _t choisit [cm ²]	Choix des barres
Nervure Sens x-x	60 × 80	Courante	25	10	4.13	4.71	6T10
		Nodale	15		2.48	4.71	6T10
Nervure Sens y-y	60 × 80	Courante	25	10	4.13	4.71	6T10
		Nodale	15		2.48	4.71	6T10

b.3.5 Justification des armatures transversales

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \min \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right\} = 0,28 \text{ MPa}$$

- Zone courante 1,26 MPa > 0,40 MPa Vérifié.
- Zone nodale 2.09 MPa > 0,40 MPa Vérifié.

c) Armature de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Pour les bâtiments courants on a 3cm² pour chaque mètre pour les armatures de peau On prend 4T12=4.52cm²

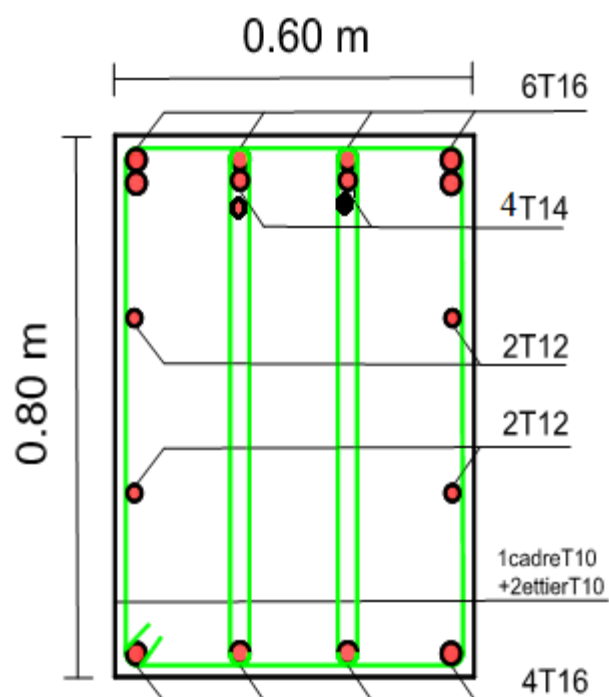


Figure VI.6 : Ferrailage des nervures en travée sens x-x et y-y

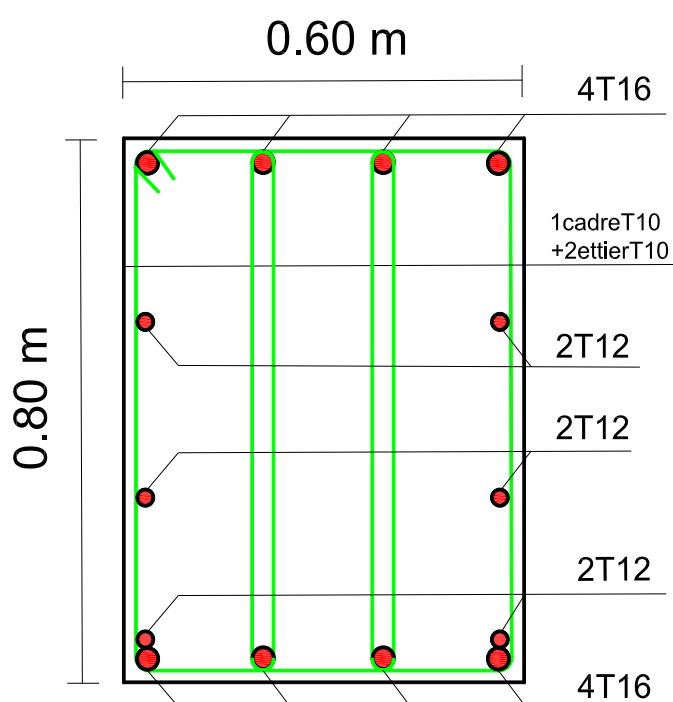


Figure VI.7 : Ferrailage des nervures en appui sens x-x et y-y

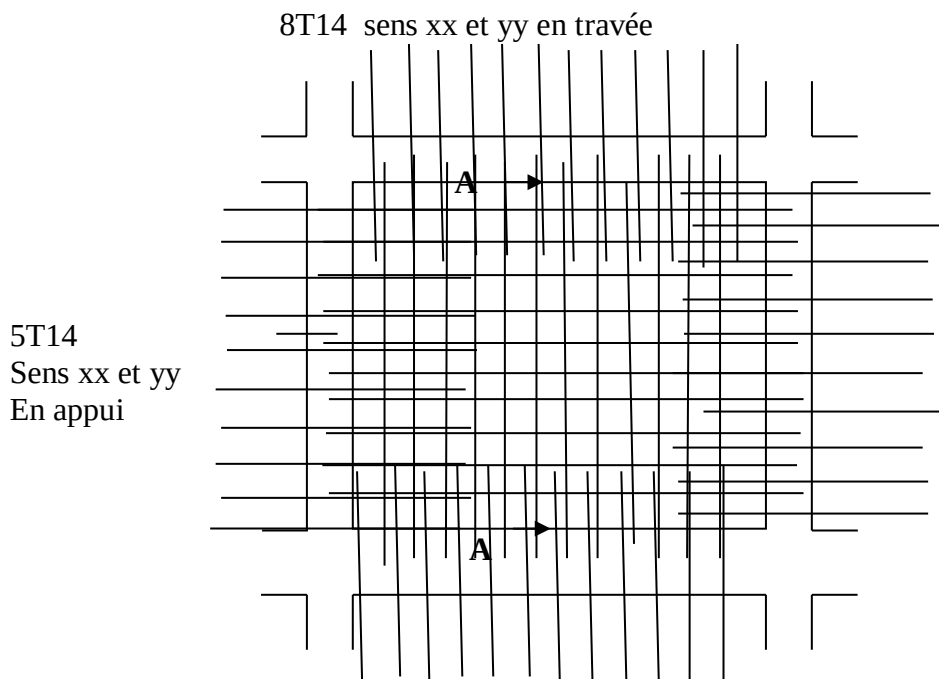


Figure VI.8 : Ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y

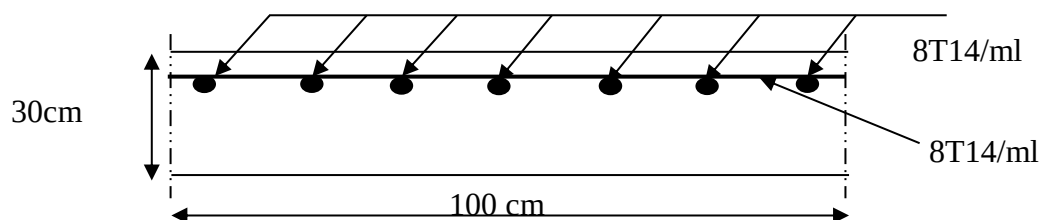


Figure VI.9 : Coupe A-A ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y

VI.5 Voile périphérique :

Selon le règlement RPA.V.2003 les ossatures au-dessous du niveau de base formées de poteaux courts qui doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.

VI.5.1 Dimensionnement et ferrailage du voile :

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

Epaisseur $\geq 15\text{cm}$

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

On prend $e = 20\text{cm}$ (L'épaisseur du voile périphérique)

Le calcul de ferrailage sera fait pour une bande de 1m.

VI.5.2 Armatures verticales :

$$A_v = 0,1 \times \frac{e \times b}{100} = 0,1 \times \frac{20 \times 100}{100} = 2\text{cm}^2$$

$$A_v = 5\text{T}10/\text{ml} \quad \text{On prend :}$$

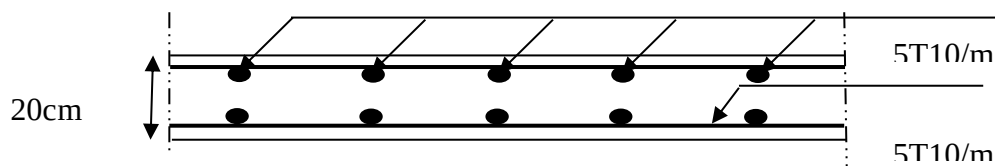
$$\text{L'espacement : } e = 25\text{ cm}$$

VI.5.3 Armatures horizontales :

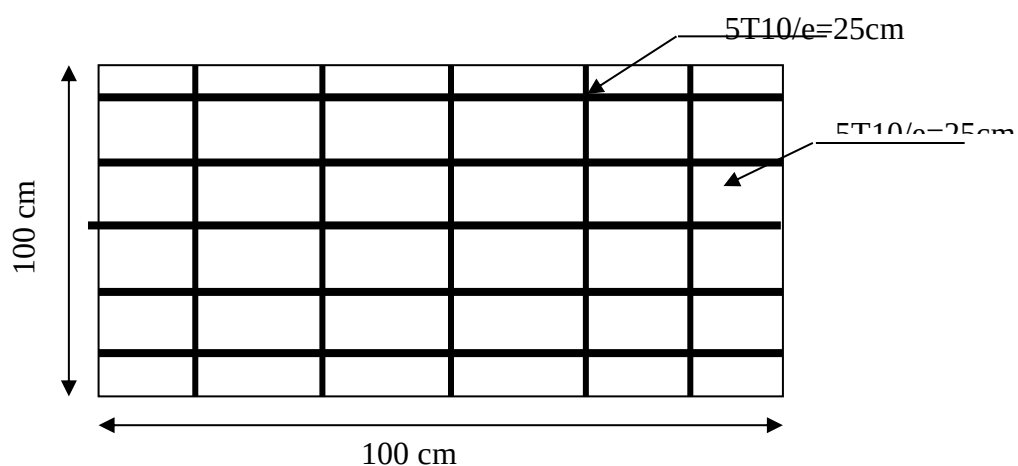
$$A_h = 0,1 \times \frac{e \times h}{100} = 0,1 \times \frac{20 \times 100}{100} = 2\text{cm}^2$$

$$A_h = 5\text{T}10/\text{ml} \quad \text{On prend :}$$

$$\text{L'espacement : } e = 25\text{ cm}$$



Figures VI.10 : coupe horizontale du ferrailage du voile périphérique



Figures VI.11 : ferrailage du voile périphérique

VI.6 Ferrailage des débords :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=0,5\text{m}$, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

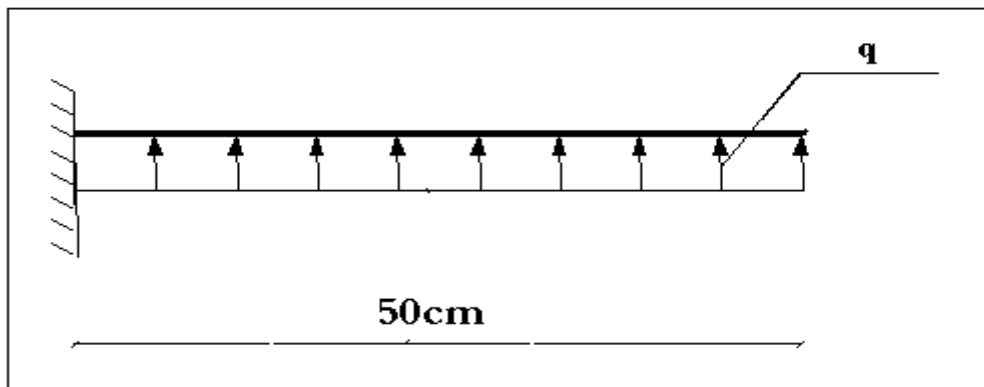
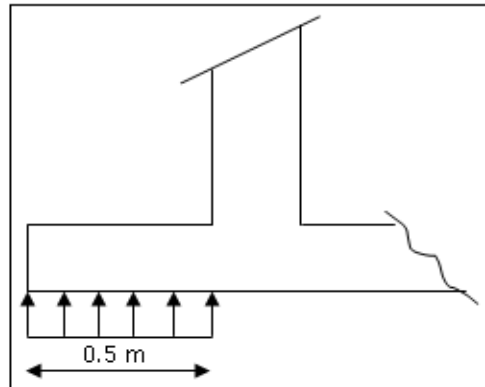


Figure VI.12 : représentation du débord du radier.

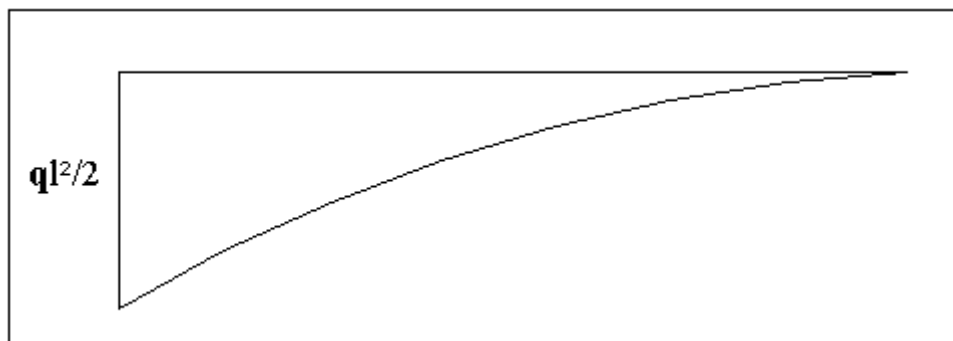


Figure VI.13 : Diagramme des moments.

VI.6.1 Calcul de ferrailage :

$q_u=104.91\text{ kN/ml}$, $b=100\text{ cm}$, $h=30\text{ cm}$, $d=27\text{ cm}$, $f_{c28}=25\text{ MPa}$, $\sigma_{bc}=14.20\text{ MPa}$.

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 13.11 \text{ kNm} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Tableau VI.15: Ferrailage de panneau débord.

$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
13.11	0,012	0,015	26.83	1.40	5T14	7.7	20

$$A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.26 \text{ cm}^2 < 7.7 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

Armature de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = 1.93 \text{ cm}^2$$

On adopte $4T12=4.52 \text{ cm}^2$, $S_t=25 \text{ cm}$

VI.6.2 Vérification des contraintes à l'ELS :

$$q_{ser}=81.4 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 10.17 \text{ kN.m}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.16 : Vérifications des contraintes du béton et d'acier.

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
10.17	7.7	6.82	57609.16	1.20	15	53.43	201,63	OK

VI.6.3 Vérification de la flèche :

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

CBA article B.5.6

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.6 \geq 0.062 \quad \text{vérifiée} \\ 0.0029 \leq 0.0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0.6 \geq 0.1 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont satisfaites, nous sommes donc dispensés pour l'évaluation de la flèche.

Effort tranchant :

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right) = 2.5 \text{MPa}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{45.35 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0.168 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Conclusion :

La vérification au cisaillement est vérifiée donc les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

Le débord est coulé sans reprise du bétonnage donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études est une étape essentielle dans le cycle de formation d'un master. Il nous a permis d'utiliser les connaissances acquises durant notre cursus universitaire, et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts, et le règlement régissant le domaine du bâtiment en général.

L'étude qui nous a été confiée, à savoir l'étude d'une structure **R+8** en béton armé a usage d'habitation contreventé par des voiles, dans les trois zones sismiques, a été menée en se basant sur toutes les connaissances acquises pendant notre cursus et des techniques apprises pendant le projet.

L'étude a commencé par mettre les hypothèses de calcul et de pré dimensionnement de la structure. Nous avons calculé ensuite les éléments secondaires (escaliers, plancher, acrotère), après on a fait l'étude dynamique de cette structure pour les différentes zones, on a choisi deux zone scellement pour la quelle on trouve un effet considérable sur la structure qui nous a permettre de faire une comparaison entre le ferrailage et les dimensions des éléments résistant même que les fondations.

En fin les conclusions auxquelles a abouti le présent travail sur l'effet de zonage sismique sur la stabilité d'un bâtiment en béton armé, sont résumées dans les points suivants :

- * Le séisme en tant que chargement dynamique, reste l'une des plus importantes et des plus dangereuses actions à considérer dans la conception et le calcul des structures.
- * L'analyse tridimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à l'outil informatique et les logiciels performants de calcul (ETABS et SOCOTEC).
- * Grâce aux logiciels utilisés dans notre travail, l'estimation (la modélisation) de la masse de structure peut être faite avec un grand degré de précision.
- * La connaissance du comportement dynamique d'une structure en vibrations libres amorties, peut être approchée de manière exacte si la modélisation de celle ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité. Rappelons que la première étape de l'analyse dynamique

d'un modèle de structure consiste dans le calcul des modes propres tridimensionnels et des fréquences naturelles de vibrations.

- * L'étude du comportement dynamique d'une structure, dont la forme en plan est irrégulière nous a permis de mieux visualiser la présence des modes de torsion.

- * Il est indéniable que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de pré dimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure.

- * Pour assurer un bon comportement dynamique de la structure, la bonne disposition des voiles de contreventement est plus importante que le nombre de voile à placer.

- * Pour le même bâtiment en béton armé, le zonage sismique a un effet direct sur la stabilité de la structure. En effet, en Zone III la force sismique est plus élevée par rapport au Zone IIa, ce qui donne une différence de déplacement d'étage.

- * La période fondamentale calculée par RPA 99 /Version 2003 ne change pas dans les deux zones sismiques. Elle est définie en fonction des caractéristiques géométriques de la structure. Cependant, celle calculée par ETABS est élevée dans la zone III par comparaison au Zone IIa. Ce logiciel prend en considération les caractéristiques dynamiques de la structure.

- * La quantité de ferrailage des éléments structuraux, particulièrement des voiles de contreventement est plus élevée en Zone III par rapport au Zone IIa. Les voiles présentent une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des efforts horizontaux et qui sont augmentés dans la Zone III.

- * Le zonage sismique n'a aucun effet sur le type et le ferrailage de fondation.

L'économie est un facteur très important, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Nous avons énormément appris durant ce projet de fin d'études. C'est une expérience qui nous mettra dans peu de temps dans le monde professionnel avec beaucoup de confiance.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'étude et aussi un point de départ pour entamer d'autres études dans la vie professionnelle.

Références

bibliographiques

■ Règlements :

- [1] Règles parasismique Algérienne RPA99 modifié en 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- [2] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93.document technique réglementaire DTR-BC 2-41.
- [3] Charges permanentes et charges d'exploitations DTR.BC 2.2
- [4] BAEL 91modifié 99
- [5] Cours et TD pendant toute notre étude universitaire.
- [6] Béton armé aux états limites selon l'additif du BAEL 91,

■ Livre:

- [7] Calcul des ouvrages en béton armé (RPA2003, CBA93) (Mr : y. Chérait).
- [8] Mémoires des années précédents (Etude de l'effet de zonage sismique sur la Stabilité d'un bâtiment en béton armé -2020- par RANIA MAAROUF ET FATIMA ZOHRA MOUSSAOUI)
- [9] K. Yelles-chaouche Les séismes en Algérie du nord CRAAG Algérie.

■ Site web :

- [10] G. Rancinan (1998). Tremblement de terre à El Asnam, sur www.lexpress.fr, L'Express, 31 décembre (consulté le 13 mai 2010).

■ Logiciel:

- ✓ AUTOCAD 2020 (Dessin).
- ✓ Excel 2016 (Calcul).
- ✓ Word 2016 (Traitement de texte).
- ✓ Power point 2016 (Présentation de mémoire).
- ✓ Paint (Traitement des images)
- ✓ ETABS
- ✓ SOCOTEC

ANNEX

ORGANIGRAMME -1-

Section rectangulaire a l'E.L.U en flexion simple

Cas général

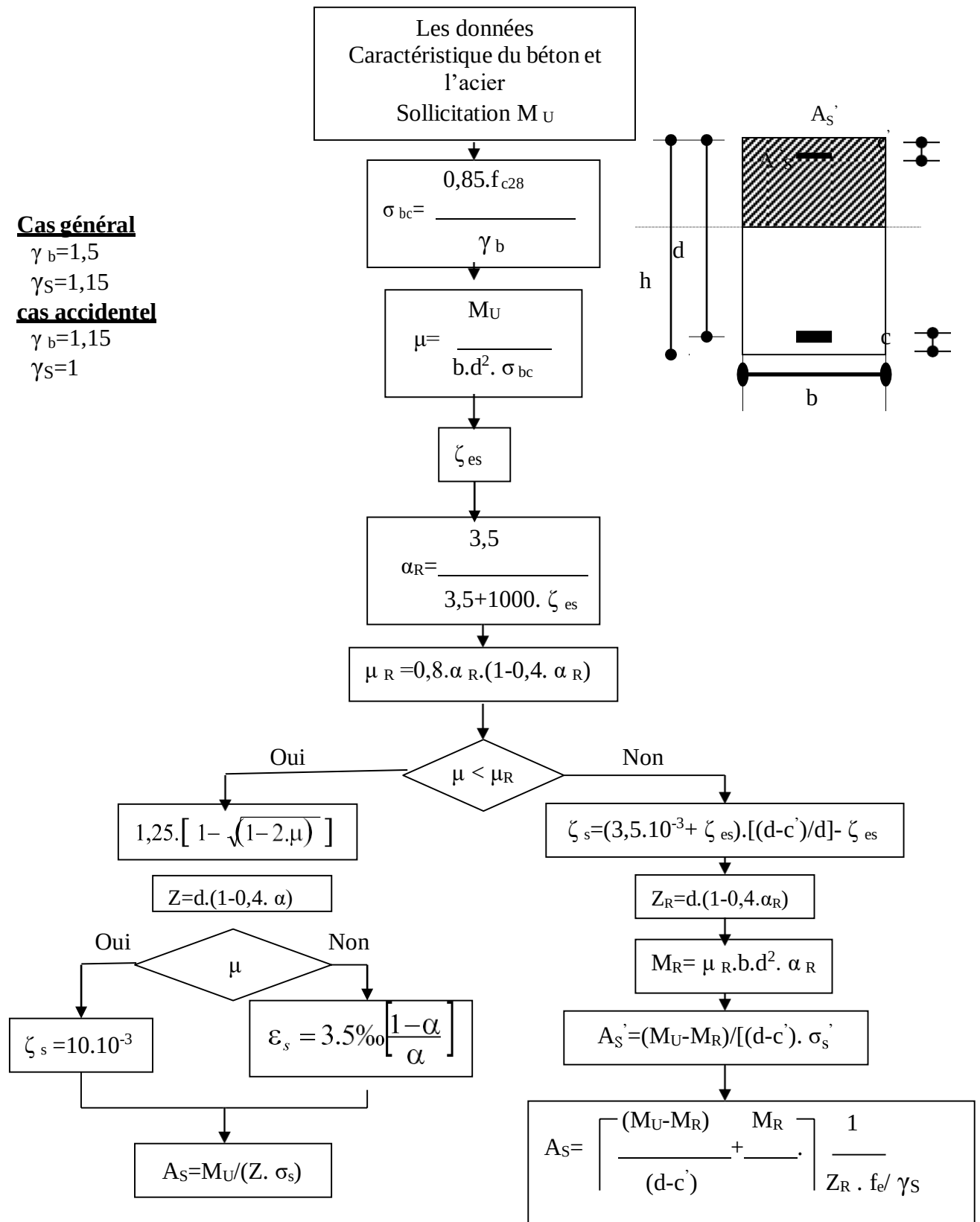
$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

cas accidentel

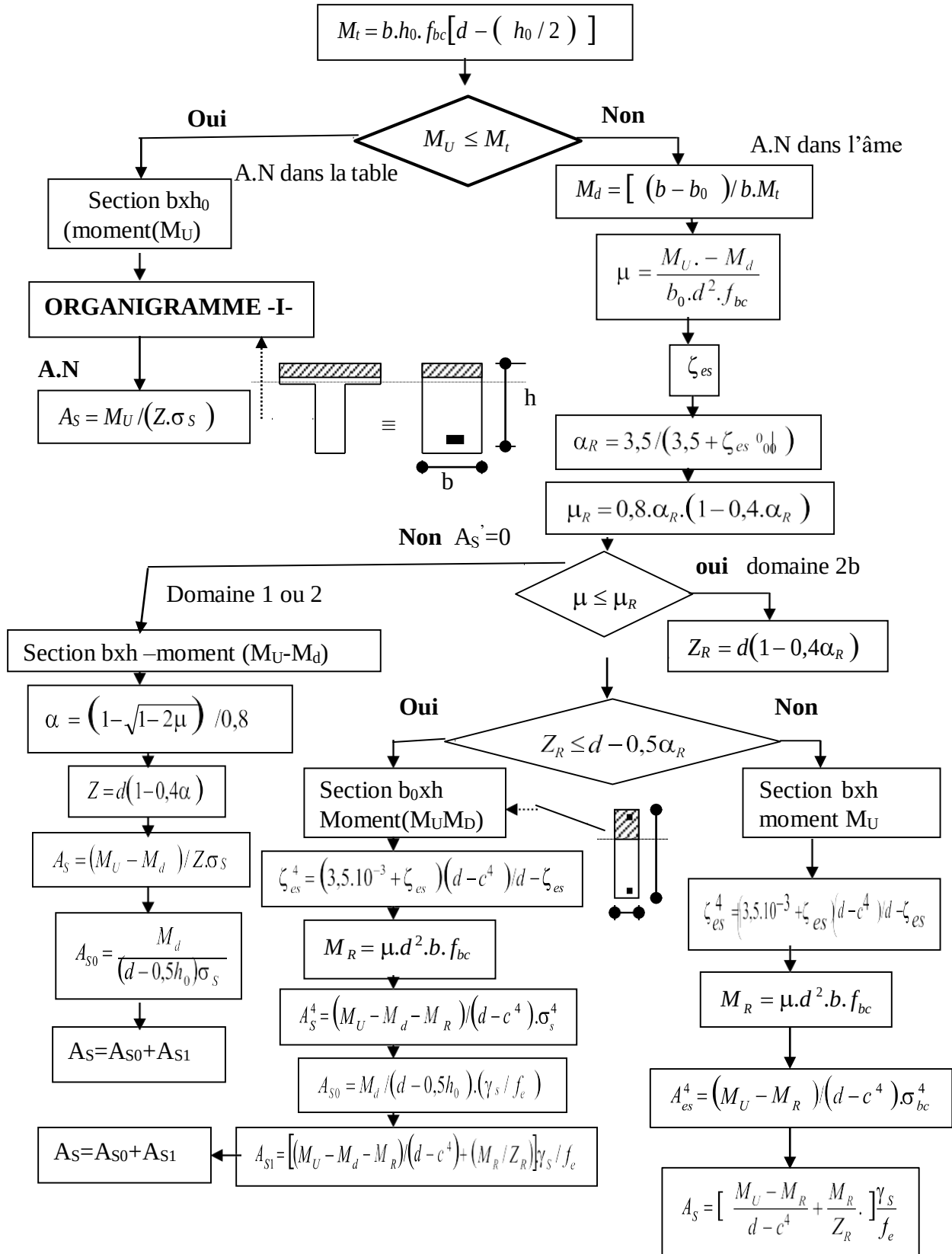
$$\gamma_b = 1,15$$

$$\gamma_s = 1$$



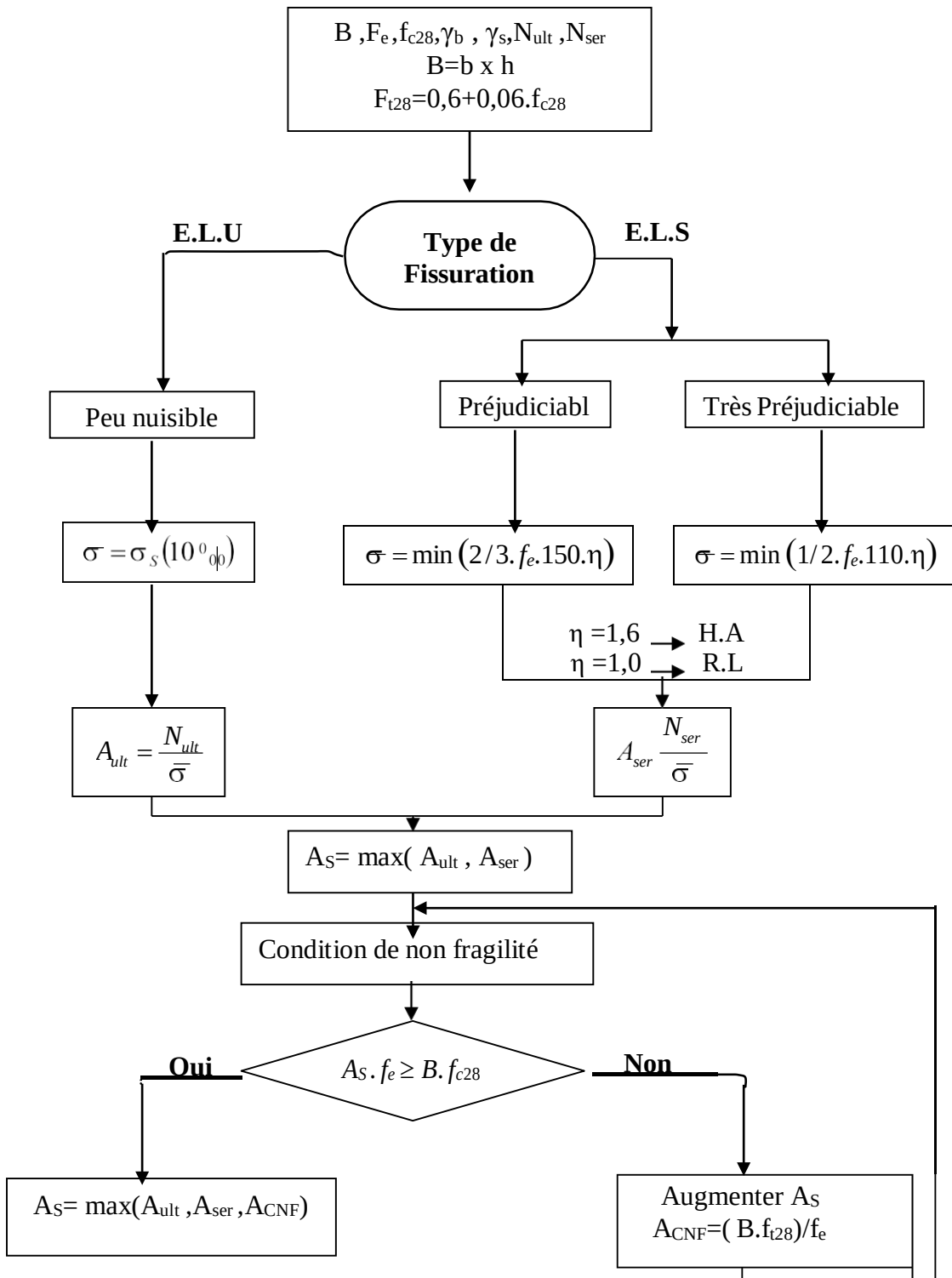
Organigramme -2-

Calcul d'une section en -TE- a l'E.L.U en flexion simple



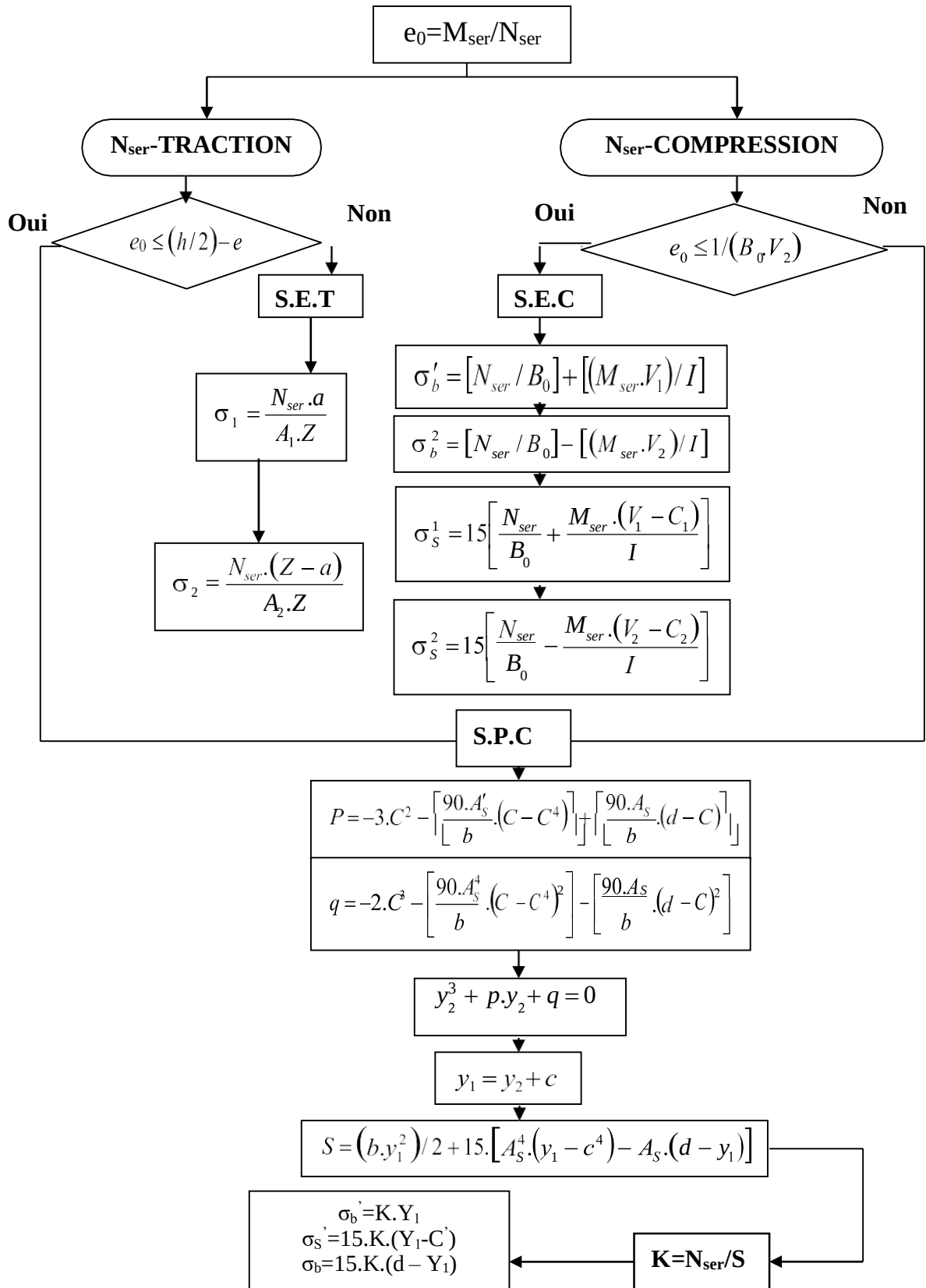
ORGANIGRAMME -3-

Traction simple



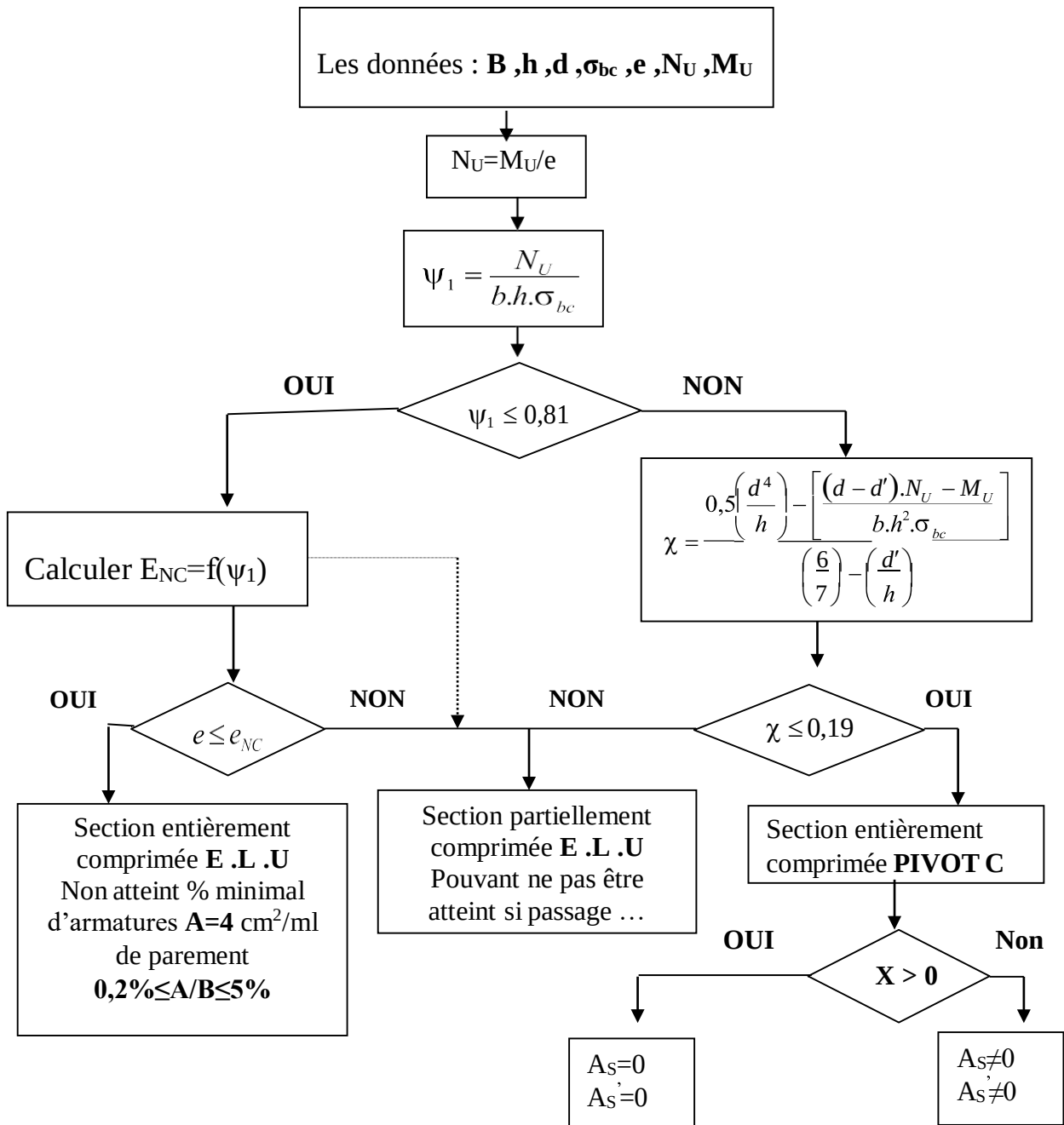
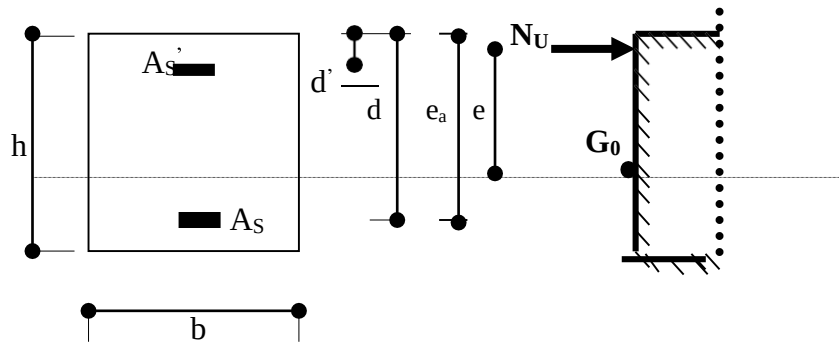
ORGANIGRAMME -4-

Flexion composee à E.L.



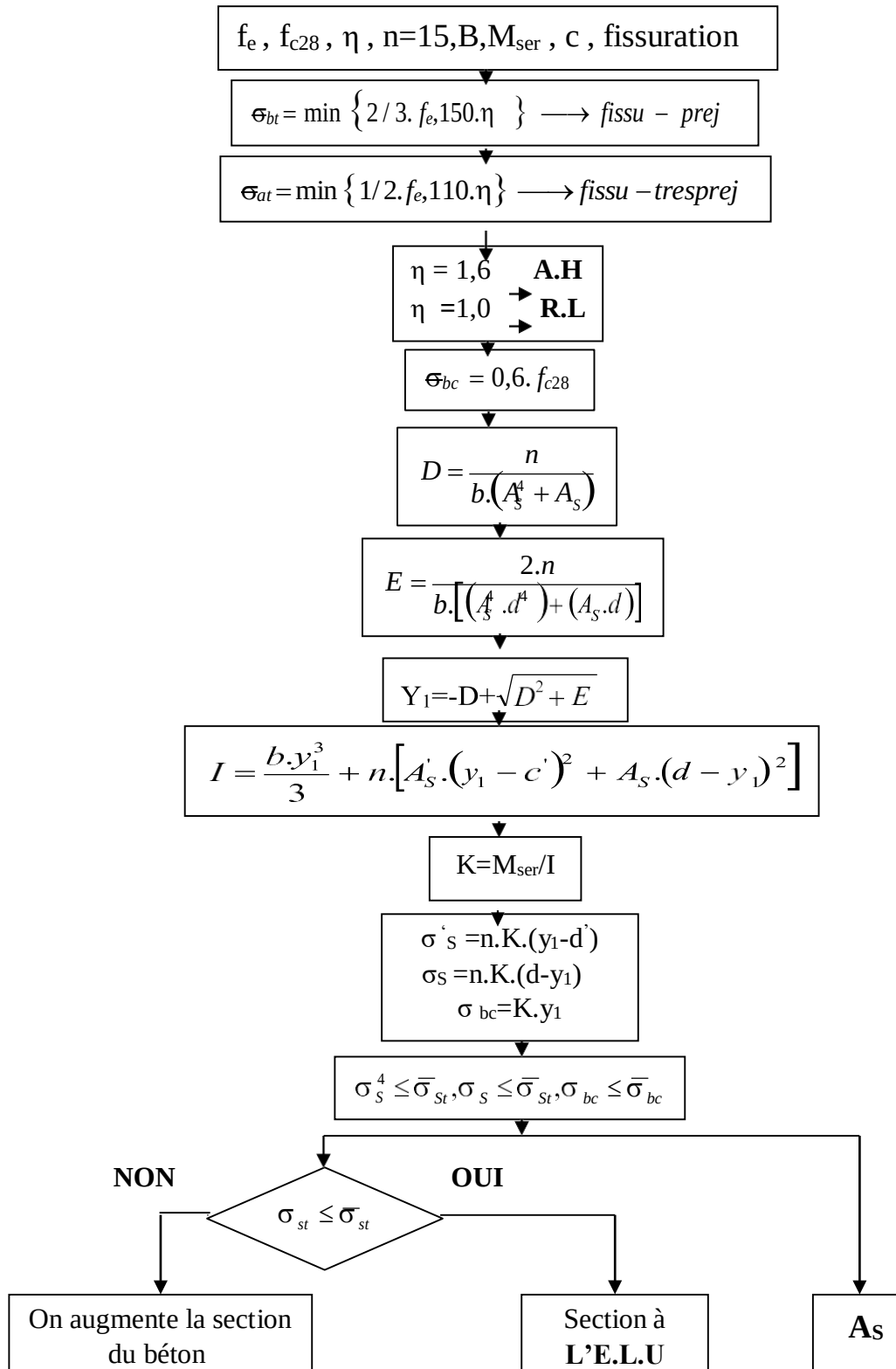
Organigramme -5-

Calcul d'une section rectangulaire A l'E.L.U en flexion composée



Organigramme -6-

Verification d'une section rectangulaire à -l'E.L.U-



Organigramme -7-

Calcul des armatures d' une poutre soumise

A l'effort tranchant

