

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUES
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
UNIVERSITÉ DE BLIDA 1 « SAAD DAHLAB »
جامعة سعد دحلب -البليدة-1
FACULTÉ DE TECHNOLOGIE
كلية التكنولوجيا
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL
دائرة الهندسة المدنية



MÉMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : Structures

Thème :

Analyse d'un bâtiment en R+9 contreventé par des voiles
en béton armé : comparaison des résultats de calcul
obtenus avec les logiciels SAP2000 et ETABS

Présente par :
YAGOB RAYANE
BOUSRDJ RACHA FATMA

Encadré par :
Mme AOUALI NAWEL

Blida, juin 2025

ملخص:

دراسة مبنى (طابق +9) لاستخدام التجاري و السكني.
تتناول هذه الرسالة دراسة مبنى طابق + 9 مُدعم بجدران خرسانية مُسلحة، بمقارنة نتائج الحسابات المُحصلة باستخدام برنامجي ETABS و SAP2000
يقع المبنى في ولاية البليدة. تُصنّف هذه المنطقة كمنطقة زلزالية (6)VI ، مجموعة الاستخدام 2 .
بارتفاع لا يتجاوز 48 مترًا، على أرض مفككة.
هذا الهيكل عبارة عن نظام إنشائي (عمود-عارضة وجدار)، وقد أُجريت القياسات الأولية للعناصر الحاملة وفقًا لمعيار RPA/version2024 و BAEL91.

Abstract :

these: Study of a building (R+9 floor) for commercial and residential use.

This thesis studies a R+9 building braced by reinforced concrete walls, comparing the results obtained using SAP2000 and ETABS software. It is located in the wilaya of BLIDA. This region is classified as a seismic zone (6)VI, usage group 2, with a height not exceeding 48m, on a loose site.

This structure is a structural system (column-beam and wall), and the pre-dimensioning of the load-bearing elements was carried out in accordance with BAEL91 and RPA/version2024.

Résumé:

Thèse : Etude d'un bâtiment (R+9 étage) à usage commercial et habitation .

Le présent mémoire, étudie un bâtiment en R+ 9 contreventé par des voiles en béton armé avec une comparaison des résultats de calcul obtenus avec les logiciels SAP2000 et ETABS . Il est implanté à la wilaya BLIDA. Cette région est classée en zone sismique (6)VI groupe d'usage 2 avec une hauteur qui ne dépasse pas 48m , site meuble .

Cet ouvrage est un système de structure (poteau-poutre et voile), et le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au BAEL91 et RPA/version2024.

REMERCIEMENT

C'est avant tout grâce à <<DIEU LE TOUT PUISSANT >> que ce travail a pu être réalisé. Nous remercions ALLAH le miséricordieux de nous avoir donné le courage la force et la volonté pour la réalisation de ce mémoire.

Nous tenons à remercier en premier lieu notre promotrice Mme AOUALI NAWEL pour son précieux encadrement et sa contribution à l'élaboration de ce travail.

Ainsi que notre famille pour la patience, les encouragements et le soutien qu'ils nous ont donnés tout au long de ce travail.

Enfin nous tenons à remercier toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

Dédicace

Quoi que de plus que de pouvoir partager les meilleurs moments de ma vie avec les êtres qui j'aime. Arrivé au terme de mes études, j'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail :

A ma très chère mère qui m'a donné l'espoir de vivre, et qui m'a soutenu durant toute ma vie, merci maman.

*A mes adorables sœurs **Douaa** et **Fairouz** qui m'ont encouragé et soutenu durant mes études.*

*A mon petit prince **Mohamed Lokman**.*

A toute ma grande famille.

*A mon binôme **Bousradj racha fatma** et sa famille respective.*

A tous ceux que j'aime et je respecte.

*A mes amis : **Manel, Othmane, Sidali, Younes, hadjer, haythem**.*

Sans oublier toute la promotion 2025.

Merci à tous.

Y. Rayane

Dédicace

je dédie ce modeste travail au personne les plus chère :

A ma très chère Mère el à mon cher Père, en témoignage et en gratitude de leurs dévouement, de leurs soutien permanent durant Toutes mes années d'études leurs sacrifices illimités, leurs réconfort moral. Eux qui ont consent tant d'effort pour mon éducation, mon instruction et Pour me voir atteindre ce but Que dieu les protège.

*A mes sœurs : **Yasmine, Manel** et bien sur mon **petit Malikou et Rana.***

*A mon chat **picha.***

*A ma famille : **Naim, Akram, Haithem.***

*A mon binôme **YAGOUB RAYANE**, je lui souhaite une vie pleine de réussite.*

*A mes amies : **Feriel, wahiba, fatima, aida, loudjayna, nadjia, Tarek.***

*Sans oublier toute la promotion **2025.***

Merci à tous.

B.Racha

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	3
I.1. Introduction	4
I.2.Présentation de l'ouvrage	4
I.3.Dimensions de l'ouvrage	4
I.4.Conception de la structure	4
I.4.a. Ossature de l'ouvrage	4
I.4.b. Planchers.....	5
I.4.c. Poteaux.....	6
I.4.d. Poutres.....	6
I.4.e. Classification du bâtiment.....	6
I.4.f. Maçonnerie.....	7
I.4.g. Revêtement.....	7
I.4.h. Escaliers et ascenseurs.....	7
I.4.i. Caractéristiques du sol.....	8
I.4.j.i. Le béton.....	8
I.4.j.ii. Les aciers.....	11
I.5. Règlements et normes utilisés	13
I.6. Les logiciels utilisés	13
I.7. Conclusion	13
Chapitre II : Prédimensionnement des éléments	14
II.1. Introduction	15
II.2. Pré dimensionnement des planchers	15
II.2.a. Plancher à corps creux	15
II.2.b. Planchers à dalle pleine	16
II.3. Balcon	17
II.4. Evaluation des charges et surcharges	17
II.4.1. Plancher terrasse (inaccessible)	17

II.4.2. Plancher étage courant (bureaux)	18
II.4.3. Plancher étage courant (habitation)	19
II.4.4. Mur extérieur (double paroi en briques creuses)	19
II.4.5. Mur de séparation.....	19
II.4.6. Les balcons.....	20
II.5. Pré dimensionnement des poutres	20
II.5.1. Exemples de calcul.....	21
II.5.1.a. Poutres Porteuses.....	21
II.5.1.b Poutres non Porteuses.....	21
II.5.1.c Poutres de chaînage.....	22
II.6. Pré dimensionnement des voiles	22
II.6.1. L'épaisseur.....	23
II.6.2. La longueur.....	23
II.7. L'acrotère	23
II.8. Pré dimensionnement des poteaux	24
II.8.1. Loi de dégression.....	25
II.8.2. Pré-dimensionnement des poteaux	25
II.8.3. Calcul des poteaux.....	27
➤ Poteau central.....	27
➤ Poteau d'angle.....	33
➤ Poteau de rive.....	37
II.8.3.1. Choix final des sections des poteaux.....	42
Chapitre III : Prédimensionnement des éléments secondaires	43
III.1. Introduction	44
III.2. Acrotère	44
III.2.1. Introduction.....	44
III.2.2. Calcul et ferrailage de l'acrotère.....	44
III.2.2.1. Évaluation des charges.....	44
III.2.2.2 Calcul des efforts.....	46
III.2.3. Ferrailage de l'acrotère.....	46
III.2.4. Vérification de la section d'acier selon le BAEL91	47

III.2.5. Armatures de répartition.....	48
III.2.6. Vérification à L'E.L.S	48
III.2.7. Vérification des contraintes.....	49
III.2.8. Vérification à l'effort tranchant	49
III.3. Plancher à corps creux.....	50
III.3.1 Pré dimensionnement des poutrelles.....	50
A. Étude des poutrelles.....	51
B. Dimensions des poutrelles	51
C. Calcul Des Poutrelles	52
III.3.2 Méthode de calcul	54
III.4. Balcons	63
III.4.1. Introduction	63
III.4.2. Évaluation des charges.....	64
III.4.3 Calcul de ferrailage	65
III.4.4. Vérification vis-à-vis de l'ELS.....	66
III.5. L'escalier.....	68
III.5.1 Introduction.....	68
III.5.2. Définition des éléments d'un escalier	68
III.5.3. Détermination des sollicitations.....	71
Chapitre IV : Étude dynamique en zone sismique.....	77
IV.1. Introduction.....	78
IV.2 Étude sismique.....	78
IV.2.1 Modélisation de rigidité.....	78
IV.2.2. Modélisation de la masse.....	78
IV.3 Choix de la méthode du calcul.....	79
IV.3.1 La méthode statique équivalente.....	79
IV.3.2. La méthode d'analyse modale spectrale.....	79
IV.3.2.1. Analyse spectrale.....	79
IV.3.2.2. Effort tranchant à la base	80
IV.3.2.3. Calcul de l'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente	80

IV.4 Résultats de l'analyse sismique	83
IV.4.1 Modèle 01.....	83
IV.4.1.1 Caractéristiques dynamiques propres	84
IV.4.1.2 Constatation.....	84
IV.4.1.3 Vérification de la période numérique de la structure (T numérique)	84
IV.4.1.4 Résultantes des forces sismiques.....	85
IV.4.1.5 Vérification des déplacement inter-étage.....	85
IV.4.1.6 Vérification spécifique aux sollicitation normales.....	87
IV.4.1.7 Vérification des conditions du facteur de comportement R.....	88
IV.4.1.8 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre).....	88
IV.5. Conclusion	90
Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants	93
V.1 Introduction	94
V.2 Ferrailage des poteaux	94
V.2.1 Introduction	94
V.2.2 Combinaison d'action	94
V.2.3 Recommandation selon RPA99 version 2024.....	95
a) -Ferrailage des poteaux	96
1. Situation durable	96
2. Situation accidentelle	97
V.2.4. Choix des armatures	99
1)- choix de ferrailage des poteaux	99
V.2.5. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service	99
V.2 .6 Vérification de L'effort Tranchant	101
V.2.7 Ferrailage transversal des poteaux	103
V.2.8 Longueur de recouvrement	105
V.2.9 Schéma de ferrailage des poteaux	106
V.3 Ferrailage des poutres	107
V.3.1 Introduction	107
V.3.2 Recommandations selon RPA99 version 2024.....	107
V.3.3 Calcul de ferrailage.....	108

1. Sens porteur	108
2. Sens non porteur	109
3. Sens poutre de chaînage	110
V.3.4 Choix des armatures	111
V.3.5 Condition de non fragilité	112
V.3.6 Vérification vis à vis de l'ELS	112
V.3.7 Recouvrement des armatures longitudinales	115
V.3.8 Arrêt des barres	115
V.3.9 Vérification de la flèche	116
V. 3.10 Schéma de ferrailage des poutres	117
V.4 Ferrailage des voiles.....	119
V.4.1. Généralités	119
V.4.2. Exemple de calcul voile RDC en béton armé.....	119
1) Dimensionnements des voiles	119
V.4.3. Présentation des résultats pour le reste des voiles du bâtiment.....	120
V.4.4. Evaluation de l'effort normal réduit.....	120
V.4.5. Evaluation des diagrammes des moments de calcul (ferrailage)	121
V.4.6. Evaluation de la hauteur(hcr)de la zone critique du voile.....	121
V.4.7. Exigences de ductilité pour la zone critique.....	122
a) Dimensions des éléments de rive confinés.....	122
b) Calcul des armatures longitudinales dans les éléments de rive.....	122
c) Vérification du pourcentage minimal des armatures longitudinales dans les éléments de rive.....	123
d) Armatures transversales dans les éléments de rive.....	123
e) Vérification de la contrainte de cisaillement.....	123
V.4.8. Ferrailage de l'âme du voile.....	123
a) Ferrailage horizontal dans l'âme du voile.....	123
b) Ferrailage vertical.....	124

V.4.9. Vérification de la condition de ductilité locale.....	124
V.4.10. Choix de ferrailage.....	127
VI.4.10 Exemple ferrailage voiles.....	127
Chapitres VI : Étude des fondations.....	128
VI.1. Introduction.....	129
VI.2 Choix de type de fondation.....	129
VI.3. Calcul des fondations.....	129
VI.3.1. Semelle isolée.....	130
VI.3.2. Semelles filantes.....	131
VI.3.3. Radier Générale.....	133
VI.3.3.1 Introduction.....	133
VI.3.3.2 Pré dimensionnement de radier nervure.....	133
VI.3.3.3 Caractéristiques Géométriques Du Radier.....	135
VI.3.3.4 Vérification de la stabilité du radier.....	135
VI.3.3.5 Ferrailage du radier.....	139
VI.3.3.6 Ferrailage de la dalle du radier.....	139
a. Détermination des efforts.....	139
b. Valeur de la pression sous radier.....	140
c. Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($v = 0$).....	140
d. Calcule des moments.....	140
e. Calcul du ferrailage.....	141
f. Vérifications nécessaires.....	141
g. Schéma ferrailage.....	142
VI.3.3.7 Ferrailage des nervures.....	142
VI.3.3.8 Ferrailage du Débord.....	146
Chapitres VII : Étude comparative.....	149
VII.1. Introduction.....	150
VII.2. Objectif de l'étude comparative.....	150
VII.3. Présentation du logiciel SAP2000.....	150
VII.3.a. Description du logiciel.....	150

VII.3.b. Généralité sur le logiciel.....	150
VII.4. Présentation du logiciel ETABS18	151
VII.4.a. Description du logiciel.....	151
VII.4.b. Généralité sur le logiciel.....	152
VII.5. Liste des résultats à comparer	152
VII.6. Observation sur les résultats	163
VII.7. Interprétations des résultats.....	163
VII.8. Conclusion.....	164
Conclusion générale.....	165
Références bibliographiques.....	166
Annexes	

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.
- C : Cohésion.
- Q_{adm} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- PC : Pression de consolidation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- 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 : Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- 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 à 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.
- K : Coefficient de raideur de sol.

- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- A_g : Section transversale du voile.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène
- δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).
- A_{cv} : Section brute du béton par mètre linéaire limité par l'épaisseur de l'âme.
- Φ : Coefficient de sécurité.
- α_c : Coefficient dépendant de l'élancement du mur.
- ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans lame du mur.
- ρ_h : Pourcentage des armatures horizontales dans lame du mur.
- ρ_n : Pourcentage nominale des armatures dans lame du mur.
- h_w : Hauteur totale du voile.
- l_w : Longueur du mur en plan.
- δ_u : Déplacement du voile au sommet.
- I_g : Moment d'inertie du voile.
- H_{cr} : Hauteur de la zone critique.
- L_{bz} : Longueur de la zone de confinement.
- T_{bz} : Dimensions des raidisseurs

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Schéma plancher à corps creux.....	5
Figure I.2 : Schéma plancher en dalle pleine.....	6
Figure I.3 : Brique creuse.....	7
Figure I.4 : Schéma escalier a volées droites avec paliers.....	7
Figure I.5 : Diagramme contrainte-déformation a l'ELU.....	10
Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation a l'ELS.....	10
Figure I.7 : Diagramme contrainte-déformation a l'ELU.....	12
Figure II.1 : Schéma plancher en dalle pleine.....	15
Figure II.2 : Coupe d'un plancher en corps creux (Plancher terrasse)	18
Figure II.3 : Coupe d'un plancher en corps creux (Plancher courant)	18
Figure II.4 : schéma du voile.....	22
Figure II.5 : Dimensions de l'acrotère.....	24
Figure II.6 : Section réduite du poteau rectangulaire.....	26
Figure II.7 : Surface reprise par le poteau central (B-3)	27
Figure II.8 : Surface reprise par le poteau d'angle (F-4)	33
Figure II.9 : Surface reprise par le poteau de rive (F-4)	37
Figure III.1 : Charges et surcharges agissent sur l'acrotère.....	45
Figure III.2 : Diagramme des efforts à l'ELU.....	46
Figure III.3 : Ferrailage de l'acrotère.....	46
Figure III.4 : Distance de l'axe neutre.....	48
Figure III.5 : Disposition des armatures dans l'acrotère.....	49
Figure III.6 : Ferrailage de l'acrotère.....	50
Figure III.7 : plancher à corps creux.....	50
Figure III.8 : Dimensions De La Poutrelle.....	51
Figure III.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	56
Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	56
Figure III.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	57
Figure III.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.....	57
Figure III.13 : Ferrailage des poutrelles.....	63

Figure III.14 : Schéma statistique du balcon.....	64
Figure III. 15 : Ferrailage du balcon.....	67
Figure III.16 : Éléments d'un escalier	68
Figure III.17 : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant d'escalier à l'ELU.....	71
Figure III.18 : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant d'escalier à l'ELS.....	72
Figure III.19 : Ferrailage d'escalier.....	76
Figure IV.1 : Spectre de réponse.....	80
Figure IV.2 : Vue en 3D.....	84
Figure IV.3 : Vue en plan du modèle 01 (RDC)	84
Figure IV.4 : Le 1er mode translation suivant l'axe Y-Y.....	86
Figure IV.5 : Le 2ème mode translation suivant l'axe X-X.....	86
Figure IV.6 : Le 3ème mode rotation suivant l'axe Z-Z.....	87
Figure V.1 : Schéma de ferrailage des poteaux zone nodale et courante.....	106
Figure V.2 : Arrêt des barres.....	116
Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poutres porteuses.....	117
Figure V.4 : Schéma de ferrailage des poutres non porteuses.....	118
Figure V.5 : Schéma de ferrailage des poutres chainages.....	118
Figure V.6 : Coupe de voile en élévation.....	119
Figure V.7 : plan de repérage des voiles.....	120
Figure V.8 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant.....	121
Figures VI.9 : Exemple ferrailage des voiles.....	127
Figures VI.1 : Semelles isolée sous poteaux.....	130
Figures VI.2 : Semelles filantes.....	132
Figures VI.3 : Radier.....	133
Figures VI.4 : Schéma statique du bâtiment.....	136
Figures VI.5 : Contraintes sous le radier.....	137
Figure VI.6 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier sens (x-x,y-y).....	142
Figures VI.7 : Schéma de ferrailage des nervures.....	145
Figures VI. 8 : Diagramme des Moments.....	146
Figures VI. 9 : Ferrailage du Débord.....	148

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Nuance d'acier avec la limite élastique.....	11
Tableau II.1 : Évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.....	17
Tableau II.2 : Évaluation des charges du plancher étage courant.....	18
Tableau II.3 : Évaluation des charges du plancher étage courant.....	19
Tableau II.4 : Évaluation des charges des murs extérieur.....	19
Tableau II.5 : Évaluation des charges des murs de séparation.....	19
Tableau II.6 : Évaluation des charges des balcons.....	20
Tableau II.7 : Dégression des surcharges pour le poteau central (B-3)	28
Tableau II.8 : Descente des charges sur le poteau central (B-3)	29
Tableau II.9 : Choix des sections du poteau central (B-3)	30
Tableau II.10 : Vérification du critère de résistance du poteau central (B-3)	31
Tableau II.11 : Vérification de l'effort normal réduit du poteau central (B-3)	32
Tableau II.12 : Augmentation des sections du poteau central (B-3)	32
Tableau II.13 : Dégression des surcharges pour le poteau d'angle (F-4)	33
Tableau II.14 : Descente des charges sur le poteau d'angle (F-4)	34
Tableau II.15 : Choix des sections des poteaux d'angle (F-4)	35
Tableau II.16 : Vérification du critère de résistance du poteau d'angle (F-4)	36
Tableau II.17 : Vérification de l'effort normal réduit du poteau d'angle (F-4)	36
Tableau II.18 : Dégression des surcharges pour le poteau de rive (F-4)	38
Tableau II.19 : Descente des charges sur le poteau de rive (F-4)	38
Tableau II.20 : Choix des sections du poteau de rive (F-4)	40
Tableau II.21 : Vérification du critère de résistance du poteau de rive (F-4)	40
Tableau II.22 : Vérification de l'effort normal réduit du poteau de rive (F-4)	41
Tableau II.23 : Augmentation des sections du poteau de rive (F-4)	41
Tableau II.24 : Tableau final des sections des poteaux.....	42
Tableau III.1 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.....	58
Tableau III.2 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	58

Tableau III.3 : Vérification de la contrainte du béton.....	60
Tableau III.4 : Ferrailage du balcon.....	66
Tableau III.5 : Vérification des contraintes.....	67
Tableau III.6 : Les charges de palier	70
Tableau III.7 : Les charges de la volée.....	70
Tableau III.8 : Charges a l'ELU et l'ELS.....	71
Tableau III.9: Ferrailage de l'escalier.....	73
Tableau III.10 : Vérification des contraintes.....	75
Tableau III.11: Vérification de la flèche de l'escalier.....	76
Tableau III.12: Résultats de la flèche.....	76
Tableau IV.1: Valeurs des pénalités P_q	83
Tableau IV.2 : Participation massique du modèle 01.....	85
Tableau IV.3 : Vérification de la force sismique (statique et dynamique)	87
Tableau IV. 4 : Vérification des déplacements inter-étage du modèle 01 selon l'axe (X-X) ...	88
Tableau IV. 5 : Vérification des déplacements inter-étage du modèle 01 selon l'axe (Y-Y) ...	89
Tableau IV. 6 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux.....	90
Tableau IV.7: Vérification l'effet $P-\Delta$ inter étages du modèle final selon l'axe (x-x)	91
Tableau IV.8: Vérification l'effet $P-\Delta$ inter étages du modèle final selon l'axe (y-y)	92
Tableau V.1: Caractéristiques du béton et de l'acier.....	94
Tableau V. 2: Ferrailages des poteaux en situation durable (N^{\max} , M^{corr})	96
Tableau V. 3: Ferrailages des poteaux en situation durable (N^{\min} , M^{corr})	96
Tableau V. 4: Ferrailages des poteaux en situation durable (M^{\max} , N^{corr})	97
Tableau V. 5: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})	97
Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr})	98
Tableau V. 7 : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})	98
Tableau V. 6 : Choix des armatures des poteaux.....	99

Tableau V. 7: Vérification des contraintes pour les poteaux ($N^{\text{Max}}, M^{\text{corr}}$)	100
Tableau V. 8 : Vérification des contraintes pour les poteaux ($N^{\text{min}}, M^{\text{corr}}$)	100
Tableau V. 9: Vérification des contraintes pour les poteaux ($M^{\text{max}}, N^{\text{corr}}$)	101
Tableau V. 10 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	102
Tableau V. 11 : Espacement maximales selon RPA99 des poteaux.....	105
Tableau V. 12 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	105
Tableau V. 13 : Ferrailage des poutres porteuses 35x40.....	108
Tableau V. 14 : Ferrailage des poutres porteuses 35x40.....	109
Tableau V. 15 : Ferrailage des poutres non porteuses 30x35.....	109
Tableau V. 16 : Ferrailage des poutres non porteuses 30x35.....	110
Tableau V. 19 : Ferrailage des poutres de chaînage 25x35.....	110
Tableau V.20 : Ferrailage des poutres de chaînage 25x35.....	111
Tableau V.21: Choix des armatures pour les poutres porteuses 35x40.....	111
Tableau V.22 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x35.....	111
Tableau V.23 : Choix des armatures pour les poutres de chaînage 25x35.....	112
Tableau V.24: Vérification de la condition de non fragilité.....	112
Tableau V.25: Vérification des poutres (35x45) à l'ELS.....	113
Tableau V.26: Vérification des poutres (30X35) à l'ELS.....	113
Tableau V.27 : Vérification des poutres (25X35) à l'ELS.....	113
Tableau V.28: Vérification de la contrainte de cisaillement.....	114
Tableau V.29: Calcul des armatures transversales.....	115
Tableau V.30: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....	117
Tableau V. 31 : Choix des barres pour le ferrailage horizontal.....	124
Tableau V. 32 : Choix de ferrailage de voile.....	127
Tableau VI.1 : caractéristiques géométriques du radier.....	135

Tableau VI.2: Contraintes sous le radier à l'E.L.U.....	138
Tableau VI.3: Contraintes sous le radier à l'E.L.S.....	138
Tableau VI.4: Calcul des moments à l'ELU.....	140
Tableau VI.5: Calcul des moments à l'ELS.....	140
Tableau VI.6: Ferrailage des panneaux du radier.....	141
Tableau VI.7: Vérification des contraintes à l'E.L.S.....	141
Tableau VI.8: Ferrailage des nervures.....	142
Tableau VI.9: Vérification des contraintes à l'E.L.S.....	143
Tableau VI. 10 : Ferrailage du débord.....	147
Tableau VI.11 : Vérification des contraintes du débord.....	147
Tableau VII.1 : caractéristiques structurelles.....	153
Tableau VII.2 : Paramètres utilisés pour l'étude sismiques.....	153
Tableau VII.3 : la force sismique total.....	154
Tableau VII.4 : Participation massique du modèle 01.....	154
Tableau VII.5 : Participation massique du modèle 01 (SAP2000)	155
Tableau VII.6 : Vérification de la force sismique (statique et dynamique)	156
Tableau VII. 7 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux.....	157
Tableau VII. 8 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux.....	158
Tableau VII. 9 : Vérification des déplacements selon l'axe (X-X)	159
Tableau VII. 10 : Vérification des déplacements inter-étage selon l'axe (Y-Y)	159
Tableau VII.11 : Vérification l'effet P- Δ selon l'axe (X-X)	161
Tableau VII.12 : Vérification l'effet P- Δ selon l'axe (Y-Y)	162

Introduction générale

Introduction générale

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation 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 la sécurité des usagers et la protection de l'environnement.

Un ouvrage doit être conçu de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation une sécurité appropriée vis-à-vis de sa ruine, et garder un bon comportement en service vis-à-vis de sa durabilité, son aspect architectural ou encore le confort de ses usagers.

Pour atteindre un tel objectif, l'ingénieur ne doit pas se contenter d'appliquer seulement les règlements, mais la compréhension des facteurs déterminant le comportement de la structure est fondamentale.

Les différentes études et règlements préconisent des divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol. Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au domaine de Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+9 la structure est soumise à un spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2024, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel EABS18 et SAP2000.

Le travail est réalisé selon le plan de travail suivant :

- Le premier chapitre, qui consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments secondaire.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude d'étude dynamique en zone sismique.

Introduction générale

- Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments principaux.
- Le sixième chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.
- Le dernier chapitre, on termine par une conclusion générale qui synthétise le travail.

La durabilité des constructions en béton armé dépend de leur comportement face aux conditions climatiques et environnementales qui existent dans les milieux où ils sont construits. Ces ouvrages sont souvent exposés à de nombreuses agressions physico-chimiques auxquelles ils doivent résister afin de remplir de façon satisfaisante pendant leur période d'utilisation, toutes les fonctions pour lesquelles ils ont été conçus. Lorsqu'ils ne peuvent résister à ces agressions, des désordres dont le plus fréquent est la corrosion des armatures apparaissent dans le béton de ces structures. Ces désordres sont généralement dus à des défauts de conception, à une mauvaise mise en œuvre ou à des causes accidentelles ; ils hypothèquent la durabilité, la résistance et la stabilité des ouvrages et peuvent entraîner leur dégradation, leur ruine

Bien conçu et mis en œuvre suivant les règles de l'art, le béton offre aux armatures une protection à la fois physique et chimique. L'enrobage assure la protection physique en jouant un rôle de barrière vis-à-vis de l'environnement. Sa qualité (compacité, teneur en ciment, imperméabilité, etc.) et son épaisseur (3cm en milieu non agressif et 5cm en milieu marin) sont des facteurs essentiels à la bonne tenue des armatures face à la corrosion.

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction

Notre projet de fin d'étude consiste à dimensionner et étudier un bâtiment en RDC + 9 étages. Cet ouvrage est implanté à BLIDA dans la wilaya de BLIDA, classer en zone sismique VI (forte sismicité) selon le règlement parasismique algérien RPA V 2024.

Notre étude comporte quatre grandes parties :

- ✓ Le pré dimensionnement et le calcul des éléments principales et secondaires.
- ✓ L'étude sismique du bâtiment.
- ✓ Le ferrailage des éléments principaux et secondaires.
- ✓ L'étude de l'infrastructure.
- ✓ Etude comparative entre les résultats du logiciel ETABS et SAP2000.

Les calculs sont effectués de manière à respecter :

- Le règlement parasismique algérien RPA version 2024.
- Le BAEL 91 modifiée 99.
- C.B.A93.

I.2.Présentation de l'ouvrage

Ce bâtiment est un bâtiment à BLIDA qui se trouve en BLIDA dans la wilaya de BLIDA .

Le bâtiment est composé :

- ✓ D'un RDC
- ✓ 8 étages à usage service
- ✓ Le dernier étage à usage d'habitations.
- ✓ Une terrasse inaccessible.

I.3.Dimensions de l'ouvrage

- Hauteur totale du bâtiment $H_t= 31.62m$.
- Hauteur rez-de-chaussée $H_{RDC}=4.08m$.
- Hauteur de l'étage courant..... $H_E=3.06m$.
- Longueur totale en plan $L=21.57m$.
- Largeur totale en plan $L=13.9m$.

I.4.Conception de la structure

I.4.a. Ossature de l'ouvrage :

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

I.4.b. Planchers :

On va travailler avec 2 types de planchers :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

- **Planchers corps creux :**

Ce type de plancher est constituée de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60 cm de corps creux (polystyrène) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 ou 5 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du cout de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

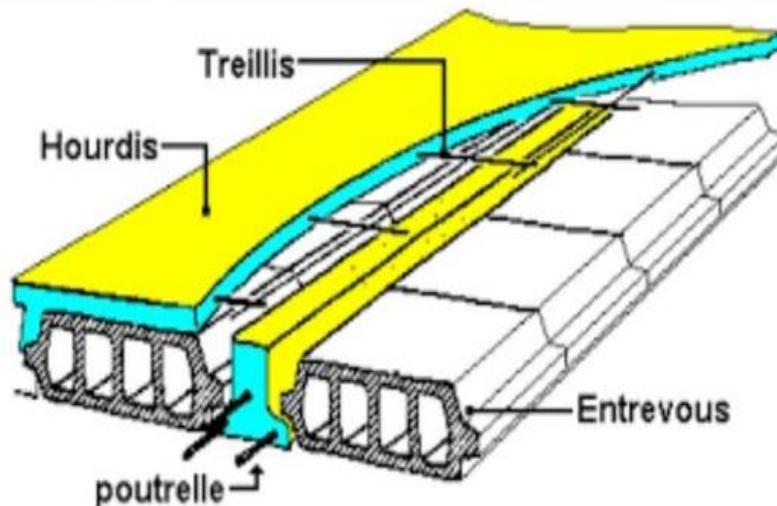


Figure I.1 : Schéma plancher à corps creux.

• Planchers dalle pleine :

Pour certaines zones, les dalles pleines sont choisies à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

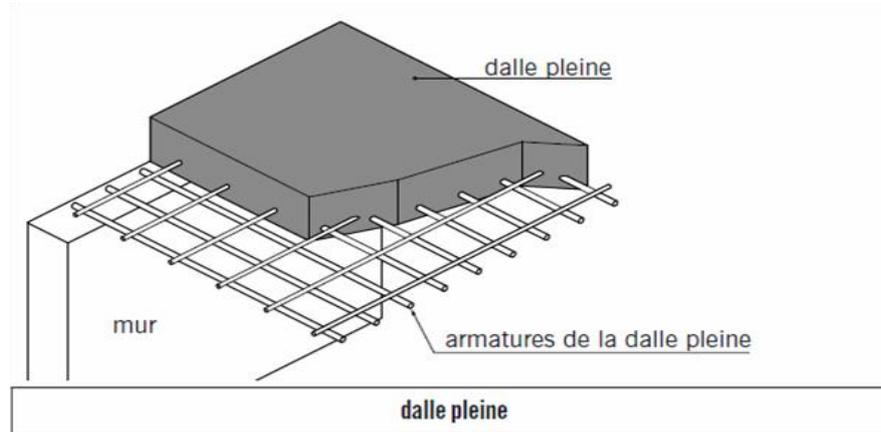


Figure I.2 : Schéma plancher en dalle pleine.

I.4.c. Poteaux :

Les poteaux sont les éléments verticaux de l'ossature du bâtiment qui supportent principalement un effort normal de compression.

Dans notre cas on va travailler par deux types de poteaux :

- Poteau carré.

I.4.d. Poutres :

Notre structure comporte trois types de poutres dans chaque plancher :

- Poutres principales.
- Poutres secondaires.
- Poutres de chaînage.

I.4.e. Classification du bâtiment :

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le groupe 1B selon le RPA, car il est un ouvrage de grande importance pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes.

I.4.f. Maçonnerie :

- **Murs extérieurs** : ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm.
- **Murs intérieurs** : ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

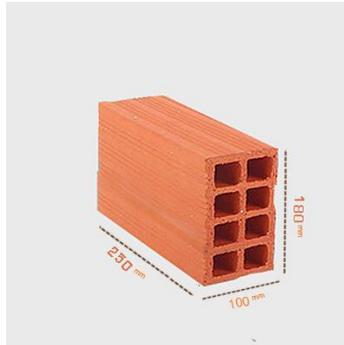


Figure I.3 : Brique creuse.

I.4.g. Revêtement :

Le revêtement est constitué de :

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

I.4.h. Escaliers et ascenseurs :

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagés.

On a un seul type d'escalier :

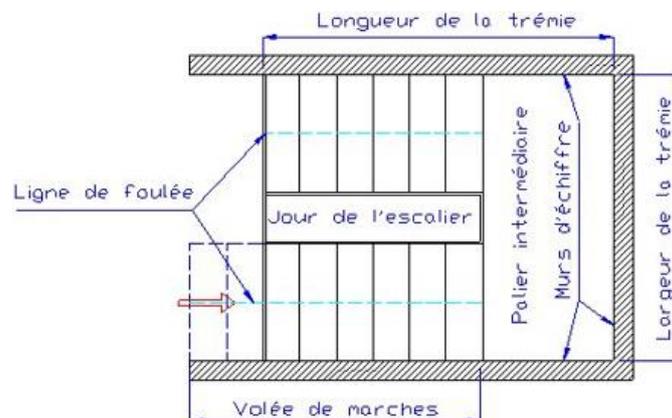


Figure I.4 : Schéma escalier a volées droites avec paliers.

Vu la hauteur importante de ce bâtiment la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages elle comporte une cage d'ascenseur du rez-de-chaussée au 9ème étages.

I.4.i. Caractéristiques du sol :

La structure est implantée sur un sol ferme.

I.4.j. Caractéristiques des matériaux :

Les matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé BAEL91/99.

I.4.j.i. Le béton :

1) Composition du béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et de l'eau.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir:

- Une résistance mécanique élevée.
- Un retrait minimum.
- Une bonne tenue dans le temps (durabilité).

2) Résistances du béton :

• Résistances à la compression [2] :

Le béton est défini par sa résistance à la compression a 28 jours cette dernière est notée par f_{c28} , selon le BAEL91 [2] :

Pour $j < 28j$: $f_{cj} = (j/4.76+0.83j) \cdot f_{c28}$ pour $f \leq 40\text{MPa}$

$f_{cj} = (j/1.4+0.95j) \cdot f_{c28}$ pour $f > 40\text{MPa}$

Pour $j = 28j$:

$$f_{cj} = f_{c28}$$

Pour $j > 28j$:

$$f_{cj} = 1.1 \cdot f_{c28}$$

La résistance de notre béton est prise égale à $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ elle est mesurée par compression axiale de cylindres d'un diamètre de 16 cm et de hauteur de 32 cm (section 200 cm²).

• Résistances à la traction :

Elle est déterminée par plusieurs essais, La résistance caractéristique à la traction est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28} \text{ (MPa) [2]}$$

Pour le cas de notre structure on utilise le même dosage en béton avec une résistance caractéristique à la compression f_{c28} et à la traction f_{t28} telle que :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa donc } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

3) Module de déformation longitudinale [2] :

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée d'application.

• Module de déformation instantanée E_{ij} :

Pour les charges à courte durée :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt{f_{c,j}} \dots \dots \dots E_{i28} = 32164.195 \text{ MPa}$$

• Module de déformation longitudinale différée E_{vj} :

Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt{f_{c,j}} \dots \dots \dots E_{v28} = 10818.865 \text{ MPa}$$

4) Coefficient de poisson [2] :

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation Longitudinale. Dans les calculs, le coefficient de Poisson est égal à :

ELU : $\nu = 0$ calcul des sollicitations (béton fissuré).

ELS : $\nu = 0.2$ calcul des déformations (béton non fissuré).

5) Poids volumiques :

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

6) Les contraintes limites :

• Les contraintes à l'état limite ultime ELU [2] :

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage ; dans ce cas, la contrainte est définie par :

$$f_{bu} = 0.85 \times f_{c,j} / \gamma_b \times \theta$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité .

- $\gamma_b = 1.5$ cas des situations durables ou transitoires $f_{bu} = 14.16$ MPa
 - $\gamma_b = 1.15$ cas des situations accidentelles $f_{bu} = 18.47$ MPa
- θ : coefficient qui dépend de la durée d'application des charges .
- $\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h.
 - $\theta = 0.9$ dans le cas contraire.

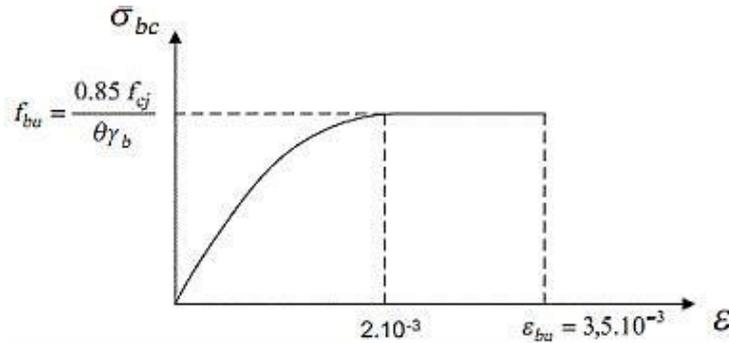


Figure I.5 : Diagramme contrainte-déformation à l'ELU.

• Les contraintes à l'état limite de service ELS [2] :

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

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

$$: \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$$

Avec : $\sigma_{bc}^- = 0.6 \cdot f_{c28} = 15$ MPa

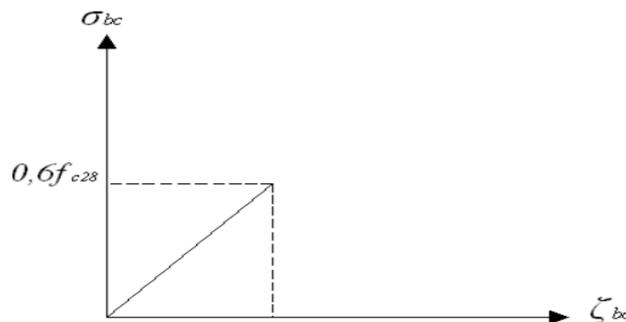


Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation à l'ELS.

I.4.j.ii. Les aciers :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

1) Les différents types d'aciers [2] :

– Les ronds lisses (R.L) : Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50mm.

– Les aciers à haute adhérence (H.A) : Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 et même diamètre que les R L. Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE500 de type 1.

– Treillis soudés : Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

Tableau. I.1 : Nuance d'acier avec la limite élastique

Type	Nuance	Fe(Mpa)
Rond lisse	Fe E220	220
	Fe E240	240
Haute adhérence	Fe E400	400
	Fe E500	500

2) Module d'élasticité des aciers [2] :

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 de l'acier $E_s = 2,10 \cdot 10^5$ MPa.

3) Les contraintes limites :

• Les contraintes à l'état limite ultime ELU [2] :

$\sigma_s = f_e / \gamma_s$: contrainte limite élastique.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1.15$ en cas de situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1.00$ en cas de situations accidentelles.

et :

$\sigma_s = 434.78$ En situation durable.

$\sigma_s = 500$ En situation accidentelle.

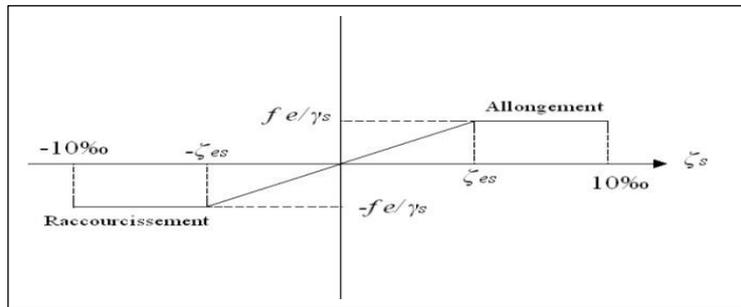


Figure I.7 : Diagramme contrainte-déformation a l'ELU.

• Les contraintes à l'état limite de service ELS [2] :

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{bc} \dots \dots \dots = \xi = \min (2/3 f_e ; \max (0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_t}))$.
- Fissuration très préjudiciable $\sigma_{bc} \leq \sigma_{st} = 0,8 \xi$.

η : Coefficient de fissuration.

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

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

Avec : $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

4) Le coefficient d'équivalence [2] :

Le coefficient d'équivalence noté n est le rapport : $n = \epsilon_b / \epsilon_s = 15$

n : le coefficient d'équivalence.

ϵ_s : module de déformation de l'acier. E

b : module de déformation du béton .

5) Conclusion :

On a opté pour un béton de résistance de 25 MPa et des aciers de nuance 500 MPa au lieu de 400 MPa car ce dernier n'est plus disponible dans le marché depuis des années.

I.5. Règlements et normes utilisés :

Notre étude est élaborée et établie suivant les règles de calcul et de conception qui sont mise en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA 93.
- Le RPA version 2024.
- Le BAEL 91.
- DTR BC.2.2. I.6.

I.6. Les logiciels utilisés :

- ETABS : pour la modélisation de la structure.
- SAP 2000.
- AUTOCAD : pour les dessins des plans.
- Socotec : pour le ferrailage
- Expert : pour le ferrailage

Chapitre II :
Pré dimensionnement des
éléments structuraux

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape très importante dans un Project de génie civil.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment le **RPA 2024**, **BAEL 91 modifié 99** et **CBA 93 (règles de conception et de calcul des structures en béton armé)**.

Le pré-dimensionnement de ces éléments est présenté dans les paragraphes subséquents.

II.2. Pré dimensionnement des planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et peuvent repose sur 2,3 ou 4 appuis.

Ils sont conçus afin de supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et assurer l'isolation thermique et phonique.

Lorsqu'on veut dimensionner la structure, lors de l'avant-projet ou pour la descente de charge, Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux en partie courante.
- Dalle pleine pour les balcons et certaine partie des planchers.

II.2.a. Plancher à corps creux

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux sur la figure ci-dessous.

- Les corps creux ou "entrevous"
- Les poutrelles en béton armé ou précontraint
- Une dalle de compression armée ou "hourdis" coulée sur les entrevous.

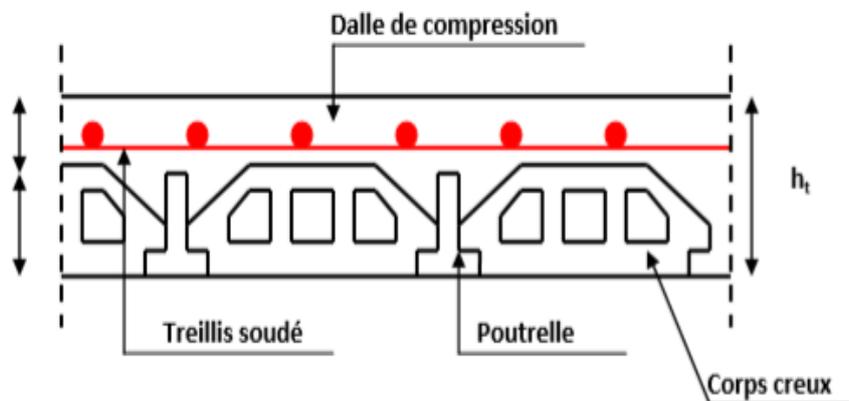


Figure II.1 : Schéma plancher en dalle pleine.

La hauteur du plancher ht doit vérifier la condition de la flèche suivante :

$$ht \geq L_{\max} / 22.5 \dots\dots\dots(\text{condition de la flèche selon le BAEL99}) [2]$$

Avec :

L_{\max} : longueur entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles

ht : hauteur totale du plancher

L'entre axe verticale est de : 4.90m.

L'entre axe horizontale est de : 4.75 m.

D'ici on peut constater que le sens porteur des poutres est dans le sens vertical on aura alors :

$$L_{\max} = 4.90 - 0.4 = 450 \text{ cm}$$

$$ht \geq (450 / 22.5) = 20 \text{ cm}$$

Conclusion : on va prendre l'épaisseur de 16+4 d'où $ht = 20\text{cm}$

-16 cm : hauteur du corps creux.

- 4 cm : hauteur de la dalle de compression.

II.2.b. Planchers à dalle pleine

Ce type de plancher est le plus utilisé pour les bâtiments industriels et commerciaux car ils subissent des surcharges d'exploitations importantes ($Q \geq 2,5 \text{ kN/m}^2$), dans notre cas il est utilisé dans les étages courants (port-a-faux),

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

- ✓ Résistance au feu :
 - $e = 7 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe-feu.
 - $e = 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe-feu.
 - $e = 17,5 \text{ cm}$ Pour quatre heures de coupe-feu.

- ✓ Résistance à la flexion :

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur deux appuis : $Lx/35 \leq e \leq Lx/30$

$Lx = 3.17 \text{ m} : 9,05 \leq e \leq 10,56$ on adopte une épaisseur $e = 10,56\text{cm}$

- ✓ Isolation phonique :

Contre les bruits aériens : $2500x e = 350\text{Kg/m}^2$ donc $e = 14\text{cm}$.

Donc pour les dalles plaines des étages courants on prend le maximum des hypothèses précédentes :

$$e = \text{Max} \{11\text{cm} ; 10,56\text{cm} ; 14\text{cm}\}, e=14\text{cm}$$

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

II.3. Balcon :

L_x : la petite portée mesurée entre nus des appuis ; $L_x = 3,17 \text{ m}$

Le balcon est constitué d'une dalle pleine reposant sur 2 appuis, donc :

$$L_x/35 \leq e \leq L_x/30, \text{ avec : } l_x = 3,17 \text{ m}$$

On aura donc : $9,06 \leq e \leq 10,6 \text{ (cm)}$

On adopte une épaisseur des balcons de : $e=15 \text{ cm}$

II.4. Evaluation des charges et surcharges

La descente des charges et la distribution des charges et surcharges, pour chaque élément, s'avèrent nécessaire ; afin de permettre l'évaluation de la plupart des charges et surcharges revenant à chaque élément de la structure. Pour se faire on aura considéré :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère...).

II.4.1. Plancher terrasse (inaccessible) :

Tableau II.1 : Évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.

N°	Désignation des éléments	Epaisseurs(m)	Densité	Poids (KN/m2)
1	Gravillon de protection	0,05	18	0,9
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente	0,1	22	2,2
4	Isolation thermique en liège	0,04	4	0,16
5	Plancher en polystyrène (16+5 cm)	0,25	7,8	1,95
6	Enduit au plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente totale				5,53
Surcharge d'exploitation				1

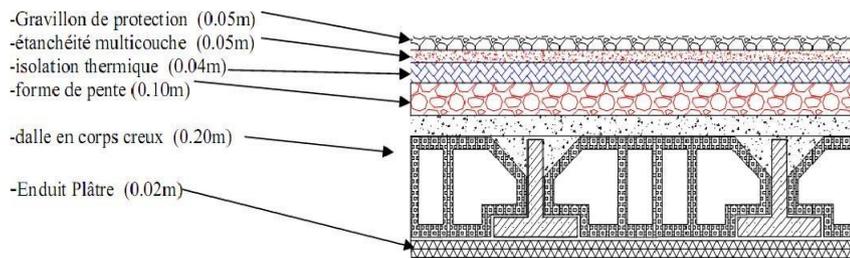


Figure II.2 : Coupe d'un plancher en corps creux (Plancher terrasse)

II.4.2. Plancher étage courant (bureaux) :

Tableau II.2 : Évaluation des charges du plancher étage courant.

N°	Désignation des éléments	Epaisseurs(m)	Densité	Poids (KN/m2)
1	Cloison de séparation	0,1	10	1
2	Carrelage	0,02	20	0,4
3	Mortier de pose	0,02	20	0,4
4	Lit de sable	0,03	18	0,54
5	Plancher en polystyrène (16+5 cm)	0,25	7,8	1,95
6	Enduit au platre	0,02	10	0,2
Charge permanente totale				4,49
Surcharge d'exploitation				2,5

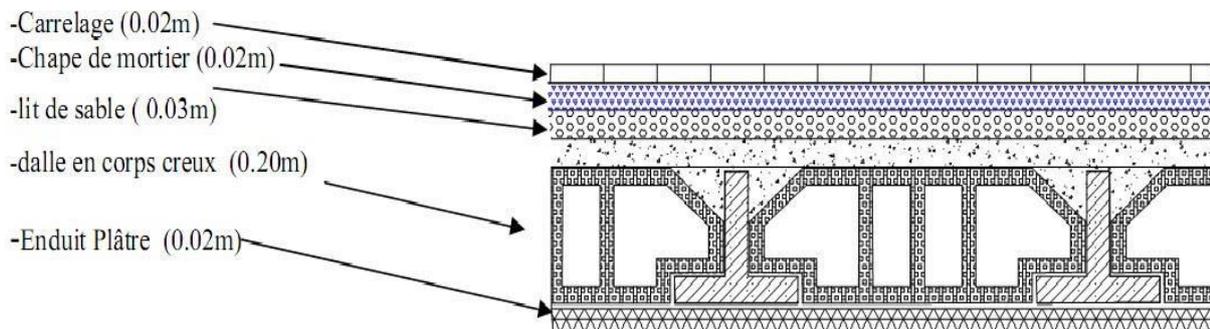


Figure II.3 : Coupe d'un plancher en corps creux (Plancher courant)

II.4.3. Plancher étage courant (habitation) :

Tableau II.3 : Évaluation des charges du plancher étage courant.

N°	Désignation des éléments	Epaisseurs(m)	Densité	Poids (KN/m2)
1	Cloison de séparation	0,1	10	1
2	Carrelage	0,02	20	0,4
3	Mortier de pose	0,02	20	0,4
4	Lit de sable	0,03	18	0,54
5	Plancher en polystyrène (16+5 cm)	0,25	7,8	1,95
6	Enduit au plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente totale				4,49
Surcharge d'exploitation				1,5

II.4.4. Mur extérieur (double paroi en briques creuses) :

Tableau II.4 : Évaluation des charges des murs extérieur.

N°	Désignation des éléments	Epaisseurs(m)	Densité	Poids (KN/m2)
1	Enduit de ciment	0,02	10	0,2
2	Brique creuses	0,1	9	0,9
3	Lame l'air	0,05	0	0
4	Brique creuses	0,15	9	1,35
5	Enduit en plâtre	0,02	18	0,36
Charge permanente totale				2,81

II.4.5. Mur de séparation :

Tableau II.5 : Évaluation des charges des murs de séparation.

N°	Désignation des éléments	Epaisseurs(m)	Densité	Poids (KN/m2)
1	Enduit de ciment	0,02	10	0,2
2	Brique creuses	0,1	9	0,9
3	Enduit en plâtre	0,02	10	0,36
Charge permanente totale				1,3

II.4.6. Les balcons :

Tableau II.6 : Évaluation des charges des balcons.

N°	Désignation des éléments	Epaisseurs(m)	Densité	Poids (KN/m2)
1	Revetement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,2	25	5
5	Enduit au platre	0,02	12	0,24
6	Cloison de séparation	0,1	10	1
Charge permanente totale				7,4
Surcharge d'exploitation				3,5

❖ Surcharges d’exploitation :

Plancher terrasse.....	1,00 KN /m ²
Plancher étages courants	2,50 KN /m ²
Plancher étages courants	1,50 KN /m ²
Plancher RDC	2,50KN /m ²
Balcon.....	3,50 KN /m ²
Escalier	2,50 KN /m ²
L’acrotère	1 ,00 KN /m ²

[D.T.R.B.C.2.2]

II.5. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur pré-dimensionnement se base sur les trois étapes suivantes :

- ✓ Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules empiriques données par le **B.A.E.L 91 modifié 99**.
- ✓ Vérification des conditions imposées sur (h, b) par le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 2024**).

Les deux étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

*Selon **BAEL 91 modifié 99**

a) Critère de flèche : [BAEL 91] [1]

- La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- La longueur b de la poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$.

Avec :

L : Portée de la poutre de la plus grande travée considérée

h : Hauteur de la poutre.

b : Largueur de la poutre.

❖ Selon l'article [7.5.1] des RPA 99/Version2024 suivant :

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30\text{cm}$.
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20\text{cm}$.
- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$.
- $b_{\text{max}} = 1,5 h + (b_1 \text{ ou } h_1)$

II.5.1. Exemples de calcul :

II.5.1.a. Poutres Porteuses : $L_{\text{max}}=4,90 - 0,4 = 4,5 \text{ m}$

$30 \text{ cm} \leq h \leq 45 \text{ cm}$ $h=40\text{cm}$
 $16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$ $b=35\text{cm}$

Nous choisissons une poutre de : $h \times b = 40 \times 35 \text{cm}^2$

Vérification selon RPA99 :

$b = 35\text{cm} > 20\text{cm}$
 $h = 40 \text{ cm} > 30\text{cm}$
 $\frac{h}{b} = 1,14 < 4$

Les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées

II.5.1.b Poutres non Porteuses : $L_{\text{max}}=4,75 - 0,3 = 4,45 \text{ m}$

$29,7 \text{ cm} \leq h \leq 44,5 \text{ cm}$ $h=35\text{cm}$
 $14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$ $b=30\text{cm}$

Nous choisissons une poutre de : $h \times b = 35 \times 30 \text{cm}^2$

Vérification selon RPA99 :

$b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$
 $h = 35 \text{ cm} > 30\text{cm}$
 $\frac{h}{b} = 1,17 < 4$

Les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées

II.5.1.c Poutres de chaînage : $L_{max}=4,75 - 0,4 = 4,45 \text{ m}$

$29,7 \text{ cm} \leq h \leq 44,5 \text{ cm}$ $h=35\text{cm}$
 $14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$ $b=25\text{cm}$

Nous choisissons une poutre de : $h \times b = 35 \times 25 \text{ cm}^2$

Vérification selon RPA99 :

$b = 25\text{cm} > 20\text{cm}$
 $h = 35 \text{ cm} > 30\text{cm}$
 $\frac{h}{b} = 1,4\text{cm}$

Les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées

Conclusion :

- Poutre porteuse ($L=4,90\text{m}$) on prend : **$b \times h = 40 \times 35 (\text{cm}^2)$** .
- Poutre non porteuse ($L=4.75\text{m}$) on prend : **$b \times h = 35 \times 30 (\text{cm}^2)$** .
- Poutre de chaînage ($L=4.75\text{m}$) on prend : **$b \times h = 35 \times 25 (\text{cm}^2)$** .

II.6. Pré dimensionnement des voiles

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, ils sont conçus de façon à reprendre les charges et surcharges verticales, et assure la stabilité de l’ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme). Pour leur pré dimensionnement, nous somme basés sur les recommandations du RPA99 version 2024. L’épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l’épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d’étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

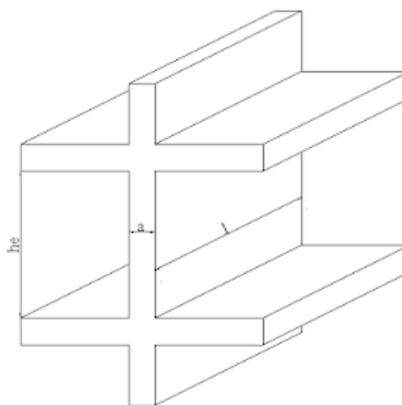


Figure II.4 : schéma du voile

II.6.1. L'épaisseur :

$$a_{\min} \geq \max [15\text{cm} ; h_e/20]$$

Avec :

h_e : hauteur d'étage.

a_{\min} : épaisseur de voile

$$h_e = 408 - 40 = 368\text{cm}$$

$$\text{Dans notre cas : } a_{\min} \geq \max [15\text{cm} ; 18,4\text{cm}] \longrightarrow a_{\min} \geq 18,4\text{cm}$$

On adopte des voiles de 20cm sur tous les niveaux.

II.6.2. La longueur :

D'après l'article 7.7.1 de RPA 99/Version2024.

$$a_{\min} \geq 15\text{cm}$$

- sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition $L > 4a$ telle que

L : longueur de voile

a : épaisseur de voile.

Donc on prend une longueur minimale pour tous les voiles : $L \geq 60\text{ cm}$.

II.7. L'acrotère

➤ La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

$$S_{\text{acrotère}} = [(0,10 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + (0,02 \times 0,1)/2] = 0,069\text{ m}^2$$

✓ Le poids propre de l'acrotère est :

$$G_1 = (0,069 \times 25) = 1,725\text{ KN/ml}$$

✓ Revêtement en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=18\text{kN/m}^3$) :

$$G_2 = [18 \times 0,02 \times (0,75 + 0,65)] \times 2 \times 0,02 = 0,504\text{ kN/m}$$

$$G_{\text{tot}} = 1,725 + 0,504 = 2,229\text{ KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

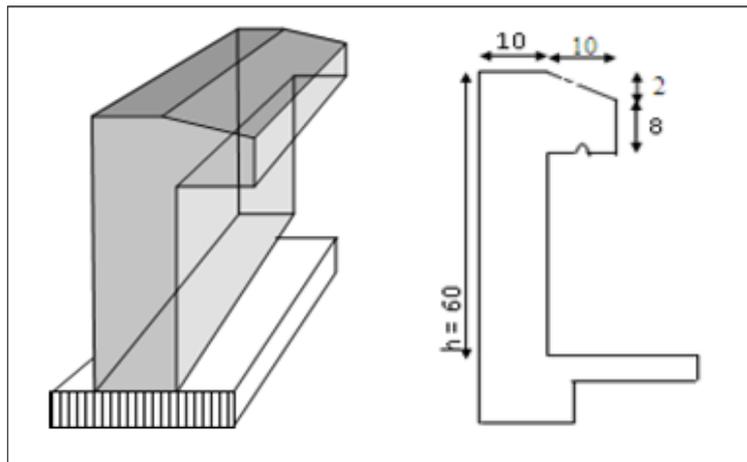


Figure II.5 : Dimensions de l'acrotère.

II.8. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, tout en vérifiant les deux conditions suivantes :

- Critère de résistance
- Critère de stabilité de forme

On utilisera un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation. En outre, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions du RPA99/ 2003 [1] suivantes :

- $\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq 30\text{cm}$
- $\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq h_e / 20$
- $1 / 4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$

Tel que :

h_e = hauteur libre d'étage,

$h_e = 4.08\text{m}$ pour le RDC.

$h_e = 3.06\text{m}$ pour Les Étage du 1^{er} jusqu'au 9^{eme}.

Les dimensions des poteaux supposés : $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

II.8.1. Loi de dégression :

Soit Q0 la charge d’exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, Q1, Q2, Q3, Qn les charges d’exploitation respectives des planchers des étages 1, 2,3 ...n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d’appui les charges d’exploitation suivantes : [3]

- Sous toit ou terrasseQ0
- Sous dernier étage (étage 1)Q0 + Q1
- Sous étage immédiatement inférieur :
- (Étage 2)Q0 +0, 95(Q1+ Q2)
- (Étage 3)Q0 +0, 90(Q1+ Q2+Q3)
- (Étage 4)Q0 +0, 85(Q1+ Q2+Q3+Q4)
- (Étage n)Q0 + (Q1+ Q2+Q3+...Qn)

Lorsque le nombre d’étage est supérieur à cinq (n≥5) on applique la loi suivante :

$$Q0 + (Q1+ Q2+Q3+...Qn),$$

Avec : n : nombre d’étage.

Q0 : la charge d’exploitation sur la terrasse.

Q1, Q2,, Qn : les surcharges d’exploitation des planchers respectifs.

II.8.2. Pré-dimensionnement des poteaux :

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

$$Nu = \alpha\{(Br. fc28)/\gamma_b + (As. fe)/\gamma_s\} [1]$$

Avec :

- Nu : effort normal ultime (compression) =1,35G+1,5Q.
- α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité
- λ : élancement d’EULER. $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- Lf : longueur de flambement
- i : rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- I : moment d’inertie de la section par rapport à l’axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement.
- B : surface de la section du béton
- γb : coefficient de sécurité pour le béton (γb=1,50)situation durable.
- γs : coefficient de sécurité pour l’acier (γs=1,15)situation durable.
- Fe : limite élastique de l’acier (Fe=400MPa).
- Fc28 : contrainte caractéristique du béton à 28 jours (fc28=25MPa).

- A_s : section d'acier comprimée
- Br : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

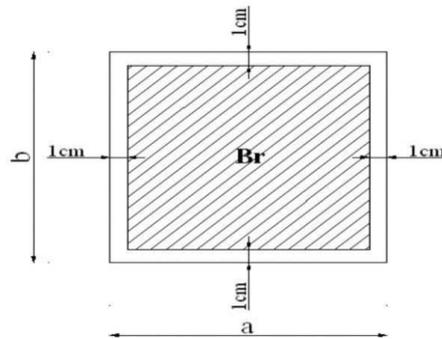


Figure II.6 : Section réduite du poteau rectangulaire.

- Poteau rectangulaire $\implies Br = (a - 0,02) (a - 0,02) [cm^2]$
- Selon **BAEL 91 modifié 99**

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{si } \lambda = 50$$

$$\alpha = 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 100$$

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

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha\left(\frac{fc28}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot fe}{B \cdot \gamma_s}\right)} = 0.66Nu$$

❖ Selon RPA 2024 :

Après la détermination de la section du béton, on la compare avec les conditions minimales données par le RPA 2024 pour la zone III.

→ Poteaux rectangulaires

♣ $\text{Min}(b, h) \geq 30\text{cm}$

♣ $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$

♣ $1/4 < b/h < 4$

Avec : (a ; b) : dimensions de la section.

h_e : hauteur d'étage.

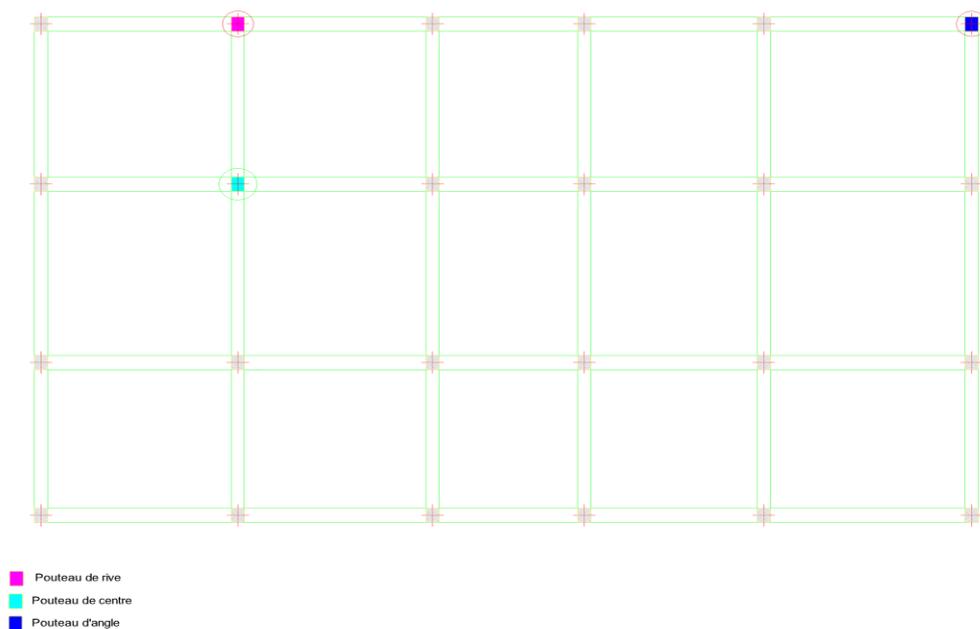


Figure II.7 : Vue en plan des poteaux

II.8.3. Calcul des poteaux :

Le calcul se fait pour :

- ♣ Le poteau central le plus sollicité : [B-3].
- ♣ Le poteau d'angle le plus sollicité : [F-4].
- ♣ Le poteau de rive le plus sollicité : [B-4].

➤ Poteau central [B-3] :

a. Surface afférente :

$$S = (4,65 \times 4,475)$$

$$S = 20,81 \text{ m}^2$$

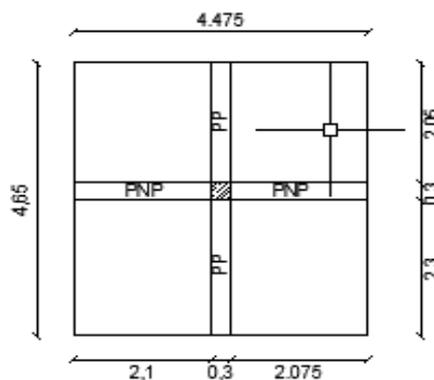


Figure II.8 : Surface reprise par le poteau central (B-3)

b. Calcul des différents poids :

- Poids de plancher terrasse $P_t = 5,53 \times 20,81 = 115,08 \text{ KN}$
- Poids de plancher courant $P_{cr} = 4,49 \times 20,81 = 93,44 \text{ KN}$
- Poids de la poutre porteuse $P_p = 0,35 \times 0,4 \times 4,65 \times 25 = 16,28 \text{ KN}$
- Poids de la Poutre non porteuse $P_{Np} = 0,4 \times 0,3 \times 25 \times 4,475 = 13,43 \text{ KN}$
- Poids de poteau central [B-3] $P[B-3] = (0,3 \times 0,3) \times (4,08 - 0,4) \times 25 = 8,28 \text{ KN}$
- Poids de poteau central [B-3] $P[B-3] = (0,3 \times 0,3) \times (3,06 - 0,4) \times 25 = 5,99 \text{ KN}$

c. Charge d'exploitation :

L'évolution de la charge d'exploitation est traitée dans le tableau suivant :

Tableau II.7 : Dégression des surcharges pour le poteau central (B-3)

Niveau des planchers	Charge d'exploitation	Qi(K N/m ²)	Σ charges d'exploitation	Q cumulée (KN/m ²)	Q cumulée (KN)
N1	Q0	1	Q0	1	20,81
N2	Q1	1,5	Q0+Q1	2,5	52,025
N3	Q2	2,5	Q0+0,95(Q1+Q2)	5	99,89
N4	Q3	2,5	Q0+0,9(Q1+Q2+Q3)	7,5	142,55
N5	Q4	2,5	Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)	10	180,01
N6	Q5	2,5	Q0+0,8(Q1+.....+Q5)	12,5	212,262
N7	Q6	2,5	Q0+0,75(Q1+.....+Q6)	15	239,32
N8	Q7	2,5	Q0+0,7(Q1+.....+Q7)	17,5	261,17
N9	Q8	2,5	Q0+0,65(Q1+.....+Q8)	20	277,81
RDC	Q9	2,5	Q0+0,6(Q1+.....+Q9)	22,5	289,26

d. Descente des charges :

Tableau II.8 : Descente des charges sur le poteau central (B-3)

Etages	Niveau	Désignation des éléments	G(KN)	Q(KN)
9 ^{ème}	N1	Poids du plancher terrasse	115,08	20,81
		Poids des poutres	29,71	
		Poids de poteau	5,99	
		Total	150,78	
8 ^{ème}	N2	Venant de N1	150,78	52,025
		Poids du plancher étage courant	93,44	
		Poids des poutres X1	29,71	
		Poids de poteau	5,99	
		Total	279,92	
7 ^{ème}	N3	Venant de N2	279,92	99,89
		X1	129,14	
		Total	409,06	
6 ^{ème}	N4	Venant de N3	409,06	142,55
		X1	129,14	
		Total	538,2	
5 ^{ème}	N5	Venant de N4	538,2	180,01
		X1	129,14	
		Total	667,34	
4 ^{ème}	N6	Venant de N5	667,34	212,262
		X1	129,14	
		Total	796,48	
3 ^{ème}	N7	Venant de N6	796,48	239,32
		X1	129,14	
		Total	925,62	
2 ^{ème}	N8	Venant de N7	925,62	261,17
		X1	129,14	
		Total	1054,76	

1 ^{er}	N9	Venant de N8	1054,76	277,81
		X1	129,14	
		Total	1183,9	
RDC	NRDC	Venant de N9	1183,9	289,26
		Poids du plancher étage courant	93,44	
		Poids des poutres	29,71	
		Poids de poteau	8,28	
		Total	1315,33	

e. Choix des sections :

Tableau II.9 : Choix des sections du poteau central (B-3)

Etages	NG(KN)	NQ(KN)	NU(KN)	Br(cm ²)	a = b	RPA(cm)	Choix(cm)
9 ^{ème}	150,78	20,81	234,768	154,94688	15,44776606	30*30	30*30
8 ^{ème}	279,92	52,025	455,9295	300,91347	17,34685764	30*30	30*30
7 ^{ème}	409,06	99,89	702,066	463,36356	21,52588117	30*30	30*30
6 ^{ème}	538,2	142,55	940,395	620,6607	24,91306284	30*30	30*30
5 ^{ème}	667,34	180,01	1170,924	772,80984	27,79945755	30*30	30*30
4 ^{ème}	796,48	212,262	1393,641	919,80306	30,32825514	30*30	35*35
3 ^{ème}	925,62	239,32	1608,567	1061,65422	32,58303577	30*30	35*35
2 ^{ème}	1054,76	261,17	1815,681	1198,34946	34,61718446	30*30	40*40
1 ^{er}	1183,9	277,81	2014,98	1329,8868	36,46761303	30*30	40*40
RDC	1315,33	289,26	2209,585	1458,32643	38,18804041	30*30	40*40

f. Vérification du critère de résistance :

$$\frac{N_u}{B} \leq f_{bc} = 14,2 \text{ MPA [2]}$$

Tableau II.10 : Vérification du critère de résistance du poteau central (B-3)

Etages	Nu(KN)	B	Nu / B (MPA)	Conditions
9 ^{ème}	234,768	30*30	2,608533333	Vérifiée
8 ^{ème}	455,9295	30*30	5,065883333	Vérifiée
7 ^{ème}	702,066	30*30	7,800733333	Vérifiée
6 ^{ème}	940,395	30*30	10,44883333	Vérifiée
5 ^{ème}	1170,924	30*30	13,01026667	Vérifiée
4 ^{ème}	1393,641	35*35	11,37666122	Vérifiée
3 ^{ème}	1608,567	35*35	13,13115918	Vérifiée
2 ^{ème}	1815,681	40*40	11,34800625	Vérifiée
1 ^{er}	2014,98	40*40	12,593625	Vérifiée
RDC	2209,585	40*40	13,80990625	Vérifiée

g. Vérification du critère de l'effort normal réduit :

En outre les vérifications prescrites par le C.B.A et 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 :

$$V = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3 \quad [2]$$

Avec :

B : section du poteau

N_d : G+Q

Tableau II.11 : Vérification de l'effort normal réduit du poteau central (B-3)

Etages	NG (kN)	NQ(kN)	Nd(kN)	a*b	B	V	Conditions
9 ^{ème}	150,78	20,81	171,59	30*30	900	0,0762	Vérifiée
8 ^{ème}	279,92	52,025	331,945	30*30	900	0,1475	Vérifiée
7 ^{ème}	409,06	99,89	508,95	30*30	900	0,2262	Vérifiée
6 ^{ème}	538,2	142,55	680,75	30*30	900	0,3025	Non Vérifiée
5 ^{ème}	667,34	180,01	847,35	30*30	900	0,3766	Non Vérifiée
4 ^{ème}	796,48	212,262	1008,742	35*35	1225	0,3293	Non Vérifiée
3 ^{ème}	925,62	239,32	1164,94	35*35	1225	0,3803	Non Vérifiée
2 ^{ème}	1054,76	261,17	1315,93	40*40	1600	0,3289	Non Vérifiée
1 ^{er}	1183,9	277,81	1461,71	40*40	1600	0,3654	Non Vérifiée
RDC	1315,33	289,26	1604,59	40*40	1600	0,4011	Non Vérifiée

N.B : La condition de l'effort normal réduit n'est pas vérifiée dans certains étages. Il faut donc augmenter les dimensions des poteaux déjà existantes.

Tableau II.12 : Augmentation des sections du poteau central (B-3)

Etages	NG (kN)	NQ(kN)	Nd(kN)	a*b	B	V	Condition
9 ^{ème}	150,78	20,81	171,59	30*30	900	0,0762	Vérifiée
8 ^{ème}	279,92	52,025	331,945	30*30	900	0,1475	Vérifiée
7 ^{ème}	409,06	99,89	508,95	30*30	900	0,2262	Vérifiée
6 ^{ème}	538,2	142,55	680,75	35*35	1225	0,2222	Vérifiée
5 ^{ème}	667,34	180,01	847,35	35*35	1225	0,2766	Vérifiée
4 ^{ème}	796,48	212,262	1008,742	40*40	1600	0,2521	Vérifiée
3 ^{ème}	925,62	239,32	1164,94	40*40	1600	0,2912	Vérifiée
2 ^{ème}	1054,76	261,17	1315,93	45*45	2025	0,2599	Vérifiée
1 ^{er}	1183,9	277,81	1461,71	45*45	2025	0,2887	Vérifiée
RDC	1315,33	289,26	1604,59	50*50	2500	0,2567	Vérifiée

➤ Poteau d'angle [F-4] :

a. Surface afférente :

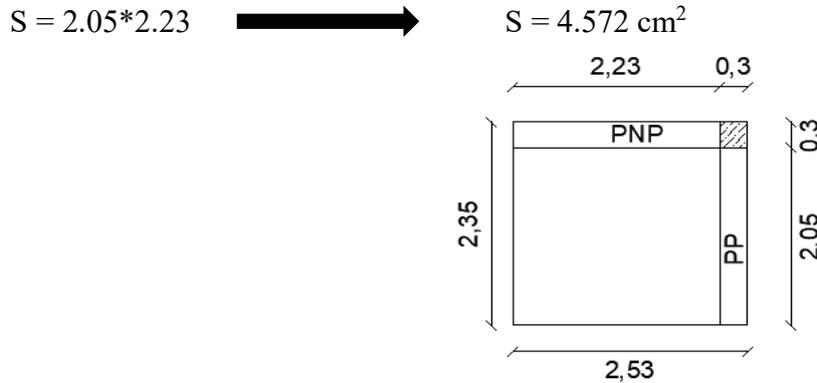


Figure II.9 : Surface reprise par le poteau d'angle (F-4)

b. Calcul des différents poids :

- Poids d'acrotère $P_{acro} = 2,229 \times (2,23 + 2,05) = 9,54 \text{ KN}$
- Poids de plancher terrasse $P_{tr} = 5,53 \times 4,572 = 25,28 \text{ KN}$
- Poids de plancher courant $P_{tr} = 4,49 \times 4,572 = 20,53 \text{ KN}$
- Poids de la poutre porteuse $P_p = 0,4 \times 0,35 \times 2,35 \times 25 = 8,225 \text{ KN}$
- Poids de la Poutre non porteuse..... $P_{np} = 0,35 \times 0,3 \times 2,53 \times 25 = 6,64 \text{ KN}$
- Poids de poteau central [F-4] $P_{[F-4]} = (0,3 \times 0,3) \times (4,08 - 0,4) \times 25 = 8,28 \text{ KN}$
- Poids de poteau central [F-4] $P_{[F-4]} = (0,3 \times 0,3) \times (3,06 - 0,4) \times 25 = 5,99 \text{ KN}$
- Poids de murs extérieur sens porteur $P_{mp} = 2,81 \times 2,23 = 6,27 \text{ KN}$
- Poids de murs extérieur sens non porteur $P_{mnp} = 2,81 \times 2,05 = 5,76 \text{ KN}$

c. Charges d'exploitation :

Tableau II.13 : Dégression des surcharges pour le poteau d'angle (F-4)

Niveau des planchers	Charge d'exploitation	Qi(KN/m ²)	Σ charges d'exploitation	Q cumulée (KN/m ²)	Q cumulée (KN)
N1	Q0	1	Q0	1	4,572
N2	Q1	1,5	Q0+Q1	2,5	11,43
N3	Q2	2,5	Q0+0,95(Q1+Q2)	5	21,95
N4	Q3	2,5	Q0+0,9(Q1+Q2+Q3)	7,5	31,32
N5	Q4	2,5	Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)	10	39,55
N6	Q5	2,5	Q0+0,8(Q1+.....+Q5)	12,5	46,64
N7	Q6	2,5	Q0+0,75(Q1+.....+Q6)	15	52,58
N8	Q7	2,5	Q0+0,7(Q1+.....+Q7)	17,5	57,38
N9	Q8	2,5	Q0+0,65(Q1+.....+Q8)	20	61,04
RDC	Q9	2,5	Q0+0,6(Q1+.....+Q9)	22,5	63,55

d. Descente des charges :

Tableau II.14 : Descente des charges sur le poteau d'angle (F-4)

Etages	Niveau	Désignation des éléments	G(KN)	Q(KN)	
9 ^{ème}	N1	Poids d'acrotère	9,54	4,572	
		Poids du plancher terrasse	25,28		
		Poids des poutres	14,87		
		Poids de poteau	5,99		
		Total	55,68		
8 ^{ème}	N2	Venant de N1	55,68	11,43	
		Poids du plancher étage courant	20,53		
		Mur extérieure	12,03		
		Poids des poutres	X1		14,87
		Poids de poteau	5,99		
		Total	109,1		
7 ^{ème}	N3	Venant de N2	109,1	21,95	
		X1	53,42		
		Total	162,52		
6 ^{ème}	N4	Venant de N3	162,52	31,32	
		X1	53,42		
		Total	215,94		
5 ^{ème}	N5	Venant de N4	215,94	39,55	
		X1	53,42		
		Total	269,36		
4 ^{ème}	N6	Venant de N5	269,36	46,64	
		X1	53,42		
		Total	322,78		
3 ^{ème}	N7	Venant de N6	322,78	52,58	
		X1	53,42		
		Total	376,2		

2 ^{ème}	N8	Venant de N7	376,2	57,38
		X1	53,42	
		Total	429,62	
1 ^{er}	N9	Venant de N8	429,62	61,04
		X1	53,42	
		Total	483,04	
RDC	NRDC	Venant de N9	483,04	63,55
		Poids du plancher étage courant	20,53	
		Poids des poutres	14,87	
		Poids de poteau	8,28	
		Total	526,72	

e. Choix des sections :

Tableau II.15 : Choix des sections des poteaux d'angle (F-4)

Etages	NG(KN)	NQ(KN)	NU(KN)	Br(cm ²)	a = b	RPA(cm)	Choix(cm)
9 ^{ème}	55,68	4,572	82,026	54,13716	15,357795866	30*30	30*30
8 ^{ème}	109,1	11,43	164,43	108,5238	15,4174757	30*30	30*30
7 ^{ème}	162,52	21,95	252,327	166,53582	15,90487582	30*30	30*30
6 ^{ème}	215,94	31,32	338,499	223,40934	15,94688396	30*30	30*30
5 ^{ème}	269,36	39,55	422,961	279,15426	16,7079101	30*30	30*30
4 ^{ème}	322,78	46,64	505,713	333,77058	18,26938915	30*30	30*30
3 ^{ème}	376,2	52,58	586,74	387,2484	19,678628	30*30	30*30
2 ^{ème}	429,62	57,38	666,057	439,59762	20,96658341	30*30	30*30
1 ^{er}	483,04	61,04	743,664	490,81824	22,15441807	30*30	30*30
RDC	526,72	63,55	806,397	532,22202	23,06993758	30*30	30*30

f. Vérification du critère de résistance :

Tableau II.16 : Vérification du critère de résistance du poteau d'angle (F-4)

Etages	Nu(KN)	B	Nu / B (MPa)	Conditions
9 ^{ème}	82,026	30*30	0,9114	Vérifiée
8 ^{ème}	164,43	30*30	1,827	Vérifiée
7 ^{ème}	252,327	30*30	2,803633333	Vérifiée
6 ^{ème}	338,499	30*30	3,7611	Vérifiée
5 ^{ème}	422,961	30*30	4,699566667	Vérifiée
4 ^{ème}	505,713	30*30	5,619033333	Vérifiée
3 ^{ème}	586,74	30*30	6,519333333	Vérifiée
2 ^{ème}	666,057	30*30	7,400633333	Vérifiée
1 ^{er}	743,664	30*30	8,262933333	Vérifiée
RDC	806,397	30*30	8,959966667	Vérifiée

g. Vérification du critère de l'effort normal réduit :

Tableau II.17 : Vérification de l'effort normal réduit du poteau d'angle (F-4)

Etages	NG (kN)	NQ(kN)	Nd(kN)	a*b	B	V	Conditions
9 ^{ème}	55,68	4,572	60,252	30*30	900	0,0267	Vérifiée
8 ^{ème}	109,1	11,43	120,53	30*30	900	0,05357	Vérifiée
7 ^{ème}	162,52	21,95	184,47	30*30	900	0,08199	Vérifiée
6 ^{ème}	215,94	31,32	247,26	30*30	900	0,10989	Vérifiée
5 ^{ème}	269,36	39,55	308,91	30*30	900	0,13729	Vérifiée

4 ^{ème}	322,78	46,64	369,42	35*35	1225	0,16418	Vérifiée
3 ^{ème}	376,2	52,58	428,78	35*35	1225	0,19056	Vérifiée
2 ^{ème}	429,62	57,38	487	40*40	1600	0,21644	Vérifiée
1 ^{er}	483,04	61,04	544,08	40*40	1600	0,24181	Vérifiée
RDC	526,72	63,55	590,27	40*40	1600	0,26234	Vérifiée

➤ Poteau de rive [B-4] :

a. Surface afférente :

$$S = (2,08 \times 2,05) + (2,1 \times 2,05) \longrightarrow S = 8,569 \text{ m}^2$$

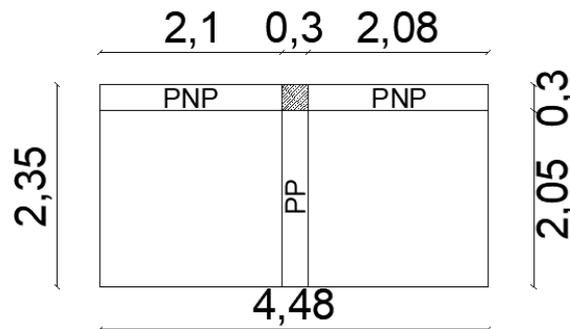


Figure II.10 : Surface reprise par le poteau de rive (F-4)

b. Calcul des différents poids :

- Poids d'acrotère $P_{acro} = 2,229 \times 4,48 = 10 \text{ KN}$
- Poids de plancher terrasse $P_{tr} = 5,53 \times 8,569 = 47,38 \text{ KN}$
- Poids de plancher courant $P_{tr} = 4,49 \times 8,569 = 38,47 \text{ KN}$
- Poids de la poutre porteuse $P_p = 0,4 \times 0,35 \times 2,35 \times 25 = 8,225 \text{ KN}$
- Poids de la Poutre non porteuse..... $P_{Np} = 0,35 \times 0,3 \times 4,48 \times 25 = 11,76 \text{ KN}$
- Poids de poteau central [F-4] $P_{[F-4]} = (0,3 \times 0,3) \times (4,08 - 0,4) \times 25 = 8,28 \text{ KN}$
- Poids de poteau central [F-4] $P_{[F-4]} = (0,3 \times 0,3) \times (3,06 - 0,4) \times 25 = 5,99 \text{ KN}$
- Poids de murs extérieur sens porteur $P_{mp} = 2,81 \times 2,48 = 12,59 \text{ KN}$

c. Charge d'exploitation :

Tableau II.18: Dégression des surcharges pour le poteau de rive (F-4)

Niveau des planchers	Charge d'exploitation	Qi(KN/m ²)	Σ charges d'exploitation	Q cumulée (KN/m ²)	Q cumulée (KN)
N1	Q0	1	Q0	1	8,569
N2	Q1	1,5	Q0+Q1	2,5	21,42
N3	Q2	2,5	Q0+0,95(Q1+Q2)	5	49,27
N4	Q3	2,5	Q0+0,9(Q1+Q2+Q3)	7,5	66,40
N5	Q4	2,5	Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)	10	81,40
N6	Q5	2,5	Q0+0,8(Q1+.....+Q5)	12,5	94,25
N7	Q6	2,5	Q0+0,75(Q1+.....+Q6)	15	104,96
N8	Q7	2,5	Q0+0,7(Q1+.....+Q7)	17,5	113,53
N9	Q8	2,5	Q0+0,65(Q1+.....+Q8)	20	119,95
RDC	Q9	2,5	Q0+0,6(Q1+.....+Q9)	22,5	124,24

d. Descente des charges :

Tableau II.19 : Descente des charges sur le poteau de rive (F-4)

Etages	Niveau	Désignation des éléments	G(KN)	Q(KN)
9 ^{ème}	N1	Poids d'acrotère	10	8,569
		Poids du plancher terrasse	47,38	
		Poids des poutres	19,985	
		Poids de poteau	5,99	
		Total	83,355	
8 ^{ème}	N2	Venant de N1	83,355	21,42
		Poids du plancher étage courant	38,47	
		Mur extérieure	12,59	
		Poids des poutres	X1 19,985	
		Poids de poteau	5,99	
		Total	160,39	
7 ^{ème}	N3	Venant de N2	160,39	49,27
		X1	77,035	
		Total	237,425	

6 ^{ème}	N4	Venant de N3	237,425	66,40
		X1	77,035	
		Total	314,46	
5 ^{ème}	N5	Venant de N4	314,46	81,40
		X1	77,035	
		Total	391,495	
4 ^{ème}	N6	Venant de N5	391,495	94,25
		X1	77,035	
		Total	468,53	
3 ^{ème}	N7	Venant de N6	468,53	104,96
		X1	77,035	
		Total	545,565	
2 ^{ème}	N8	Venant de N7	545,565	113,53
		X1	77,035	
		Total	622,6	
1 ^{er}	N9	Venant de N8	622,6	119,95
		X1	77,035	
		Total	699,635	
RDC	NRDC	Venant de N9	699,635	124,24
		Poids du plancher étage courant	20,53	
		Poids des poutres	19,985	
		Poids de poteau	8,28	
		Total	748,43	

e. Choix des sections :

Tableau II.20: Choix des sections du poteau de rive (F-4)

Etages	NG(KN)	NQ(KN)	NU(KN)	Br(cm ²)	a = b	RPA(cm)	Choix(cm)
9 ^{ème}	83,355	8,569	125,38275	82,752615	15,096846432	30*30	30*30
8 ^{ème}	160,39	21,42	248,6565	164,11329	15,81067694	30*30	30*30
7 ^{ème}	237,425	49,27	394,42875	260,322975	16,13452742	30*30	30*30
6 ^{ème}	314,46	66,40	524,121	345,91986	18,59892094	30*30	30*30
5 ^{ème}	391,495	81,40	650,61825	429,408045	20,72216314	30*30	30*30
4 ^{ème}	468,53	94,25	773,8905	510,76773	22,60017102	30*30	30*30
3 ^{ème}	545,565	104,96	893,95275	590,008815	24,29009706	30*30	30*30
2 ^{ème}	622,6	113,53	1010,805	667,1313	25,82888499	30*30	30*30
1 ^{er}	699,635	119,95	1124,43225	742,125285	27,24197653	30*30	30*30
RDC	748,43	124,24	1196,7405	789,84873	28,10424754	30*30	30*30

f. Vérification du critère de résistance :

Tableau II.21 : Vérification du critère de résistance du poteau de rive (F-4)

Etages	Nu(KN)	B	Nu / B (MPa)	Conditions
9 ^{ème}	125,38275	30*30	1,393141667	Vérifiée
8 ^{ème}	248,6565	30*30	2,76285	Vérifiée
7 ^{ème}	394,42875	30*30	4,382541667	Vérifiée
6 ^{ème}	524,121	30*30	5,823566667	Vérifiée
5 ^{ème}	650,61825	30*30	7,229091667	Vérifiée
4 ^{ème}	773,8905	30*30	8,598783333	Vérifiée
3 ^{ème}	893,95275	30*30	9,932808333	Vérifiée
2 ^{ème}	1010,805	30*30	11,23116667	Vérifiée
1 ^{er}	1124,43225	30*30	12,49369167	Vérifiée
RDC	1196,7405	30*30	13,29711667	Vérifiée

Tableau II.22: Vérification de l'effort normal réduit du poteau de rive (F-4)

Etages	NG (kN)	NQ(kN)	Nd(kN)	a*b	B	V	Conditions
9 ^{ème}	83,355	8,569	91,924	30*30	900	0,04085	Vérifiée
8 ^{ème}	160,39	21,42	181,81	30*30	900	0,08080	Vérifiée
7 ^{ème}	237,425	49,27	286,695	30*30	900	0,12742	Vérifiée
6 ^{ème}	314,46	66,40	380,86	30*30	900	0,16927	Vérifiée
5 ^{ème}	391,495	81,40	472,895	30*30	900	0,21017	Vérifiée
4 ^{ème}	468,53	94,25	562,78	30*30	900	0,25012	Vérifiée
3 ^{ème}	545,565	104,96	650,525	30*30	900	0,28912	Vérifiée
2 ^{ème}	622,6	113,53	736,13	30*30	900	0,32716	Non Vérifiée
1 ^{er}	699,635	119,95	819,585	30*30	900	0,36426	Non Vérifiée
RDC	748,43	124,24	872,67	30*30	900	0,38785	Non Vérifiée

g. Vérification du critère de l'effort normal réduit :

Tableau II.23 : Augmentation des sections du poteau de rive (F-4)

Etages	NG (kN)	NQ(kN)	a*b	B	V	Conditions
9 ^{ème}	83,355	8,569	30*30	900	0,04085	Vérifiée
8 ^{ème}	160,39	21,42	30*30	900	0,08080	Vérifiée
7 ^{ème}	237,425	49,27	30*30	900	0,12742	Vérifiée
6 ^{ème}	314,46	66,40	30*30	900	0,16927	Vérifiée
5 ^{ème}	391,495	81,40	30*30	900	0,21017	Vérifiée
4 ^{ème}	468,53	94,25	30*30	900	0,25012	Vérifiée
3 ^{ème}	545,565	104,96	30*30	900	0,28912	Vérifiée
2 ^{ème}	622,6	113,53	35*35	1255	0,24036	Vérifiée
1 ^{er}	699,635	119,95	35*35	1225	0,26762	Vérifiée
RDC	748,43	124,24	35*35	1225	0,28495	Vérifiée

II.8.3.1. Choix final des sections des poteaux :

C'est résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.24: Tableau final des sections des poteaux.

Etages	Choix final des poteaux (axa) cm ²
9 ^{ème}	30*30
8 ^{ème}	30*30
7 ^{ème}	30*30
6 ^{ème}	35*35
5 ^{ème}	35*35
4 ^{ème}	40*40
3 ^{ème}	40*40
2 ^{ème}	45*45
1 ^{er}	45*45
RDC	50*50

Chapitre III :
Calcul des éléments
secondaires

III.1. INTRODUCTION

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement à la résistance de l'ossature.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement à la résistance de l'ossature.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment. Nous citons entre autres l'acrotère, les planchers, les escaliers, qui sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement CBA 93 en respectant le règlement parasismique Algérien "RPA 99 version 2024".

III.2. ACROTÈRE**III.2.1. Introduction**

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propres sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1\text{kN/ml}$.

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100\text{cm}$
- Hauteur $H=60\text{cm}$
- Épaisseur $e=10$

III.2.2. Calcul et ferrailage de l'acrotère**III.2.2.1. Évaluation des charges :****a. Charge d'exploitation :**

On considère une bande de 1 m de largeur. Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de :

$$G = \rho \times S$$

$$S_{\text{acrotère}} = [(0,10 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + (0,02 \times 0,1)/2] = 0,069 \text{ m}^2$$

D'où :

- ✓ Le poids propre de l'acrotère est : $G_1 = (0,069 \times 25) = 1,725 \text{ KN/ml}$
- ✓ Revêtement en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=18\text{kN/m}^3$) : $G_{\text{tot}}=1,725+0,504=2,229 \text{ KN/ml}$

b. Charges permanentes :

$Q=1,00 \text{ KN/ml}$

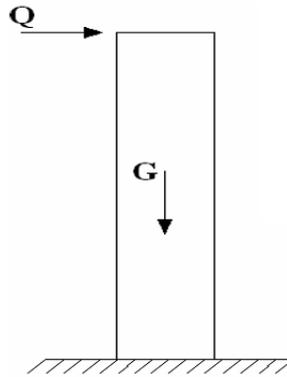


Figure III.1 : Charges et surcharges agissent sur l’acrotère

L’action des forces horizontales $Q_h (F_p)$ [1] :

D’après le RPA99 version 2024, les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ avec :

A : coefficient d’accélération de zone [$A= 0.3$].

C_p : Facteur de la force horizontale [$C_p = 0.8$].

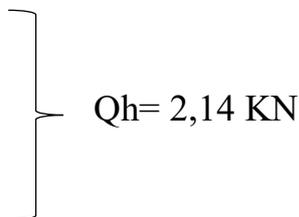
W_p : Poids de l’acrotère [$W_p = 2.229 \text{ KN/m}$].

$F_p = 4 \times 0,3 \times 0,8 \times 2,229 = 2,14 \text{ KN/m}$

$Q_h = \text{Max} (1,5Q ; F_p)$

$F_p = 2,14 \text{ KN}$

$1,5Q = 1,5 \text{ KN}$



Donc pour une bande de 1m de largeur : $G=2,229\text{kN/ml}$ et $Q_h=2,14\text{KN/ml}$

III.2.2.2 Calcul des efforts :

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U :

$$N_u = 1,35G = 3,01 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,5 \cdot Q_h \cdot h = 1,93 \text{ kNm}$$

$$T_u = 1,5 \cdot Q_h = 3,21 \text{ kN}$$

E.L.S :

$$N_{ser} = G = 2,229 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = Q_h \cdot h = 1,284 \text{ kNm}$$

$$T_{ser} = Q_h = 2,14 \text{ kN}$$

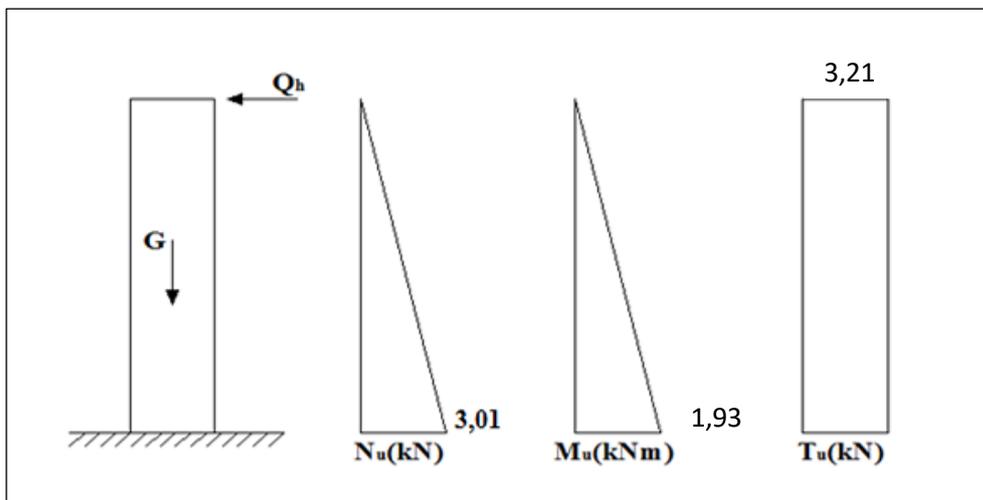


Figure III.2 : Diagramme des efforts à l'ELU

III.2.3. Ferrailage de l'acrotère

$h = 10 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $c = c' = 2 \text{ cm}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$
 $N_U = 3,01 \text{ kN}$, $M_U = 1,93 \text{ kN.m}$, $d = 0,9 h = 9 \text{ cm}$

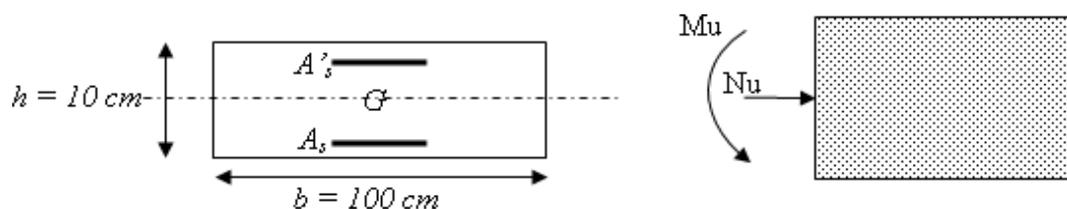


Figure III.3 : Ferrailage de l'acrotère.

✚ Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,93}{3,01} = 64,12\text{cm}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm}$$

$$e_0 > \frac{h}{2} - c' \rightarrow \text{Setion partiellement comprimée}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

✚ Calcul du moment fictif "Mf"

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 2,02$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,0175$$

$$\mu < \mu_R = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \quad \text{Les armatures tendues seulement}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0221$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 89,20\text{mm}$$

$$A_s = \frac{M_f}{z \frac{f_e}{\lambda_s}} = 52,08\text{mm}^2$$

- $A_s^1 = A'_s = 0$
- $A_s^2 = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 45,16\text{mm}^2$

Donc: $A_s^1 = 0\text{cm}^2$

$$A_s^2 = 0,45\text{cm}^2$$

III.2.4. Vérification de la section d'acier selon le BAEL91

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bd}{1000}; 0,23bd \frac{f_{c28}}{f_e} \right\} \quad [1]$$

Avec :

$$f_{t28}=2,4\text{MPa} ; f_e=500\text{MPa} ; b=100\text{cm} ; d=8\text{cm}$$

$$A_s^{min} \geq \text{Max}\{1\text{cm}^2; 0,88\text{cm}^2\} = 1\text{cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour $6T6=1,70\text{cm}^2$

Avec un espacement $S_t = \frac{100}{5} = 20cm$

III.2.5. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \rightarrow A_r \geq 0,425cm^2$$

On choisi 4T6=1,13 cm² avec un espacement : $S_t = \frac{75}{3} = 25cm$

III.2.6. Vérification à L'E.L.S

a. Détermination de l'axe neutre :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 57,60cm$$

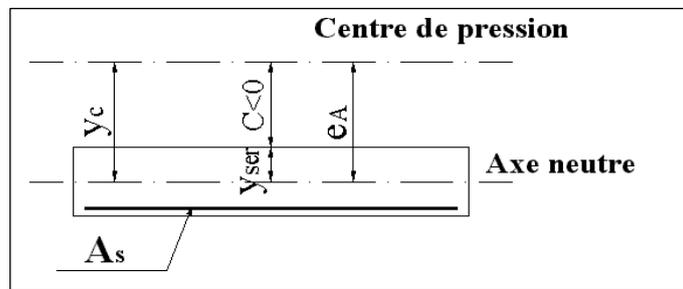


Figure III.4 : Distance de l'axe neutre

On a : $e_0 > \frac{h}{2} - c'$ La section est partiellement comprimée (SPC).

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée. $C=d-e_A$

$$\text{Avec: } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 61,60cm \rightarrow c = -52,6cm \quad (c < 0)$$

D'après le « BAEL 91 modifié 99 », on doit résoudre l'équation suivante :

$$y_c^3 + P y_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec : $n=15$

$$\checkmark P = -3c^2 + 6n(c-c')\frac{A_s}{b} + 6n(d-c)\frac{A_s}{b} = -8289,57$$

$$\checkmark q = -2c^3 + 6n(c-c')\frac{A_s}{b} - 6n(d-c)\frac{A_s}{b} = 291170,25$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + 4\left(\frac{p}{4}\right)^3 = 3,89 \times 10^9 > 0$$

$$y_c = -(A + B) = -104,66cm$$

$$y_1 = -52,06cm$$

b. Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y_{ser}^3 + n[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2] ; n = 15$$

Avec: $A'_s = 0$

$$I = c \text{ cm}^2$$

III.2.7. Vérification des contraintes

a. Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I}y_c\right)y_{ser} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,229 \cdot 10^3 \times 104,66 \cdot 10}{11487,42 \cdot 10^4}\right) \times 52,06 = 1,06 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier :

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I}y_c\right)(d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I}y_c\right)(y_{ser} - c') \leq \overline{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \text{Min}\left(\frac{2}{3}fe; \text{Max}(0,5fe; 110\sqrt{\eta ft_j})\right) = 250 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 4,73 \leq \overline{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 8,79 \leq \overline{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.2.8. Vérification à l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u = \text{Min}(0,1fc28; 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{3,21 \times 10^3}{80 \times 10^3} = 0,040 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

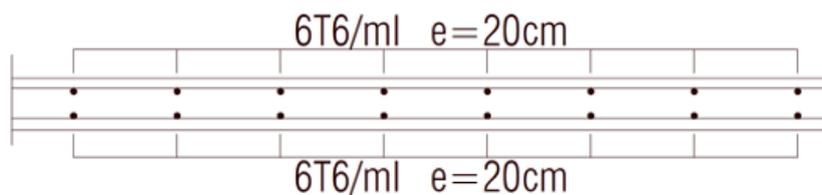


Figure III.5: Disposition des armatures dans l'acrotère

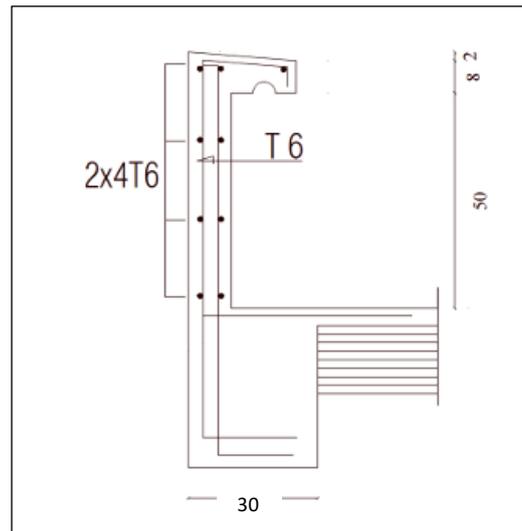


Figure III.6 : Ferrailage de l'acrotère

III.3. Plancher à corps creux

On a un seul type de plancher en corps creux d'épaisseur **20(cm)**.

Calcul sera fait pour deux éléments :

- ✓ Poutrelle.
- ✓ La table de compression

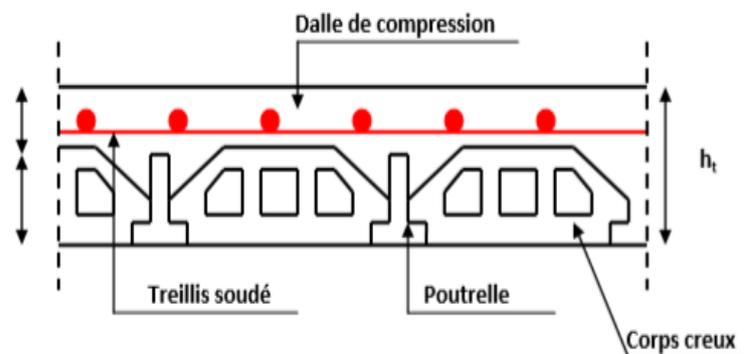


Figure III.7 : plancher à corps creux

III.3.1 Pré dimensionnement des poutrelles

Notre bâtiment comporte deux types de planchers constitués d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(16 \times 20 \times 65)$ (cm)³ avec une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

A. Étude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée (dans notre cas : $L_{\max} = 4,75$ m et distancées par la largeur d'un corps creux (entrevous). Leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives Pour notre bâtiment on a :

- Poutrelle à 05 travées.

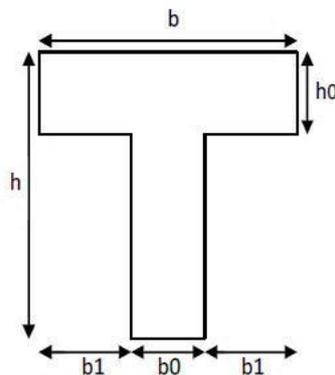


Figure III.8 : Dimensions De La Poutrelle

B. Dimensions des poutrelles :

Tel que :

L_x : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

L_y : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times h_t$$

Avec :

h_t : Hauteur du plancher. « 20 cm ».

h_0 : Hauteur du la dalle de compression.

$$b_1 < \min \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_x}{10} \right)$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b_0 = (0,4; 0,6) \times h = (8; 12) \text{ (cm)}.$$

Soit : $b_0 = 12$ cm

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ (cm)}.$$

$$L_y = 490 - 40 = 450 \text{ (cm)}.$$

$$b_1 = \min\left(\frac{53}{2}; \frac{450}{10}\right) = 26,5 \text{ cm} \rightarrow b = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

Soit : $b = 65$ (cm) ; $h = 20$ cm ; $h_0 = 4$ cm ; $b = 65$ (cm) ; $b_0 = 12$ cm ; $b_1 = 26,5$ cm

C. Calcul Des Poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant le coulage de la dalle de compression.
- Après le coulage de la table de compression

C.1. 1ère étape de calcul (avant coulage) :

Avant coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et elle supporte

- ✓ Son poids propre.
- ✓ Le corps creux.
- ✓ La charge d'exploitation due à l'ouvrier qui travaille $Q = 1$ (KN/m²).

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon la méthode suivante :

C.1.1. Évaluation des charges et surcharges :

La poutrelle est soumise à son poids propre et au poids du corps creux, ainsi qu'à la charge d'exploitation due aux personnes sur chantier.

Cette étape correspond à l'avant coulage du béton. La poutrelle se calcule comme une poutre travaillant iso statiquement. (On utilise des poutres préfabriquées sur chantier).

- Poids propre de poutrelle $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15$ (KN/ml)
- Poids propre du corps creux $0,65 \times 3,05 = 1,982$ (KN/ml).

$$G = 2,132 \text{ (KN/ml)}.$$

Surcharge d'exploitation du chantier : $1 \times 0,65 = 0,65$ KN/ml..... $Q = 0,65$ N/ml

C.1.2 Combinaison des charges :

$$\underline{\text{E.L.U}} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,850 \text{ (KN/ml)}.$$

$$\underline{\text{E.L.S}} : q_{ser} = G + Q = 2,782 \text{ (KN/ml)}.$$

C.1.3 Calcul des moments :

$L = 4,75$ m (la plus grande travée)

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,850 \times 4,75^2}{8} = 10,86 \text{ KN.m}$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,782 \times 4,75^2}{8} = 7,85 \text{ KN.m}$$

C.2 Ferrailage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U $M_u=10.86 (KN.m)$; $b=12 (cm)$; $d=4.50 (cm)$; $\sigma_{bc}=14,17 (Mpa)$.

D'après l'organigramme de la flexion simple on a :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 3,15 > \mu_R = 0,371 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaitements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

C.2. 2ème étape : Après le coulage de la table de compression :

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en « Té »

C.2.1. Évaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles :Plancher terrasse :

Charge permanente : $G=5.53*0.65=3.594 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q=1*0.65=0.65 \text{ KN/ml}$

Plancher courant (bureaux) :

Charge permanente : $G=4.49*0.65=2.918 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q=2.5*0.65=1.625 \text{ KN/ml}$

Plancher courant(habitation) :

Charge permanente : $G=4.49*0.65=2.918 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q=1.5*0.65=0.975 \text{ KN/ml}$

C.2.2. Combinaison des charges :Plancher terrasse :

ELU : $q_u=1.35G+1.5Q=5.827 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s=G+Q=4.244 \text{ KN/ml}$

Plancher courant(bureaux) :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.377 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 4.543 \text{ KN/ml}$$

Plancher courant(habitation) :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 5.401 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3.893 \text{ KN/ml}$$

Conclusion : le plancher courant (bureaux) est le plus sollicité.

III.3.2 Méthode de calcul :

Il existe deux méthodes de calcul manuel en béton armé pour calculer les moments : La méthode forfaitaire, méthode de Caquot et la méthode de RDM.

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

Méthode forfaitaire : **Condition d'application**

1- Il faut que le plancher soit à surcharge modérée : $Q \leq \text{MAX} \{ 2G, 5 \text{ KN/m}^2 \}$

2- Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

3- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\rightarrow 0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25$$

4- La fissuration est peu préjudiciable.

Dans le cas où l'une de ces conditions n'est pas vérifiée on applique la méthode de Caquot

Méthode de CAQUOT :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

Exposé de la méthode**Moment sur appuis :**

$M_a = 0.15M_0$ Appuis de rive.

$M_a = \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)}$ Appuis intermédiaire.

Moment en travée :

$$(M_t) = (M_0) + \frac{(M_w + M_e)}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{16(M_0)}$$

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

q_w : charge répartie à gauche de l'appui considéré.

q_e : charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives « l'_w » à gauche et « l'_e » à droite, avec :

$l'=l$pour une travée de rive.

$l'=0,8l$pour une travée intermédiaire.

Où « l » représente la portée de la travée libre.

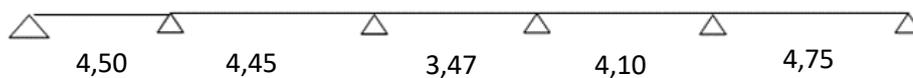
Effort tranchant

T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

Méthode : méthode de caquot

Poutrelle à 5 travées :



Diagrammes des Moments :(ELU)

Calcul du ferrillage :

Le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée :

E.L.U:



Figure III.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

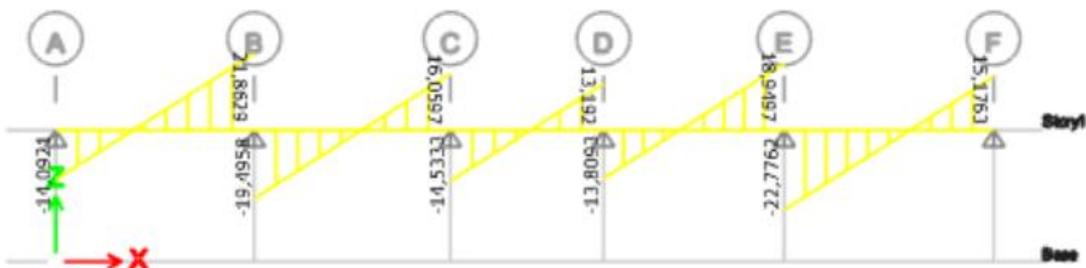
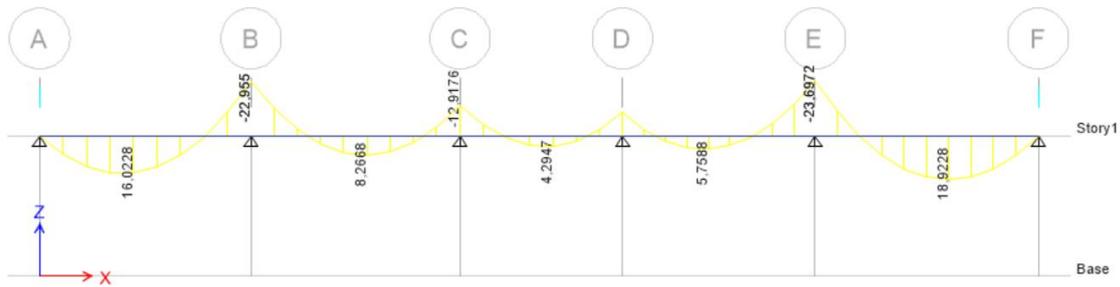
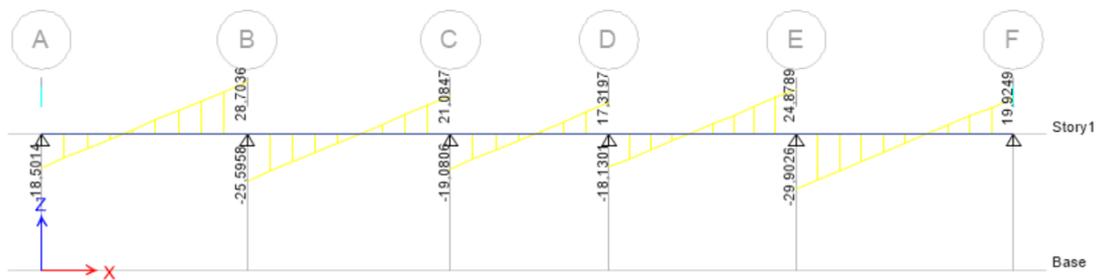


Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

$$M_{tu}^{max} = 14,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{au}^{max} = 18,04 \text{ KN.m}$$

$$T_u^{max} = 22,77 \text{ KN}$$

E.L.S:**Figure III.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS****Figure III.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS**

$$M_{tu}^{\max} = 18,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{au}^{\max} = 23,69 \text{ KN.m}$$

$$T_u^{\max} = 29,90 \text{ KN}$$

a. Ferrailage en travée :

$h = 20\text{cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$; $b = 65\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $d = 0,9h = 18\text{cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$;
 $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$

Le calcul des sections en forme de "T" s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.

Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0 \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 58,95 \text{ KN.m}$$

On a : $M_{tu} < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table "b".

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b×h) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau III.1 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

$M_{tu}(KN.m)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	α	Z(cm)	$\mu < 0,186$	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$	$A_s(cm^2)$ choix
14,41	0,048	Oui	0	0,062	17,55	Oui	434,78	1.88	2,26

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} \geq 0.23(650 \times 180) \frac{2.4}{500} = 1.13 cm^2$$

$$A_s = \max [1.88 ; 2,26] = 2,26 cm^2 \implies \text{Choix : } 2T12 = A_s = 2.26 cm^2$$

b. Ferrailage sur appuis :

$$\text{On a : } Mau^{max} = 18,04 KN.m < M_{tab} = 58,695 KN.m$$

L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b₀ x h) en flexion simple

Tableau III.2 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis

Mau (KN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	α	Z (cm)	$\mu < 0,371$	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$	A_s (choix)
18,04	0,060	oui	0	0,077	17,58	oui	435	2,15	2,26

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_s = \text{Max} \{2,15 cm^2 ; 1,13 cm^2\} = 2,15 cm^2 \quad A_s^{min} = 1,35 cm^2$$

$$\text{On adopte : } 2T12 \quad A_s = 2,26 cm^2$$

➤ **Effort tranchant**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{max} = 22,77 \text{ KN}$

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{F. P. P}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} = 1,05 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

❖ **Au voisinage des appuis**

1. Appuis de rives :

- Vérification de la compression du béton :

$T_u = 15,17 \text{ KN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{T_u}{0,9 b_0 d} = 0,780 < 6,66 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

- Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 2,36 \geq \frac{T_u \times \gamma_b}{f_e} = 0,455 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

2. Appuis intermédiaires :

- Vérification de la contrainte de compression :

$$\frac{T_u}{0,9 b_0 d} = 0,78 < 6,66 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

- Vérification des contraintes des armatures :

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

- Vérification des contraintes du béton :

Soit "y" la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance "y" de l'axe neutre :

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

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :

○ **Détermination de l'axe neutre :**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; c = c' = 2,1 \text{ cm}$$

y : est la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance "y" et le moment d'inertie "I" se calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

Tableau III.3 : Vérification de la contrainte du béton

	M_{ser}(kNm)	A_s(cm²)	Y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc}(mPa)	Vérification
Travée	18,92	2,36	3,92	8443,53	8,78	Vérifiée
Appuis	23,69	2,26	3,92	8443,53	10,99	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec :

$h = 20 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $L = 4,75 \text{ m}$; $M_{\text{tsr}} = 18,92 \text{ KN.m}$;

$A_s = 2,36 \text{ cm}^2$; $f_e = 500 \text{ MPa}$

$$\frac{h}{L} = 0,042 < 0,0625 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

$$\frac{A_s}{bd} = 0,011 > 0,0084 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

$$\frac{h}{L} = 0,042 < 0,0699 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

Puisque Les conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_r = f_v - f_i \leq \bar{f} \cdot$$

$$\text{Tel que : } \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \quad \text{Si } L \geq 5,00 \text{ m}$$

$$\bar{f}_s = \frac{L}{500} \quad \text{Si } L < 5,00 \text{ m}$$

Donc :

$$f = \frac{475}{1000} = 0,95 < \bar{f} = 1,1 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Calcul des armatures transversales et l'espacement**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance *FeE240* ($f_e = 235 \text{ MPa}$)

🚦 **BAEL 91 modifié 99**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,9 f_e} \quad K = 1 \quad \text{Art A 5.1.2.3} \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \end{array} \right.$$

 **RPA 99 version 2024**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

ϕ_t : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$\phi_t \leq \text{Min}(0,60\text{cm} ; 1\text{cm} ; 1,2\text{cm})$.

Nous adopterons : $\phi_t = 6(\text{mm})$.

Donc :

➤ Selon le “BAEL 91 modifié 99”

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,059\text{cm} \\ \bullet S_t \leq 20,25\text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,0492\text{cm} \end{array} \right.$$

➤ Selon le “RPA 99 version 2024”

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 6,25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 12,5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

• **Choix des armatures :**

$$A_t = 2 \cdot \pi \cdot \phi_t^2 / 4 = 0,56 \text{ cm}^2$$

On adopted: $A_t = 2\phi 6 = 0,57(\text{cm})^2$

• **Choix des espacements :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83cm$$

$$Donc : \begin{cases} S_t = 5cm.....Zone nodale \\ S_t = 10cm.....Zone courante \end{cases}$$

Le ferrailage final adopté pour tous les types des poutrelles est présenté dans le schéma suivant :

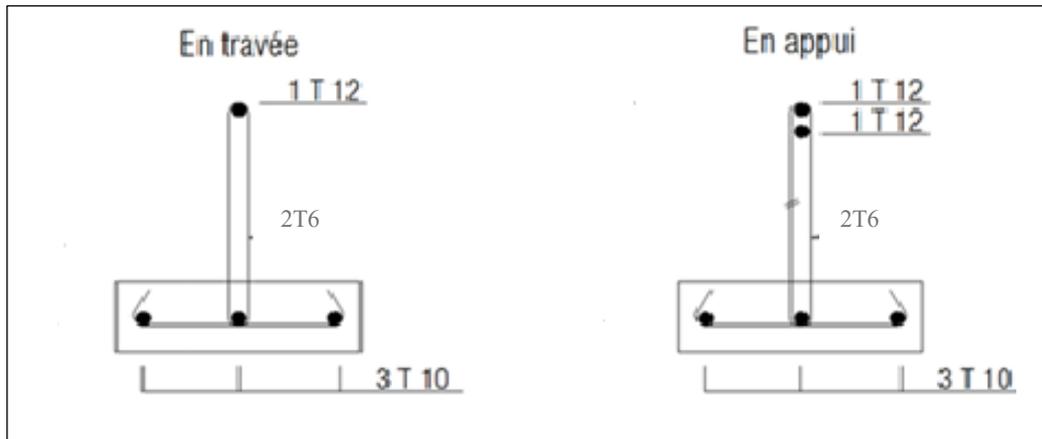


Figure III.13 : Ferrailage des poutrelles

III.4. Balcons

III.4.1. Introduction

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, et se calcule comme une console en dalle pleine encastrée à une extrémité et libre à l'autre, soumise à :

- Un poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps. Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

• **Épaisseur du balcon :**

L'épaisseur de balcon et déterminer comme suite :

▪ **Résistance au feu**

e = 7 cm pour une heure de coup de feu.

e = 11 cm pour deux heures de coup de feu.

e = 17,5 cm pour quatre heures de coup de feu. Nous optons : e = 15 cm.

▪ **Isolation phonique**

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Nous limitons donc notre épaisseur à 15 cm.

▪ **Résistance à la flexion**

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

L_x : La petite portée du panneau le plus sollicité.

$L_x = 3,17$ m.....

$L_y = 1,20$ m

On prend : $e = 15$ cm

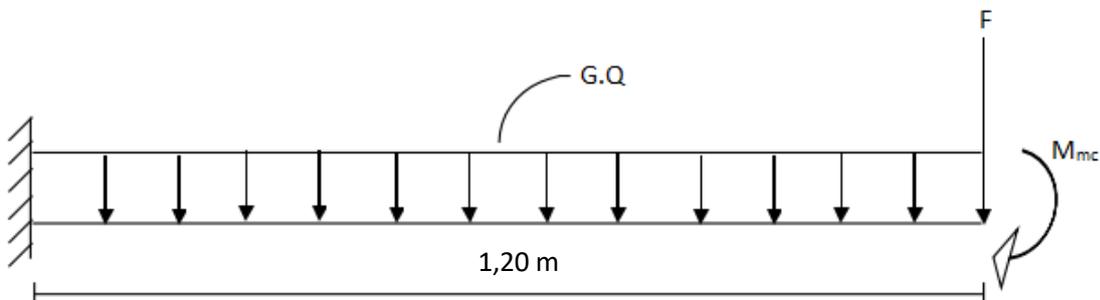


Figure III.14 : Schéma statistique du balcon

III.4.2. Évaluation des charges

- Charge permanente : $G = 7.4$ KN/m²
- Charge revenant au garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur Brique creuse: $0.1 * 0.9 = 0.9$ KN/m
- Enduit ciment : $2 * 0.2 * 22 = 0.88$ KN/m

$G_{gc} = 0.9 + 0.72 = 1.62$ KN/m

- Charge d'exploitation : $Q = 3.50$ KN/m²

Détermination des efforts :

Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1ml. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

Combinaison des charges

a) **Combinaison de charge à l'ELU :**

La dalle pleine : $q_u = (1,35G + 1,5Q) * 1m = (1,35 * 6,29) + (1,5 * 3,5) = 15,24$ KN/m

Le garde-corps : $P_u = 1,35 * 1,62 = 2,19$ KN

b) Combinaison de charge à l'ELS :

La dalle pleine : $q_s = (G+Q) * 1m = 10,9 \text{ KN/m}$

Le garde-corps : $P_s = 1 * 1,62 = 1,62 \text{ KN}$

Les moments et les efforts tranchants

ELU :

Le moment provoqué par la charge est :

$$M_{U1} = - (q_u \times l^2) \div 2 = -10,97 \text{ KN.m}$$

Le moment provoqué par la charge est :

$$M_{U2} = - (P_u \times l) = -2,63 \text{ KN.m}$$

Le moment total :

$$M_u = M_{U1} + M_{U2} = -13,6 \text{ KN.m}$$

$$V_u = -(q_u \times l) + P_u = -(15.24 \times 1.2) - 2,19 = -20,48 \text{ KN}$$

ELS :

$$M_s = - (q_s \times l^2 / 2 + P_s \times l) = -9,79 \text{ KN.m}$$

$$V_s = - (q_s \times l + P_s) = -11,46 \text{ KN}$$

Note : le signe (-) veut dire que la fibre supérieure est tendue.

III.4.3 Calcul de ferrailage

Le ferrailage se fait à l'ELU en considérant que la fissuration est peu préjudiciable en considérant une section de 1.00 m de largeur et de 15 cm d'épaisseur.

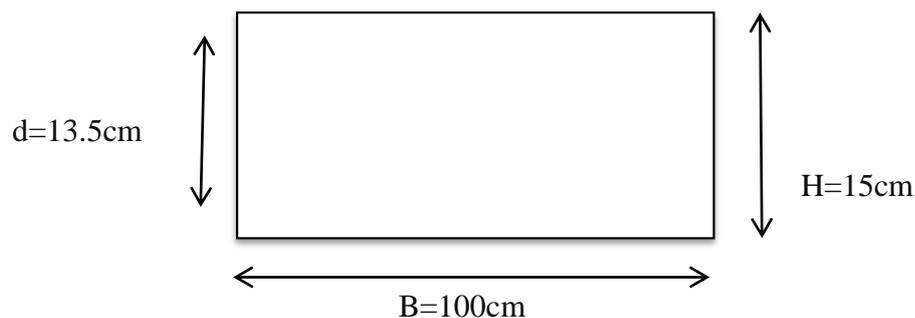
Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1m de largeur. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

Soit : $M_u = -13,6 \text{ KN.m}$ $V_u = -20,48 \text{ KN}$

APPLICATION :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 13.5 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa}$$

a- Les armatures principales (Armature partie supérieure) :



Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.4 : Ferrailage du balcon

	M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	$A's$ (cm ²)	α	Z (mm)	A^{cal} s (cm ²)	Choix	A^{adp} s (cm ²)	Esp (cm)
M_u	13,6	0,052	Oui	0	0,067	131,4	2,38	4T10	3,14	25

b - Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{3,14}{4} = 0,7 \text{ Cm}^2$$

On adopte 4T10= 3,14 cm², st =25cm

c -Vérification (ELU) :

c-1) Condition de non fragilité du béton (ARTB.7.4/BAEL91)

$$A_{Smin} = 0.23b \times d \times f_{t28} \div f_e = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.1 \div 500 = 1.30 \text{ cm}^2$$

Donc $A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{smin} = 1.30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V$

c-2) Écartement des barres (BAEL91 / art A.8.2.42)

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$St \leq \text{Min} (33\text{cm} ; 3h) \Rightarrow St = 20\text{cm} \leq (33\text{cm} ; 51\text{cm}) \dots\dots\dots \text{verifier}$$

- Les armatures de répartition : $St \leq \text{Min} (45\text{cm} ; 4h) \Rightarrow St = 25\text{cm} \leq (45\text{cm}) \dots\dots\dots \text{Vérifier}$

c-3) Vérification a l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{20,05 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.15 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPA} \dots (C.V)$$

III.4.4. Vérification vis-à-vis de l'ELS

✓ **Vérification des contraintes :**

$$M_{ser} = 9,79 \text{ kN.m}$$

La fissuration est préjudiciable ; il faut que :

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

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \min\left(\frac{2}{3}fe; \max(0,5fe; 110\sqrt{nf_{tj}})\right) = 333,33 \text{ Mpa}$$

Avec $\begin{cases} \eta = 15 \\ \eta = 1,6(HA) \end{cases}$

Y : est calculé à partir de l'équation : $b/2 \cdot y^2 + n As'(y - c') - n As (d - y) = 0$.

I : est calculé à partir de l'équation : $I = b/3 y^3 + n As' (y - c')^2 + n As (d - y)^2$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.5 : Vérification des contraintes

M _{ser} (kNm)	As (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b (Mpa)	σ _b < σ _b	σ _s (Mpa)	σ _s < σ _s
9,79	3,14	2,57	4167,68	6,39	Vérifié	408,42	OK

✓ **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,1 \geq 0,0625 \dots VERIFIER \\ \frac{As}{bd} \geq \frac{4,2}{fe} \Rightarrow \frac{2,01}{100 \times 13,5} = 2,33 \times 10^{-3} \leq 8,4 \times 10^{-3} \dots VERIFIER \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10M_0} \Rightarrow 0,1 \geq 0,085 \dots VERIFIER \end{array} \right.$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire. Après les calculs et les vérifications effectuées, nous adoptons le ferrailage suivant :

- Armature principale : As=5T10=3.93cm² avec St= 20 cm
- Armature de répartition : Ar = 4T10= 3,14 cm² avec St = 25 cm

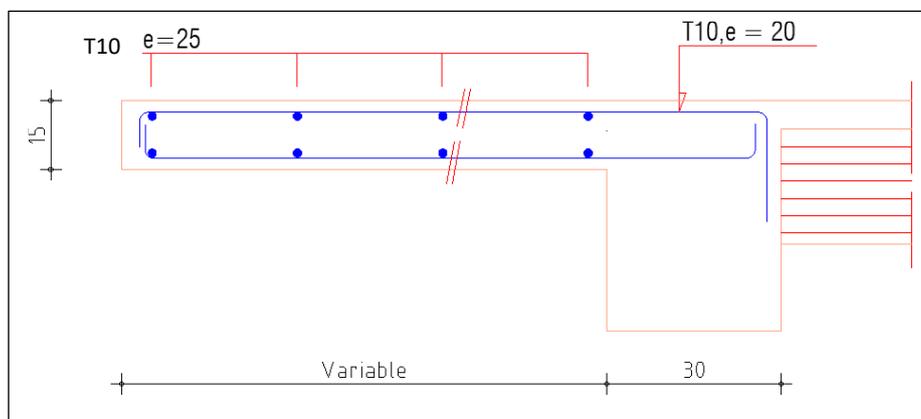


Figure III. 15 : Ferrailage du balcon

III.5. L'escalier

III.5.1 Introduction

L'escalier est un élément secondaire de la construction, mais il a une grande importance dans la structure, il permet d'accéder d'un niveau à un autre. Ils sont calculés en flexion simple.

III.5.2. Définition des éléments d'un escalier

Un escalier est caractérisé par :

- La marche : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier (M)
- La contremarche : la partie verticale des gradins (CM)
- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de la marche (g).
- L'embranchement : la largeur de la volée (b).
- La volée : suite ininterrompue des marches.
- La paillasse : le support des marches.
- Le palier : la partie horizontale entre deux volées.

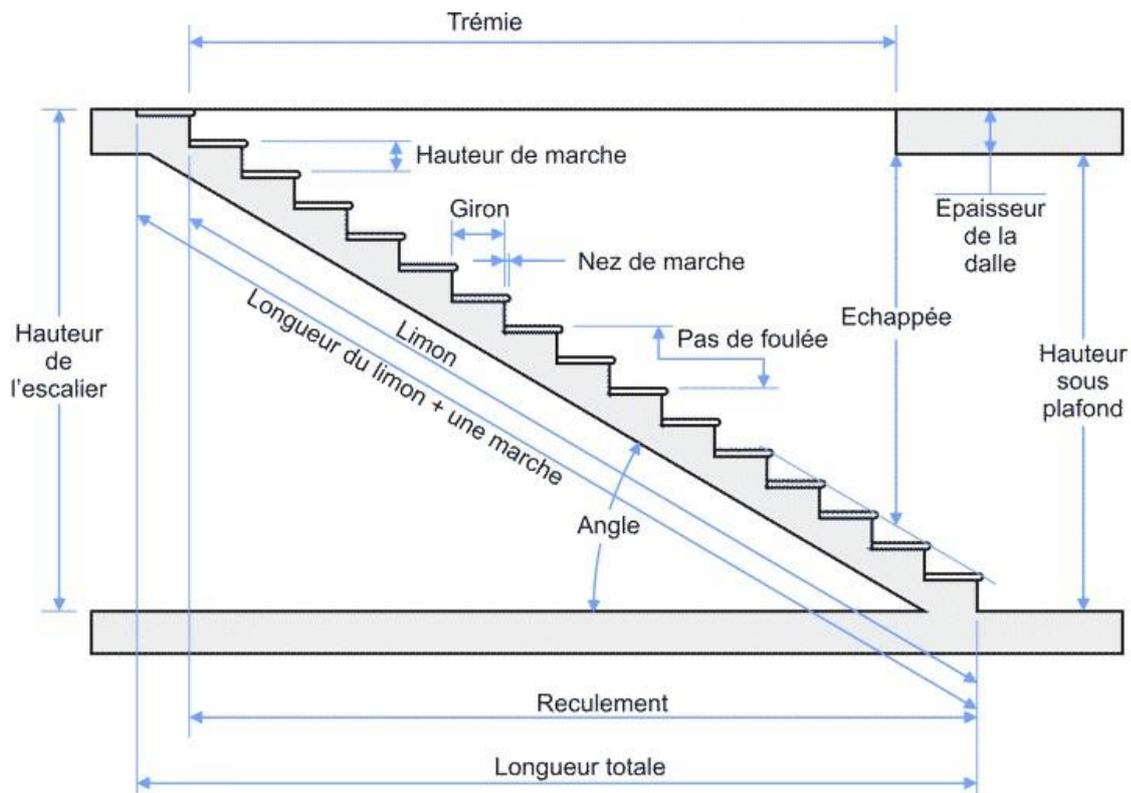


Figure III.16 : Eléments d'un escalier

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h+g=64$

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$\begin{cases} 2h+g=64 \dots\dots\dots (1) \\ n \times h = H \dots\dots\dots (2) \\ (n-1) g=L \dots\dots\dots (3) \end{cases}$$

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$64n^2 - (64+2H+L) n + 2H = 0 \dots\dots\dots (4)$$

D'après (4) on aura : $64n^2 - 655n + 306 = 0$

Solution :

$n_1 = 0,49 \dots\dots\dots$ refusée.

$n_2 = 9,74$

Alors nous adopterons :

- Le nombre de contremarches $n = 9$
- Le nombre des marches $n-1 = 8$

$h = H/n = 153/9 = 0,17m \rightarrow$ en prend $h = 17cm$

$g = L/n-1 = 240/8 = 0,30m \rightarrow$ en prend $g = 30cm$

a. Vérification de l'équation de « BLONDEL »

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Alors l'équation de BLONDEL est vérifiée.

b. Détermination de l'épaisseur de la paille

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$$

$14 \text{ cm} \leq e \leq 21 \text{ cm}$

On prend donc l'épaisseur $e = 20 \text{ cm}$

N.B :

Le palier aura la même épaisseur que la paille. Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

c. Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\tan\alpha = H/L = 153/240$$

$$\alpha = 32,52^\circ$$

d. Évaluation des charges :

+ Charges permanentes :

- Palier :

Tableau III.6 : Les charges de palier

Désignations de l'élément	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0,40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Poids propre du palier (BA)	25	0.2	5
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
Σ	/	/	6,52

- Paillasse(volée) :

Tableau III.7 : Les charges de la volée

Désignations de l'élément	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (N/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	20	0.02	0.40
Mortier de ciment horizontal	20	0.02	0.40
Enduit en plâtre ep/cos a	18	0.02	0.36
Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	-	-	2,13
Poids propre de la paillasse ep x 25/ cosa	-	-	5.93
Garde- corps	/	/	1
Σ			10,22

+ Charges d'exploitation :

$$Q = 2,50 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

Tableau III.8 : Charges a l'ELU et l'ELS

	ELU	ELS
Palier	12,552	9,02
Paillasse(volée)	17,55	12,72

III.5.3. Détermination des sollicitations

✚ Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU :

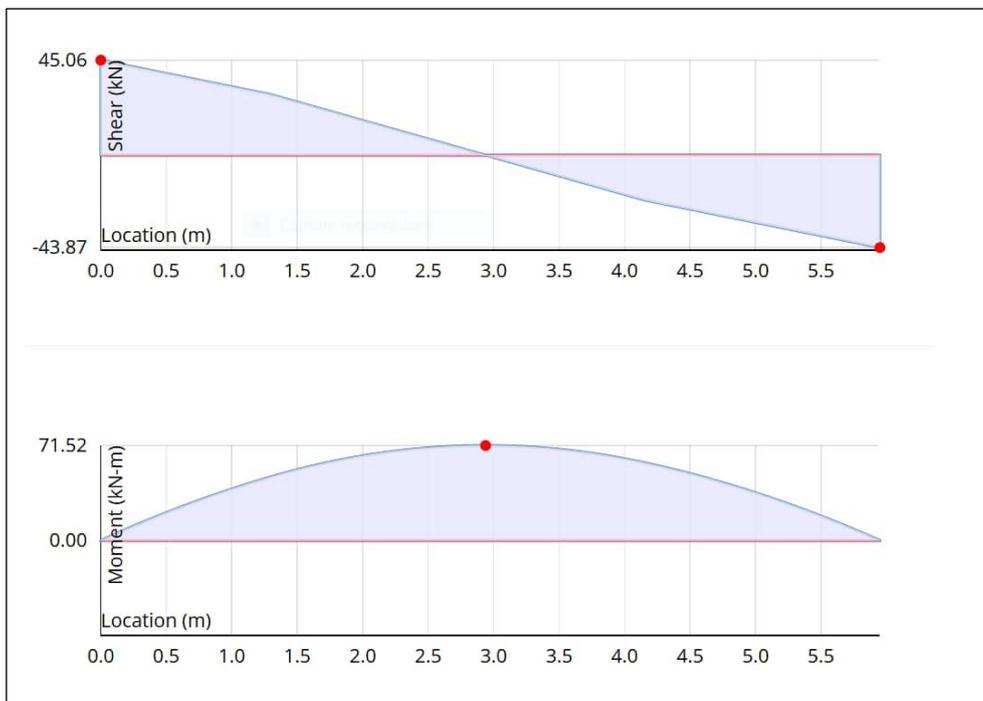


Figure III.17 : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant d'escalier à l'ELU

$$M_t^{\max} = 71,52 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 0,00 \text{ KN.m}$$

$$T^{\max} = 45,06 \text{ KN}$$

✚ Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS :

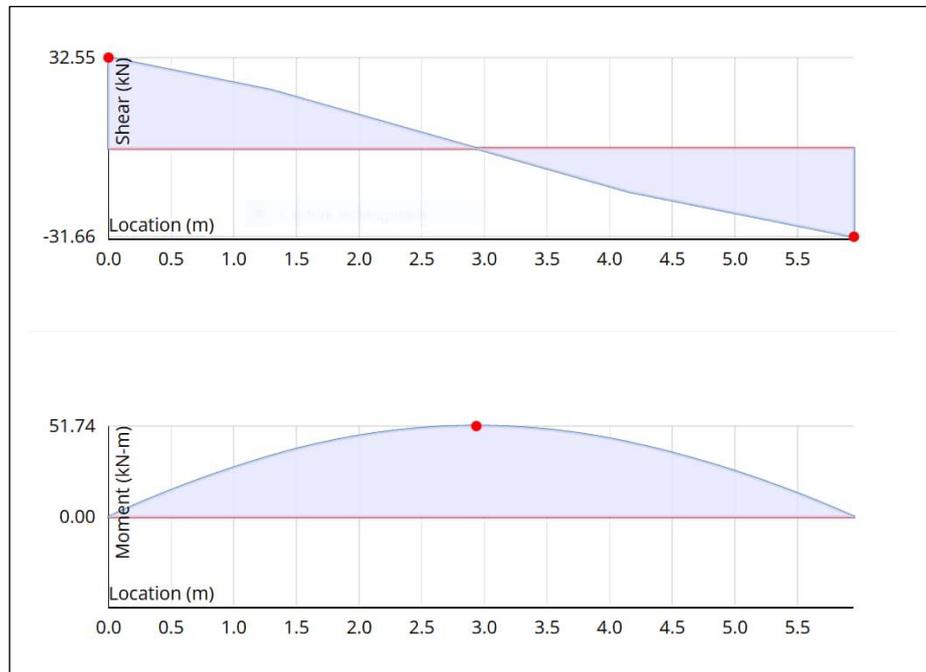


Figure III.18 : Diagramme des moments fléchissant et l’effort tranchant d’escalier à l’ELS

$$M_t^{\max} = 51,74 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 0,00 \text{ KN.m}$$

$$T^{\max} = 32,55 \text{ KN}$$

a. Calcul des armatures :

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que : b = 100 cm ; h = 20 cm

- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (organigramme I, voir annexe).

$$F_{c28} = 25 \text{ MPA} ; \gamma_b = 1,5 ; d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\sigma_{st} = 435 \text{ MPA} ; \gamma_s = 1,15 ; f_e = 500 \text{ MPA}$$

$$\mathbf{Mu \max = 60,79 \text{ KN.m}}$$

$$\text{En travée} = 0,85 * 71,52 \rightarrow 60,79 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis} = 0,5 * 71,52 \rightarrow 35,76 \text{ KN.m}$$

Tableau III.9: Ferrailage de l'escalier

	M_U [KN.m]	μ	α	Z [cm]	$A_{s'}$ [cm ²]	A_s [cm ²]	$A_{s \text{ choisie}}$ [cm ²]	$A_{s \text{ adoptée}}$ [cm ²]
Travée	60,79	0.110	0.146	16.95	0	8,24	8T12	9.05
Appui	35,76	0.065	0.084	17.39	0	4.7	6T10	4.71

Espacement :

- En travée : $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm$

On prend : esp=15 (cm).

- Sur appui : $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm$

On prend : esp=20 (cm).

Armature de répartition :

- En travée :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 1cm^2/ml \leq A_r \leq 2cm^2/ml$$

Le choix est de 5T8=2.16(cm)² avec S_t=25 (cm)

- Sur appui :

Le choix est de 5T8=2,16(cm)² avec S_t=25 (cm)

b. Vérification :

- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,74cm^2$$

En travée : $A_s = 9.05cm^2 > A_s^{min} = 1,74cm^2$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 4,71cm^2 > A_s^{min} = 1,74cm^2$ vérifiée

- Effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = 3,33MPa \dots \dots \dots (fissuration peu nuisible)$$

$$\tau_u = \frac{\tau_u^{max}}{bd} = 0,25 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

▪ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$T_u = -43.87 \text{ KN} < 0$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

▪ **Vérification des armatures transversales :**

$T_u = 0.43 \text{ MPA} < 0.05 * 30 = 1.5 \text{ MPA} \dots \text{ C.V}$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✚ **Vérification à l'E.L. S :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

➤ **Vérification des contraintes du béton :**

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

$$\frac{b}{2} y^2 + nA_s'(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s'(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=18\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A_s'=0.$

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

Mser max = 51,74 (KN.m)

En travée : $0.85 * 51,74 = 43,98 \text{ (KN.m)}$

En appuis : $0.5 * 51,74 = 25,87 \text{ (KN.m)}$.

La vérification à faire est :

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.10 : Vérification des contraintes

	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	43,98	2.36	6,41	6511,04	16,62	Vérifiée
Appui	25,87	2.36	2.85	6020.25	9,78	Vérifiée

 **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \end{array} \right. \Rightarrow \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{20}{240} = 0,0833 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{C.V} \\ \frac{A_s}{bd} = \frac{2.36 \cdot 10^2}{1000 \cdot 180} = 0,00131 < 0,0084 \text{ C.V} \end{array}$$

0,0833 < 0,0085 C.N.V

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : Δf_T = f_v - f_i ≤ f̄

Avec :
$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right.$$

• **Moment d'inertie de la section homogène I₀ :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{Fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \\ I_{Fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_i \cdot \mu} \end{array} \right. \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

$E_v=11393.18$ (MPa)

$E_i = 34179.56$ (MPa).

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.11: Vérification de la flèche de l'escalier

M_{ser} KN.m	A_s cm ²	δ	σ_s (Mpa)	λ_i	μ	I_o (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
43,98	2,36	0,0013	397,6	18,31	0,06	68932,27	35041,01	47034,67

Les résultats de calcul de la flèche des différents cas sont récapitulés dans le tableau qui suit :

Tableau III.12: Résultats de la flèche

f_i (cm)	f_v (cm)	Δf (cm)	\bar{f} (cm) ²	Observation
0,18	0,08	0,10	0,48	Vérifiée

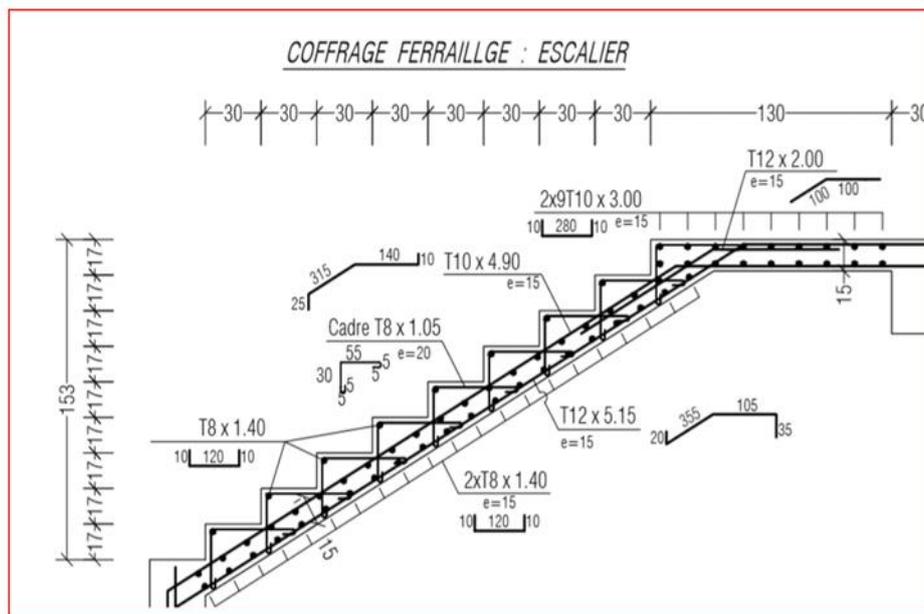


Figure III.19 : Ferrailage d'escalier

Chapitre IV :
Etude dynamique en zone
sismique

IV.1. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celle qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Peut-on prévoir un tremblement de terre ? Il semble qu'on ne puisse encore apporter qu'une réponse fragmentaire à travers la convergence d'un certain nombre d'observations plus ou moins empiriques. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude c'est que plus nous éloignons du dernier tremblement de terre ; plus nous sommes proches du suivant. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévention valable est la construction parasismique.

IV.2 Étude sismique

IV.2 .1 Modélisation de rigidité

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

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds.
- Tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

IV.2.2. Modélisation de la masse

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le RPA version 2024 avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage multiple.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.
- La charge de l'acrotère des poutres qui se trouvent sur le périmètre des

planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

- La charge des escaliers a été répartie au niveau des planchers délimitant la cage d'escalier(par plancher).

IV.3 Choix de la méthode du calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA version 2024**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

IV.3.1 La méthode statique équivalente

Concernant l'ouvrage faisant l'objet de cette étude, les conditions d'application de la méthode statique équivalente n'étant pas remplies vu l'irrégularité de la structure et la hauteur dépassant 32m (**art : 4.1.2 des RPA version 2024**), donc nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.3.2. La méthode d'analyse modale spectrale

IV.3.2.1. Analyse spectrale :

Utilisation des spectres de réponse :

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$S_a/g = \begin{cases} \text{A. I. S.} \left[1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ \text{A. I. S.} \cdot 2.5\eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ \text{A. I. S.} \cdot 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq T_3 \\ \text{A. I. S.} \cdot 2.5\eta \left(\frac{T_2 \cdot T_3}{T} \right) & T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Pour notre cas :

- L'ouvrage est classé de (groupe 2).

L'implantation de cet ouvrage se fera dans la wilaya de BLIDA (zone VI).

Donc :

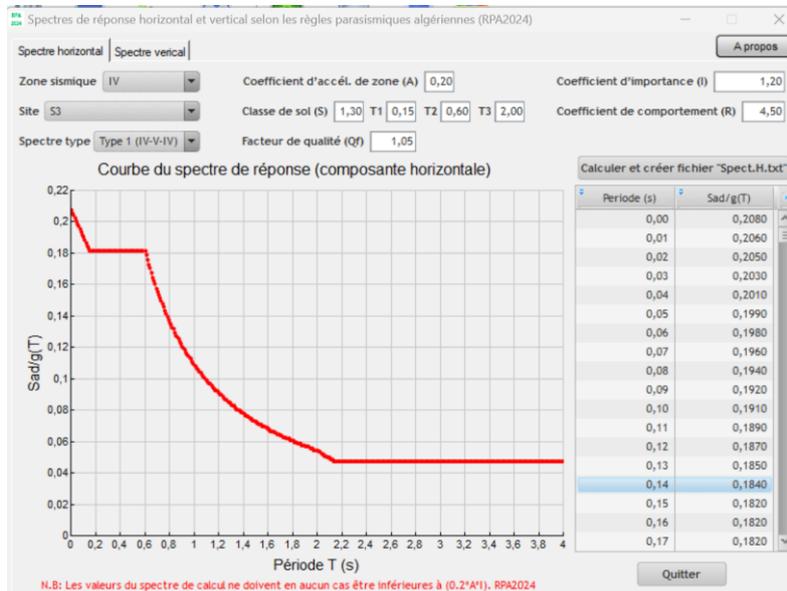


Figure IV.1 : Spectre de réponse

IV.3.2.2. Effort tranchant à la base:

La résultante des forces sismiques à la base (l’effort tranchant à la base) « E_x/Y » ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « Vx/Y » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

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

IV.3.2.3. Calcul de l’effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente:

La force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure, doit être calculée dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule : $V = \lambda \times \frac{S_{ad}}{g} \times (T_0) \times W$

Avec :

A : Coefficient d’accélération de zone. (**Tableau 3.3**) : **A = 0.30** (Zone VI et groupe 2).

R : Coefficient de comportement de la structure qui reflète la ductilité de la structure. Il est en fonction du système de contreventement. (**Tableau 3.18**) : **R= 4,5**

W : poids total de la structure, donné par le logiciel ETABS18.

D : facteur d’amplification dynamique moyen, est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d’amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \left\{ \begin{array}{ll} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{array} \right\}$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site sont données dans le (tableau 3.4) de RPA version 2024.

Catégorie **S3** site meuble.

T1 = 0,15.

T2 = 0,60.

η : Coefficient de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0.76 \dots (\xi = 10\%)$.

$\frac{S_{ad}}{g} \times (T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul (cf.§3.3.3).

T0=Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée (cf.§4.2.4).

λ: Coefficient de correction.

$$\lambda = \begin{cases} 0,85 \text{ Si } T_0 \leq (2T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2niveaux} \\ 1, \text{ autrement} \end{cases}$$

W: Poids sismique total du bâtiment.

$W = \sum_{i=1}^n W_i$, *n* étant le nombre de niveaux

IV.3.2.4. Estimation de la période fondamentale de la structure « T » :

D'après l'article (4.2.4 du RPA version2024), la formule empirique égale :

T = C_T h_N^{3/4}

Avec :

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4.3 du RPA version2024). **C_T = 0.05**.

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

h_N = 31,62m

T = 0.05 × (31,62)^{3/4} = 0.66 sec.

Dans le cas où la structure est contreventée par des voiles en béton armé, on peut également

utiliser la formule suivante : $T = \frac{0.9hN}{\sqrt{D}}$

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction du calcul.

Sens longitudinale : **D_x** = 21,57 m.

Sens transversale : **D_y** = 15,50 m.

la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules **(4-6 et 4-7 du RPA version 2024)**, Donc :

$$\mathbf{T} = \text{Min} \left(C_T h_N^{3/4}; \frac{0.9 \times h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

→ $T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times (28,05)^{3/4} = 0,66 \text{ sec}$, dans les deux directions.

-Suivant la direction (x-x) $T_x = 0,09x \frac{31,62}{\sqrt{21,57}} = 0,613 \text{ sec}$

-Suivant la direction (y-y) $T_y = 0,09x \frac{31,62}{\sqrt{15,50}} = 0,723 \text{ sec}$

Sens (x-x) : $T_x = \min (0.66 ; 0.613) = 0.66 \text{ sec}$

Sens (y-y) : $T_y = \min (0.66 ; 0.723) = 0.66 \text{ sec}$

Donc : **T_x** = 0,66 sec → **D_x** = 1,79

T_y = 0,66 sec → **D_y** = 1,79

Q : Facteur de qualité.

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

- Conditions minimales sur les files de contreventement.
- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- La qualité du contrôle et l'exécution de la construction.
- La régularité en plan et en élévation.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$

Critère q	Suivant x		Suivant y	
	Observé	Pénalité	Observé	Pénalité
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2. Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3. Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4. Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Total	1.05		1.05	

Tableau IV.1: Valeurs des pénalités P_q

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = \lambda \times \frac{S_{ad}}{g} \times (T_0) \times W = 4798,80 \text{ KN} \\ V_y = \lambda \times \frac{S_{ad}}{g} \times (T_0) \times W = 4492,50 \text{ KN} \end{array} \right.$$

IV.4 Résultats de l'analyse sismique

IV.4.1 Modèle 01 :

La structure comporte les voiles de contreventement

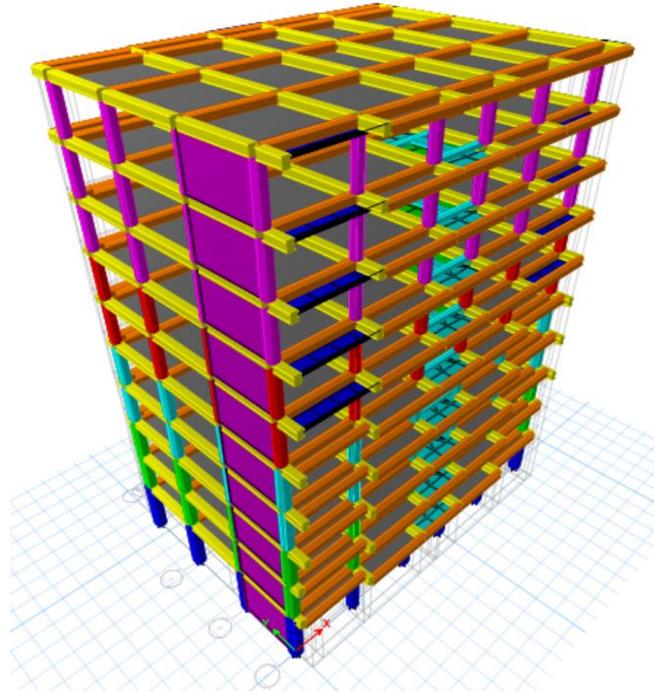


Figure IV.2 : Vue en 3D

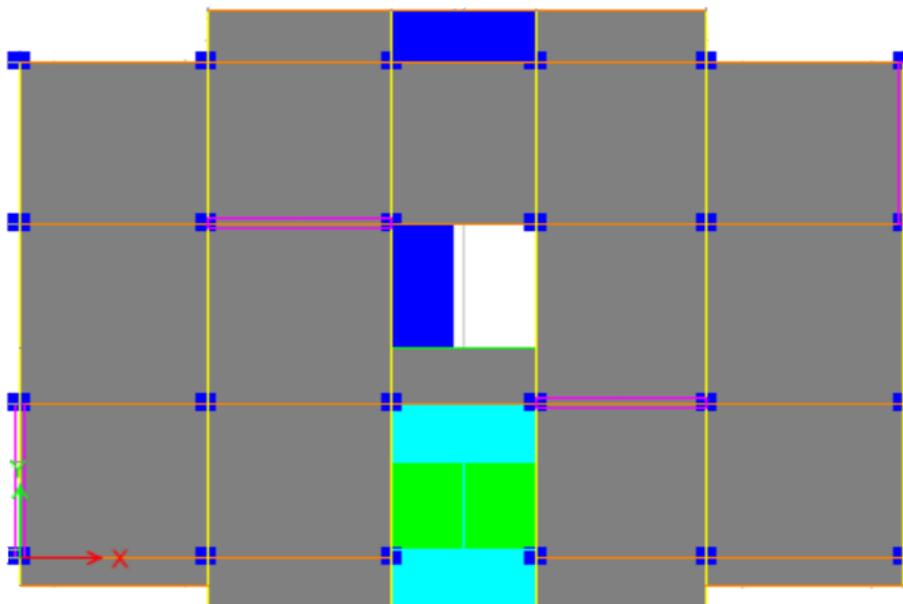


Figure IV.3 : Vue en plan du modèle 01 (RDC)

IV.4.1.1 Caractéristiques dynamiques propres :

Tableau IV.2 : Participation massique du modèle 01

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal 1	1	0,981	0,0027	0,679	0,000006024	0,0027	0,679	0,000006024	0,2691	0,001	0,004	0,2691	0,001	0,004
Modal 2	2	0,945	0,6798	0,0035	0,000001616	0,6825	0,6825	0,00000764	0,0014	0,2202	0,0094	0,2705	0,2213	0,0134
Modal 3	3	0,804	0,0098	0,0032	0,000007555	0,6923	0,6857	0,00001519	0,0014	0,0036	0,6693	0,2719	0,2249	0,6827
Modal 4	4	0,236	0,0059	0,1784	0,0001	0,6982	0,8641	0,0001	0,2636	0,0078	0,0015	0,5355	0,2327	0,6842
Modal 5	5	0,233	0,1734	0,0064	0,00001273	0,8716	0,8704	0,0001	0,0096	0,22	0,0003	0,5451	0,4527	0,6846
Modal 6	6	0,185	0,0009	0,0014	0,00002161	0,8725	0,8718	0,0001	0,0019	0,0016	0,1857	0,547	0,4543	0,8703
Modal 7	7	0,121	0,000004036	0,0005	0,2238	0,8725	0,8723	0,2239	0,0419	0,002	0,000006521	0,5889	0,4563	0,8703
Modal 8	8	0,117	0,000001077	0,0005	0,1399	0,8725	0,8728	0,3639	0,0389	0,000009388	0	0,6277	0,4564	0,8703
Modal 9	9	0,114	0,00002439	0,000001273	0,005	0,8725	0,8728	0,3689	0,0001	0,0381	0,0002	0,6278	0,4945	0,8705
Modal 10	10	0,107	0,0003	0,0022	0,0138	0,8727	0,875	0,3826	0,00003562	0,0146	0,0002	0,6279	0,5091	0,8707
Modal 11	11	0,105	0,0005	0,0002	0,0174	0,8732	0,8752	0,4001	0,0013	0,0283	0,0001	0,6292	0,5374	0,8708
Modal 12	12	0,102	0,0535	0,0107	0,0061	0,9268	0,8859	0,4061	0,021	0,0731	0,0006	0,6502	0,6105	0,8714
Modal 13	13	0,101	0,0143	0,05	0,0072	0,941	0,9359	0,4133	0,1035	0,0275	0,0001	0,7537	0,638	0,8715
Modal 14	14	0,1	0,00002373	0,001	0,0609	0,9411	0,9368	0,4742	0,0147	0,0015	0,00001462	0,7683	0,6395	0,8715
Modal 15	15	0,098	0,0003	0,004	0,0254	0,9414	0,9409	0,4996	0,0062	0,0044	0,00001245	0,7745	0,6439	0,8716
Modal 16	16	0,094	0,00004652	0,0005	0,0011	0,9414	0,9414	0,5007	0,0087	0,0013	0,0001	0,7832	0,6452	0,8716
Modal 17	17	0,09	0	0	0,0345	0,9414	0,9414	0,5352	0,0003	0,0046	0,000002683	0,7835	0,6498	0,8716

IV.4.1.2 Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale : **T = 0.981sec.**

La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **13^{ème}** mode.

- Le 1^{er} mode est un mode translation.
- Le 2^{ème} mode est un mode translation.
- Le 3^{ème} mode est un mode rotation.

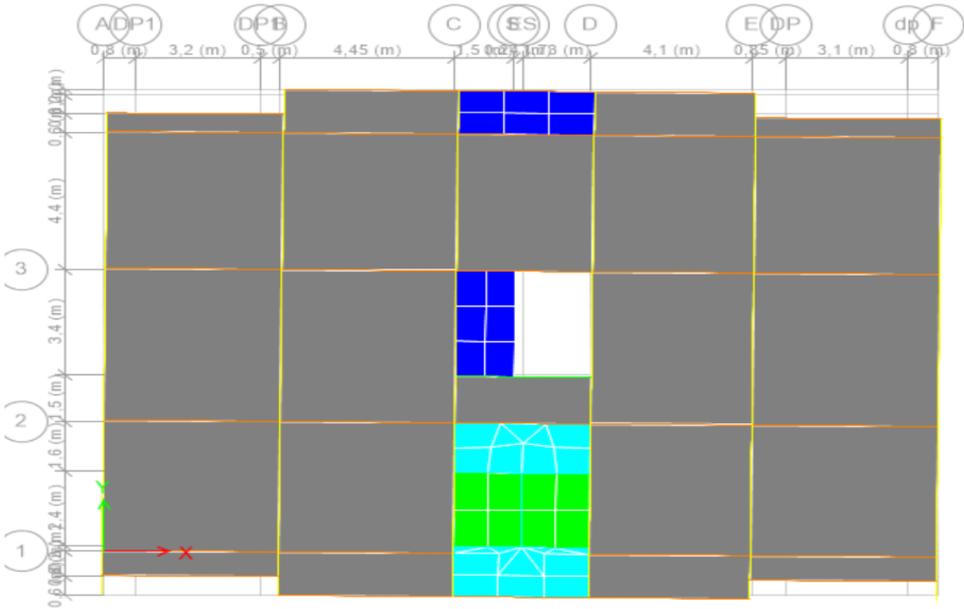


Figure IV.4 : Le 1er mode translation suivant l'axe Y-Y

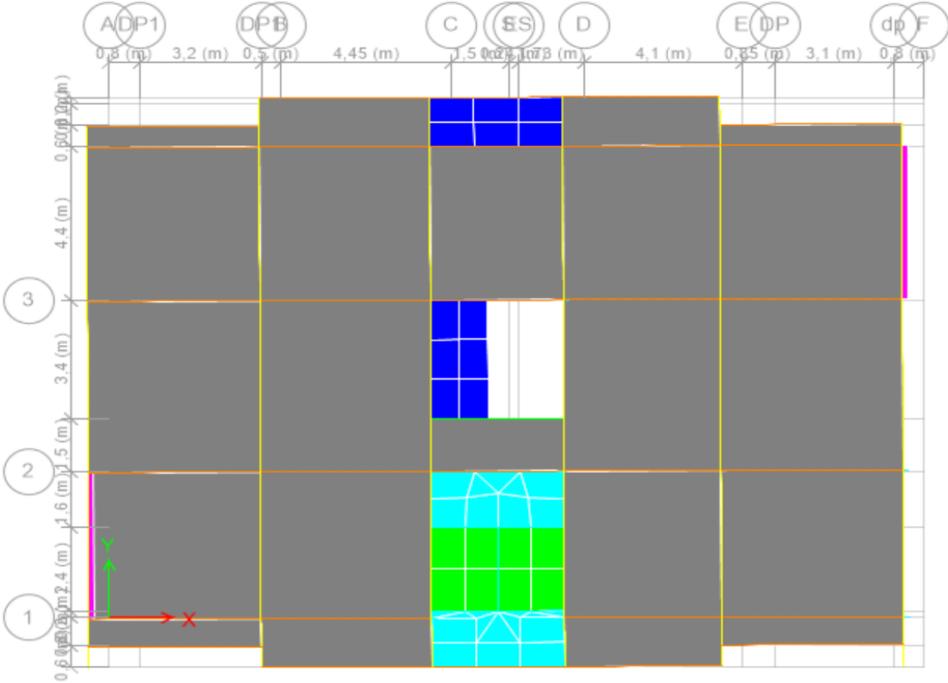


Figure IV.5 : Le 2ème mode translation suivant l'axe X-X

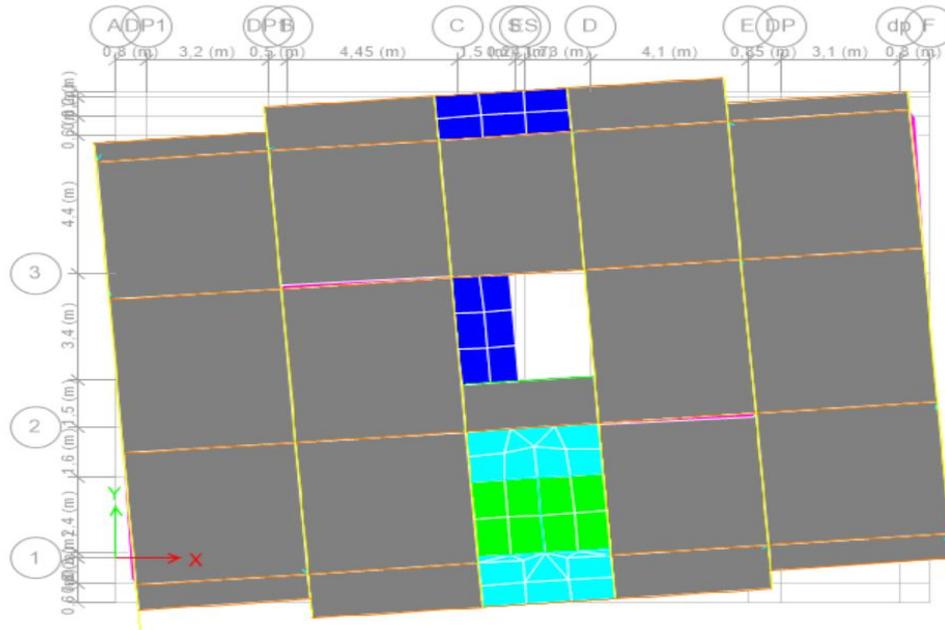


Figure IV.6 : Le 3ème mode rotation suivant l'axe Z-Z

IV.4.1.3 Vérification de la période numérique de la structure (T numérique) :

Elle est obtenue à partir d'un modèle numérique (modélisation sur ETABS), et elle doit être inférieure à la période empirique (T_{exp})

Donc on a : $T_{num} = 0.67s < T_{exp} = 0.867s \implies$ la période est vérifiée.

IV.4.1.4 Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de « ETABS » on a : $W = 32567,48 \text{ KN}$

Donc il faut : $V_{dynamique} \geq 0.8 \times V_{statique}$

Tableau IV.3 : Vérification de la force sismique (statique et dynamique)

	$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st} (KN)$	Observation
Sens X-X	4180,0994	3526,985	Vérifiée
Sens Y-Y	4050,1324	3500,673	Vérifiée

IV.4.1.5 Vérification des déplacement inter-étage :

Le RPA v.2024 exige de vérifier que les déplacements entres niveaux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. Le déplacement horizontal à chaque niveau " k " de la structure est calculé comme suit : $\delta = \frac{R}{Q_F} \times \delta_{ek}$ (Art4.5.2–RPA99/v.2024).

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Q_F =Coefficient de qualité.

Les déplacements relatifs du niveau (k) par rapport au niveau (k-1) ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} < 1.0\%$ hauteur d'étage.

Tableau IV. 4 : Vérification des déplacements inter-étage du modèle 01 selon l'axe (X-X)

Story	UX	UX	$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \cdot \delta_{ek}$		Δ_k (m)	$V_A \cdot \Delta_k$	h_k m	$\overline{\Delta_k}$	Vérification
	δ_{ek} (mm)	δ_{ek} (m)	δ_{ek} (m)	δ_{ek-1} (m)					
Etage9	54,47	0,05447	0,23344	0,20661	0,02683	0,01341	3,06	0,02295	Vérifiée
Etage8	48,21	0,04821	0,20661	0,17897	0,02764	0,01382	3,06	0,02295	Vérifiée
Etage7	41,76	0,04176	0,17897	0,15051	0,02846	0,01423	3,06	0,02295	Vérifiée
Etage6	35,12	0,03512	0,15051	0,12201	0,02850	0,01425	3,06	0,02295	Vérifiée
Etage5	28,47	0,02847	0,12201	0,09411	0,02790	0,01395	3,06	0,02295	Vérifiée
Etage4	21,96	0,02196	0,09411	0,06780	0,02631	0,01316	3,06	0,02295	Vérifiée
Etage3	15,82	0,01582	0,06780	0,04401	0,02379	0,01189	3,06	0,02295	Vérifiée
Etage2	10,27	0,01027	0,04401	0,02417	0,01984	0,00992	3,06	0,02295	Vérifiée
Etage1	5,64	0,00564	0,02417	0,00930	0,01487	0,00744	3,06	0,02295	Vérifiée
RDC	2,17	0,00217	0,00930	0,00000	0,00930	0,00465	4,08	0,0306	Vérifiée

Tableau IV. 5 : Vérification des déplacements inter-étage du modèle 01 selon l'axe (Y-Y)

Story	UY	UY	$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \cdot \delta_{ek}$		Δk (m)	$V_A \cdot \Delta_k$	hk m	$\overline{\Delta}_k$	Vérification
	δ_{ek} (mm)	δ_{ek} (m)	δ_{ek} (m)	δ_{ek-1} (m)					
Etage9	57,04	0,05704							Vérifiée
			0,24446	0,21549	0,02897	0,01449	3,06	0,02295	Vérifiée
Etage8	50,28	0,05028							Vérifiée
			0,21549	0,18561	0,02987	0,01494	3,06	0,02295	Vérifiée
Etage7	43,31	0,04331							Vérifiée
			0,18561	0,15604	0,02957	0,01479	3,06	0,02295	Vérifiée
Etage6	36,41	0,03641							Vérifiée
			0,15604	0,12574	0,03030	0,01515	3,06	0,02295	Vérifiée
Etage5	29,34	0,02934							Vérifiée
			0,12574	0,09639	0,02936	0,01468	3,06	0,02295	Vérifiée
Etage4	22,49	0,02249							Vérifiée
			0,09639	0,06900	0,02739	0,01369	3,06	0,02295	Vérifiée
Etage3	16,1	0,0161							Vérifiée
			0,06900	0,04453	0,02447	0,01224	3,06	0,02295	Vérifiée
Etage2	10,39	0,01039							Vérifiée
			0,04453	0,02426	0,02027	0,01014	3,06	0,02295	Vérifiée
Etage1	5,66	0,00566							Vérifiée
			0,02426	0,00926	0,01500	0,00750	3,06	0,02295	Vérifiée
RDC	2,16	0,00216							Vérifiée
			0,00926	0,00000	0,00926	0,00463	4,08	0,0306	Vérifiée

IV.4.1.6 Vérification spécifique aux sollicitation normales :

Afin d'éviter la rupture sous sollicitations dues au séisme, les RPA exigent que l'effort normal de compression sous combinaison sismique soit limité comme suit :

$$V = \frac{Nd}{f_c \times Bc} \leq 0,35$$

Avec :

- N_d : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous sollicitation Sismique (G+Q+E).
- Bc : l'aire (section brute) de cette dernière.
- f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours (30 MPa).

Alors, Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau IV. 6 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
RDC	50	50	2500	2067,1682	0,275	Vérifiée
Étage 1	45	45	2025	1863,9665	0,306	Vérifiée
Étage 2	45	45	2025	1863,9665	0,306	Vérifiée
Étage 3	40	40	1600	1439,4089	0,299	Vérifiée
Étage 4	40	40	1600	1439,4089	0,299	Vérifiée
Étage 5	35	35	1225	1013,604	0,275	Vérifiée
Étage 6	35	35	1225	1013,604	0,275	Vérifiée
Étage 7	30	30	900	603,2995	0,223	Vérifiée
Étage 8	30	30	900	603,2995	0,223	Vérifiée
Étage 9	30	30	900	603,2995	0,223	Vérifiée

IV.4.1.7 Vérification des conditions du facteur de comportement R :

Dans nos précédant calcul en a pris R=5. Donc selon le **RPA V2024** il faut justifier que Le système est Mixte portiques/voiles avec interaction. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage

On tire l'effort normal que reprend toute la structure à la base de chaque étage avec le logiciel (ETABS). Donc :

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 32567,48$ (KN).

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 22091,43$ (KN).

$$\frac{P_{voiles}}{P_{tot}} \times 100 = 67,83\% \geq 20\%.$$

Alors les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales donc diminue le coefficient de comportement donc il va être **R=4,5**.

IV.4.1.8 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) :

C'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.

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.1 \quad \text{" Article 5.9 RPA version 2024}$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d’exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d’étage au niveau ‘K’.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau ‘K’ par rapport au niveau ‘K-1’.

h_k : Hauteur d’étage ‘k’.

Tableau IV.7: Vérification l’effet P-Δ inter étages du modèle final selon l’axe (x-x)

<i>Sens X-X</i>						
Niveaux	h_k (m)	P_k (kn)	V_k (kn)	Δ_k (m)-x	θ	Observation
Etage9	3,06	3 453,187	986,0992	0,03011	0,03445	Condition vérifiée
Etage8	3,06	6 598,043	1 694,6959	0,03114	0,03962	Condition vérifiée
Etage7	3,06	9 798,361	2 224,1538	0,03192	0,04595	Condition vérifiée
Etage6	3,06	12 998,679	2 652,7712	0,03217	0,05151	Condition vérifiée
Etage5	3,06	16 198,997	3 027,1787	0,03150	0,05509	Condition vérifiée
Etage4	3,06	19 354,083	3 347,0411	0,02955	0,05585	Condition vérifiée
Etage3	3,06	22 509,170	3 631,7126	0,02660	0,05388	Condition vérifiée
Etage2	3,06	25 735,593	3 881,5244	0,02220	0,04811	Condition vérifiée
Etage1	3,06	28 901,827	4 068,1867	0,01653	0,03839	Condition vérifiée
RDC	4,08	32 404,800	4 168,3116	0,01029	0,01960	Condition vérifiée

Tableau IV.8: Vérification l'effet P- Δ inter étages du modèle final selon l'axe (y-y)

<i>Sens Y-Y</i>						
Niveaux	h_k (m)	P_k (kn)	V_k (kn)	Δ_k (m)-x	θ	Observation
Etage9	3,06	3 453,187	970,8919	0,03355	0,03899	Condition vérifiée
Etage8	3,06	6 598,043	1 656,1910	0,03448	0,04489	Condition vérifiée
Etage7	3,06	9 798,361	2 157,6566	0,03507	0,05205	Condition vérifiée
Etage6	3,06	12 998,679	2 559,5886	0,03503	0,05813	Condition vérifiée
Etage5	3,06	16 198,997	2 913,4861	0,03400	0,06178	Condition vérifiée
Etage4	3,06	19 354,083	3 221,4296	0,03163	0,06211	Condition vérifiée
Etage3	3,06	22 509,170	3 500,9402	0,02827	0,05940	Condition vérifiée
Etage2	3,06	25 735,593	3 750,1531	0,02341	0,05250	Condition vérifiée
Etage1	3,06	28 901,827	3 937,9757	0,01730	0,04149	Condition vérifiée
RDC	4,08	32 404,800	4 039,2895	0,01065	0,02094	Condition vérifiée

IV.5. Conclusion

L'étude dynamique nous a permis de constater une difficulté particulière dans le choix de la disposition des voiles, cette dernière était un véritable obstacle vu la non symétrie, les décrochements que présente la structure et les contraintes architecturales. Après plusieurs essais, La variante retenue a donné des résultats acceptables en termes de périodes, déplacements et efforts.

Les résultats obtenus pour le logiciel « ETABS 18 » (différentes sollicitations des éléments principaux) seront utilisés pour calculer les armatures de ces éléments ce qui va venir dans notre prochain chapitre (calcul des éléments principaux).

Chapitre V :
Ferraillage des éléments
résistants

V.1 Introduction

Le ferraillage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91 modifié 99**, **CBA 93** et le **RPA version 2024**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

1. Poteaux
2. Poutres
3. Voiles

V.2 Ferraillage des poteaux

V.2.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

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

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

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

Tableau V.1: Caractéristiques du béton et de l'acier

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	30	17	1,15	500	435
Accidentelle	1,2	30	21,25	1	500	500

V.2.2 Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

a. Selon CBA 93 :

Situation durable :

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

b. Selon RPA V 2024 :

$$\text{Situation accidentelle : } \begin{cases} G+0,3Q+Ex+0,3Ey \\ G+0,3Q+0,3Ex+Ey \end{cases}$$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- Effort normal maximal et le moment correspondant (N^{\max} , M^{corr})
- Le moment maximum et l'effort correspondant (M^{\max} , N^{corr})
- Effort normal minimal et le moment correspondant (N^{\min} , M^{corr})

V.2.3 Recommandation selon RPA version 2024

D'après le **RPA version 2024**, pour une zone sismique VI, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

Leur pourcentage est limité par :

$$1\% < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$1\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec : A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- ✓ Le diamètre minimal est de 12 (mm).
- ✓ La longueur minimale de $60\varnothing$ en zone de recouvrement.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 15(cm).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons.

$$A_s^{\min} = 1\%B \text{ selon RPA version 2024}$$

N.B : On utilise Le logiciel d'EXPERT et SOCOTEC pour le ferraillage des sections

a) -Ferraillage des poteaux

1. Situation durable :

- Combinaison : 1,35G+1,5Q

Poteaux :

a. (N^{max} , M^{corr}) :

Tableau V. 2: Ferraillages des poteaux en situation durable (N^{max} , M^{corr})

Niveaux	Section (cm2)	N^{max} (Kn)	M^{corr} (Kn.m)	Sollicitation	$As^{cal}/face$ (Cm2)	As_{min} RPA
RDC	50×50	-1063,46	11,03	SEC	0	25
1 ^{er} ;2 ^{eme}	45×45	-889,91	19,79	SEC	0	20,25
3 ^{eme} ;4 ^{eme}	40×40	-672,56	21,46	SEC	0	16
5 ^{eme} ;6 ^{eme}	35×35	-460,36	18,38	SEC	0	12,25
7 ^{eme} ;8 ^{eme} ;9 ^{eme}	30×30	-115,15	18,61	SPC	0,9	9

b. (N^{min} , M^{corr}) :

Tableau V. 3: Ferraillages des poteaux en situation durable (N^{min} , M^{corr})

Niveaux	Section (cm2)	N^{min} (Kn)	M^{corr} (Kn.m)	Sollicitation	As (Cm2)	As_{min} RPA
RDC	50×50	-2456,41	-2,17	SEC	0	25
1 ^{er} ;2 ^{eme}	45×45	-2184,87	-4,25	SEC	0	20,25
3 ^{eme} ;4 ^{eme}	40×40	-1672,00	-3,13	SEC	0	16
5 ^{eme} ;6 ^{eme}	35×35	-1168,80	-3,28	SEC	0	12,25
7 ^{eme} ;8 ^{eme} ;9 ^{eme}	30×30	-675,65	5,49	SEC	0	9

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

Tableau V. 4: Ferrailages des poteaux en situation durable (M^{\max} , N^{corr})

Niveaux	Section (cm ²)	M^{\max} (Kn)	N^{corr} (Kn.m)	Sollicitation	$A_s^{\text{cal/face}}$ (Cm ²)	$A_{S_{\min}}$ RPA
RDC	50×50	18,21	-1278,42	SEC	0	25
1 ^{er} ; 2 ^{eme}	45×45	29,16	-1199,30	SPC	2	20,25
3 ^{eme} ; 4 ^{eme}	40×40	27,67	-954,29	SEC	0	16
5 ^{eme} ; 6 ^{eme}	35×35	38,45	-672,29	SEC	0	12,25
7 ^{eme} ; 8 ^{eme} ; 9 ^{eme}	30×30	53,73	-246,23	SPC	2,7	9

2. Situation accidentelle :

Combinaison : $G+0,3Q+Ex+0,3Ey$ / $G+0,3Q+0,3Ex+Ey$

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

Tableau V. 5: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})

Niveaux	Section (cm ²)	N^{\max} (Kn)	M^{corr} (Kn.m)	Sollicitation	$A_s^{\text{cal/face}}$ (Cm ²)	$A_{S_{\min}}$ RPA
RDC	50×50	-153,77	11,09	SEC	0	25
1 ^{er} ; 2 ^{eme}	45×45	-119,38	32,33	SPC	2	20,25
3 ^{eme} ; 4 ^{eme}	40×40	-100,20	48,89	SPC	2,1	16
5 ^{eme} ; 6 ^{eme}	35×35	-75,04	48,22	SPC	3	12,25
7 ^{eme} ; 8 ^{eme} ; 9 ^{eme}	30×30	-26,35	75,01	SPC	7,6	9

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

Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Section (cm2)	N^{\min} (Kn)	M^{corr} (Kn.m)	Sollicitation	As (Cm2)	AS _{min} RPA
RDC	50×50	-2050,69	-64,57	SEC	0	25
1 ^{er} ;2 ^{eme}	45×45	-1849,32	-56,44	SEC	0	20,25
3 ^{eme} ;4 ^{eme}	40×40	-1428,92	-58,83	SEC	0	16
5 ^{eme} ;6 ^{eme}	35×35	-1002,27	-56,26	SEC	0	12,25
7 ^{eme} ;8 ^{eme} ;9 ^{eme}	30×30	-597,31	-62,26	SEC	0	9

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

Tableau V. 7 : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Niveaux	Section (cm2)	M^{\max} (Kn)	N^{corr} (Kn.m)	Sollicitation	As (Cm2)	AS _{min} RPA
RDC	50×50	88,44	-464,81	SEC	0	25
1 ^{er} ;2 ^{eme}	45×45	141,17	-309,93	SPC	5,2	20,25
3 ^{eme} ;4 ^{eme}	40×40	158,42	-202,53	SPC	9,2	16
5 ^{eme} ;6 ^{eme}	35×35	134,68	-128,45	SPC	10,3	12,25
7 ^{eme} ;8 ^{eme} ;9 ^{eme}	30×30	140,56	-37,60	SPC	12,1	9

V.2.4. Choix des armatures

1)- choix de ferrailage des poteaux :

Tableau V. 6 : Choix des armatures des poteaux

Niveaux	Section (cm2)	As ^{cal} /face (Cm2)	As _{min} RPA	As ^{min} (Z.R) (Cm2)	As ^{max} (Z.C) (Cm2)	Choix des armatures	As ^{adp} (Cm2)	A ^{sup} (adp) = A ^{inf}
RDC	50×50	0	25	200	100	8T25	39,27	14,73
1 ^{er} ;2 ^{eme}	45×45	5,2	20,25	162	81	4T25+4T20	32,21	12,96
3 ^{eme} ;4 ^{eme}	40×40	9,2	16	128	64	4T25+4T20	32,21	12,96
5 ^{eme} ;6 ^{eme}	35×35	10,3	12,25	98	49	4T25+4T20	32,21	12,96
7 ^{eme} ;8 ^{eme} ;9 ^{eme}	30×30	12,1	9	72	36	4T25+4T20	32,21	12,96

V.2.5. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

● Béton :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15Mpa$$

● Acier :

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \max\left(0,5f_e;110\sqrt{\eta f_{ij}}\right)\right)$

Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{1}{3}f_e, 110\eta\right)$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=250MPa$.

➤ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

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

Tableau V. 7: Vérification des contraintes pour les poteaux ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).

Niveaux	Section s (cm ²)	N_{ser}^{\max} (kN)	$M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (kN.m)	Section	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	50×50	-314,89	-5,34	39,27	19,7	250	1,33	18	OK
1 ^{er} , 2 ^{ème}	45×45	-222,89	-9,65	32,21	20,5	250	1,43	18	OK
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	40×40	-132,53	-9,43	32,21	21,2	250	1,53	18	OK
5 ^{ème} , 6 ^{ème} ,	35×35	-68,80	-7,29	32,21	50,3	250	5,53	18	OK
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	30×30	-16,42	-16,36	32,21	43,6	250	4,45	18	OK

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

Tableau V. 8 : Vérification des contraintes pour les poteaux ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).

Niveaux	Section s (cm ²)	N_{ser}^{\min} (kN)	$M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (kN.m)	Section	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	50×50	-1783,23	-1,68	39,27	97	250	6,47	18	OK
1 ^{er} , 2 ^{ème}	45×45	-1585,96	-3,34	32,21	104,1	250	6,96	18	OK
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	40×40	-1213,82	-2,50	32,21	108,4	250	7,26	18	OK
5 ^{ème} , 6 ^{ème} ,	35×35	-848,91	2,45	32,21	100,3	250	6,74	18	OK
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	30×30	-491,41	4,07	32,21	80,4	250	5,5	18	OK

c. (N^{corr}, M^{max}) :

Tableau V. 9: Vérification des contraintes pour les poteaux (M^{max}, N^{corr}).

Niveaux	Section s (cm ²)	M_{ser}^{max} (kN)	N_{ser}^{corr} (kN.m)	Section	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	50×50	13,03	-923,77	39,27	43,3	250	3,82	18	OK
1 ^{er} , 2 ^{ème}	45×45	20,85	-866,81	32,21	69	250	4,74	18	OK
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	40×40	19,88	-691,62	32,21	80,7	250	5,62	18	OK
5 ^{ème} , 6 ^{ème} ,	35×35	27,72	-487,51	32,21	97,2	250	7,06	18	OK
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	30×30	38,97	-179,56	32,21	127,2	250	11,2	18	OK

V.2 .6 Vérification de L’effort Tranchant

✚ Vérification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l’axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l’effort tranchant à l’état limite ultime par :

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

τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant à l’état limite ultime de la section étudiée

b: la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\bar{\tau}_u$ égale à :

- Selon le BAEL 91 : [1]

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

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

- Selon RPA ver.2024 : [2]

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

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

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

Avec :

$$\lambda: \text{L'élancement du poteau} \left(\lambda = \frac{L_f \times \sqrt{12}}{a} \right)$$

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

- Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 10 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	T _u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\tau_{u\ BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC	50×50	9,03	0,040	28,27	0,075	2,25	3	OK
1 ^{er} , 2 ^{ème}	45×45	18,46	0,101	23,55	0,075	2,25	3	OK
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	40×40	18,52	0,128	26,50	0,075	2,25	3	OK
5 ^{ème} , 6 ^{ème} ,	35×35	24,80	0,225	30,29	0,075	2,25	3	OK
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	30×30	42,13	0,520	35,33	0,075	2,25	3	OK

V.2.7 Ferraillage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA version 2024** ; elles sont données comme suit :

- **Selon BAEL91 modifié 99 : [1]**

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

Ø_t : Diamètre des armatures transversales.

Ø_l : Diamètre des armatures longitudinales.

- **Selon le RPA version 2024 : [2]**

$$A_t = (0,003.S.b)$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

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

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espace des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq \text{Min}(b_0/3 ; 10\text{cm} ; 6\phi_l) \dots\dots\dots \text{Zone nodale (zone IV)}.$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2} ; \frac{h}{2} ; 10\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone courante (zone IV)}.$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

L'espace des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans les zones critiques :

$$S_t = \text{Min}\left(\frac{h}{4} ; 24\phi_l ; 17,5\text{cm} ; 6\phi_l\right)$$

- En dehors de la zone critique :

$$S_t = \text{Min}\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_c=500$ MPa.

➤ Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux.

Tableau V. 11 : Espacement maximale selon RPA99 des poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	50x50	8T25	25	10	15
1 ^{er} , 2 ^{ème}	45x45	4T25+4T20	20	10	15
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	40x40	4T25+4T20	16	10	15
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	35x35	4T25+4T20	20	10	15
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	30x30	4T25+4T20	25	10	15

➤ Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V. 12 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zon e	S _t (cm)	A _t ^{cal} cm ²	choix	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	50x50	2,86	5,72	2,5	9,03	N	10	0,08	4T8	2.01
						C	15	0,12	4T8	2.01
1 ^{er} , 2 ^{ème}	45x45	2,14	4,75	3,75	18,46	N	10	0,31	4T8	2.01
						C	15	0,46	4T8	2.01
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	40x40	2,14	5,35	2,5	18,52	N	10	0,23	4T8	2.01
						C	15	0,35	4T8	2.01
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	35x35	2,14	6,11	2,5	24,80	N	10	0,35	4T8	2.01
						C	15	0,53	4T8	2.01
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème}	30x30	2,14	7,13	2,5	42,13	N	10	0,70	4T8	2.01
						C	15	1,05	4T8	2.01

V.2.8 Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : L_r=60Ø_l en zone VI.

Pour :

- Ø=20mm.....L_r=120cm
- Ø=16mm.....L_r=96cm
- Ø=14mm.....L_r=84cm
- Ø=12mm.....L_r=72cm

V.2.9 Schéma de ferrailage des poteaux

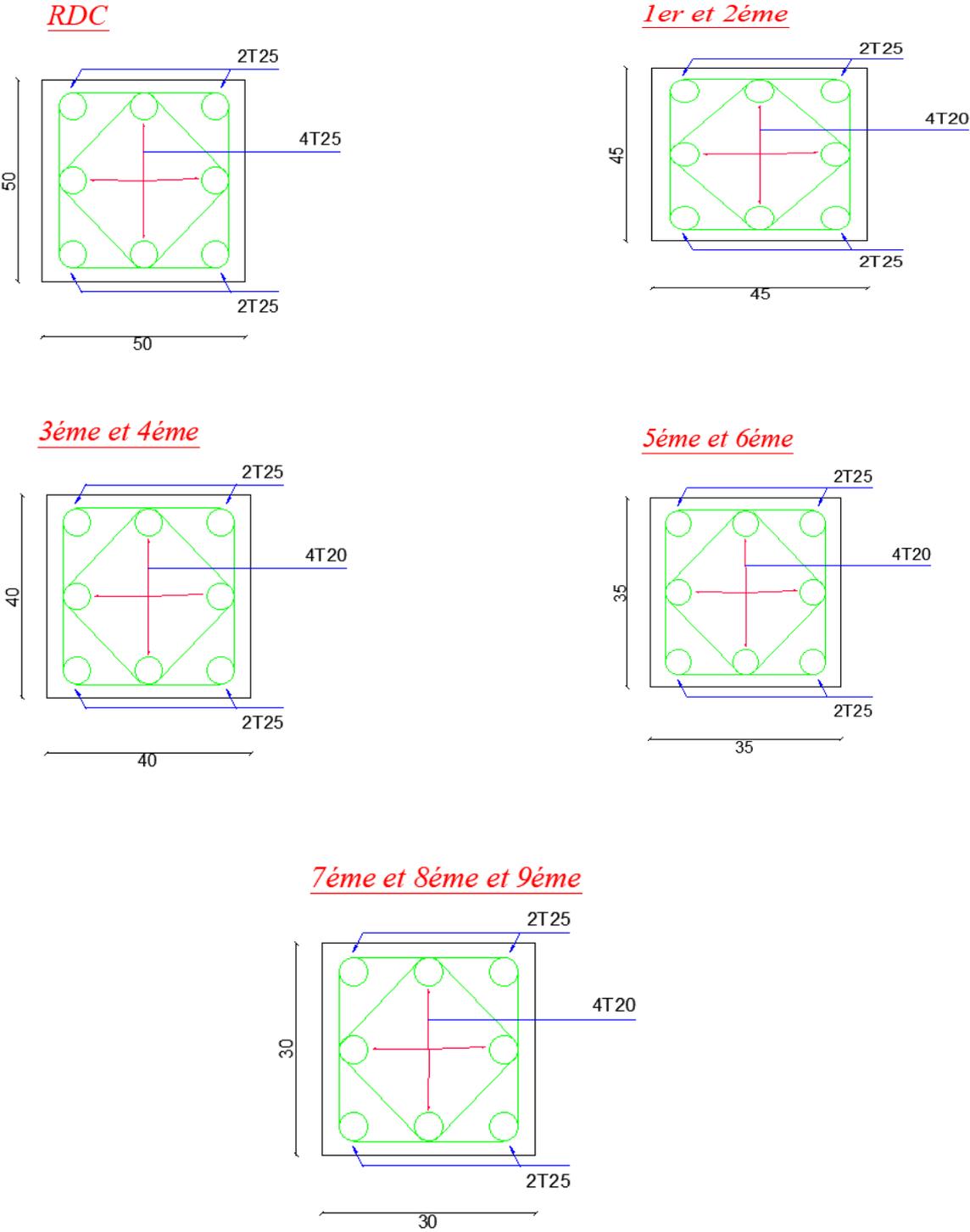


Figure V.1 : Schéma de ferrailage des poteaux zone nodale et courante.

V.3 Ferrailage des poutres

V.3.1 Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

On fait le calcul pour les situations suivantes :

a. Selon CBA 93 :

Situation durable :

ELU : $1.35 G + 1.5 Q$

ELS : $G + Q$

b. Selon RPA V 2024 :

Situation accidentelle

$G+0,3Q+Ex+0,3Ey$

$G+0,3Q+0,3Ex+Ey$

V.3.2 Recommandations selon RPA version 2024 :

1. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
2. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
3. La longueur minimale de recouvrement est de $60\varnothing$ en zone IV.
4. L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes :

➤ **Situation durable :**

Béton : $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$.

Acier : $\gamma_s = 1,15$; FeE 500 ; $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$.

➤ **Situation accidentelle :**

Béton : $\gamma_b = 1,2$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$.

Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 500 ; $\sigma_s = 500 \text{ MPa}$.

V.3.3 Calcul de ferraillage :

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par logiciel **ETABS 18**.

Ont disposé 3 types de poutres :

- ✓ Poutres principales 35x40 cm².
- ✓ Poutres secondaires 30x35 cm².

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

- ✚ Après redimensionnement, la poutre secondaire a été définie avec une section de 30x45 cm²

1. Sens porteur :

a-Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau V. 13 : Ferraillage des poutres porteuses 35x40.

Niveau	Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{s'} (cm ²)
RDC jusqu'à 8 ^{ème}	(35x40)	Travée	44,09	/	2,51	/
	(35x40)	Appui	/	-107,85	/	6,37
9 ^{ème}	(35x40)	Travée	41,74	/	2,37	/
	(35x40)	Appui	/	-102,76	/	6,05

b-Situation accidentelle : $G+0,3Q+Ex+0,3Ey$ / $G+0,3Q+0,3Ex+Ey$

Tableau V. 14 : Ferraillage des poutres porteuses 35x40.

Niveau	Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
RDC jusqu'à 8 ^{ème}	(35x40)	Travée	174,95	/	10,81	/
	(35x40)	Appui	/	-244,87	/	15,99
9 ^{ème}	(35x40)	Travée	140,97	/	8,51	/
	(35x40)	Appui	/	-227,46	/	14,64

2. Sens non porteur :

a. Situation durable : $1.35G+1.5Q$

Tableau V. 15 : Ferraillage des poutres non porteuses 30x35.

Niveau	Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
RDC jusqu'à 8 ^{ème}	(30x45)	Travée	39,35	/	2,58	/
	(30x45)	Appui	/	- 81,01	/	5,52
9 ^{ème}	(30x45)	Travée	38,16	/	2,50	/
	(30x45)	Appui	/	-72,98	/	4,94

b. Situation accidentelle : $G+0,3Q+Ex+0,3Ey$ / $G+0,3Q+0,3Ex+Ey$

Tableau V. 16 : Ferraillage des poutres non porteuses 30x35.

Niveau	Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
RDC jusqu'à 8 ^{ème}	(30x45)	Travée	134,09	/	9,68	/
	(30x45)	Appui	/	-178,5	/	13,65
9 ^{ème}	(30x45)	Travée	95,81	/	6,63	/
	(30x45)	Appui	/	-160,01	/	11,93

V.3.4 Choix des armatures :

Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau V.19: Choix des armatures pour les poutres porteuses 35x40.

Section	Position	A _{s max} z.c cm ²	A _{s max} z.r Cm ²	A _{s min} Cm ²	A _{s cal} cm ²	Choix des Armatures	A _{s max} adp Cm ²
(35x40)	Travée	56	84	7,00	10,81	8T14	12,32
(35x40)	Appui	56	84	7,00	15,99	8T16	16,08

Tableau V.20 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x35.

Section	Position	As _{max} z.c cm ²	As _{max} z.r Cm ²	As _{min} Cm ²	As _{cal} cm ²	Choix des Armatures	As _{max} adp Cm ²
(30x45)	Travée	42	63	5,25	9,68	6T16	12,06
(30x45)	Appui	42	63	5,25	13,65	6T20	18,85

V.3.5 Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2.4\text{MPa} \quad ; \quad f_e = 500 \text{ (Mpa)}.$$

Tableau V.21: Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	A _{s(min)} ^{choisi} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
(35x45)	16,08	1,74	Vérifiée
(30x45)	18,85	1,16	Vérifiée

V.3.6 Vérification vis à vis de l'ELS :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

Béton :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

Acier :

Fissuration préjudiciable :
$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right)$$

Où : η = 1,60 pour les aciers à HA.

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 18MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 250MPa \end{cases}$$

Tableau V.22: Vérification des poutres (35x45) à l'ELS.

Niveau	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
RDC jusqu'à 9 ^{ème}	Travée	31,59	6,57	18	63,69	250	Vérifier
	Appui	-77,43	16,12	18	156,72	250	Vérifier

Tableau V.23: Vérification des poutres (30X35) à l'ELS.

Niveau	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
RDC jusqu 'à 9 ^{ème}	Travée	28,14	16,06	18	125,86	250	Vérifier
	Appui	- 58,53	33,34	18	173,31	250	Vérifier

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPA}) = 3\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable). **Selon le BAEL91 modifié**

Tableau V.24 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

Section	T_u^{max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Vérification
(35x40)	100,25	0,80	3	Vérifier
(30x45)	77,18	0,82	3	Vérifier

V.3.5. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE500 ($f_e=500\text{Mpa}$).

❖ Selon le BAEL 91 modifié 99 : $\rightarrow \begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$

❖ Selon le RPA version 2024 : $\rightarrow \begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) \dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$

Avec : $\phi_1 \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) = 1.2 \text{ (cm)}$.

➤ Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.25 : Calcul des armatures transversales.

Section (cm ²)	T_u (Kn)	τ_u (Mpa)	BAEL91	RPA V2024		S_t^{adp} (cm)		A_t (cm ²)	Choix	A_t^{adp}
				S_t (cm)	S_t (cm)ZN	S_t (cm)ZC	ZN			
(35x40)	100,25	0,80	36	10	20	10	20	0,72	4T8	2,01
(30x45)	77,18	0,82	36	10	20	10	20	0,63	4T8	2,01

V.3.7 Recouvrement des armatures longitudinales :

$L_r = 60\varnothing$ (zone IV). L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- a. $\varnothing=16\text{mm} \dots\dots\dots L_r=96 \text{ (cm)}$.
- b. $\varnothing=14\text{mm} \dots\dots\dots L_r=84 \text{ (cm)}$.

V.3.8 Arrêt des barres :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

$$\text{Armatures supérieures : } h' \geq \begin{cases} \frac{L^{MAX}}{4} & \text{Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{cases}$$

Avec : $L = \text{Max} (L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$

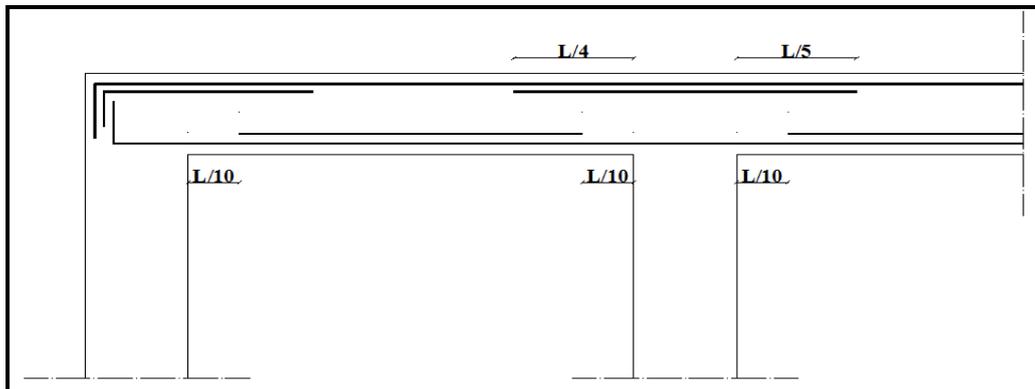


Figure V.2 : Arrêt des barres.

V.3.9 Vérification de la flèche :

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

Tel que :

$$\bar{f}_1 = \frac{L}{500} = 0,98 \text{ cm} \quad (L = 4,90\text{m} < 5\text{m})$$

$$\bar{f}_2 = \frac{L}{500} = 0,95 \text{ cm} \quad (L = 3,75\text{m} < 5\text{m})$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

F_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- Calcul de la flèche due aux déformations différées : $f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}}$
- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées : $f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

- Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

Tableau V.26 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

Section (cm ²)	Longueur (m)	M _{ser} (KNm)	A _s ^{adp} (cm ²)	I ₀ (cm ⁴)	Fi (cm)	Fv (cm)	Δft(cm)	\bar{f} (cm)
(35x40)	4,90	31,59	16,08	266000	0,096	0,285	0,189	0,923
(30x45)	4,75	28,14	14,07	107000	0,274	0,815	0,541	0,975

V. 3.10 Schéma de ferrailage des poutres :

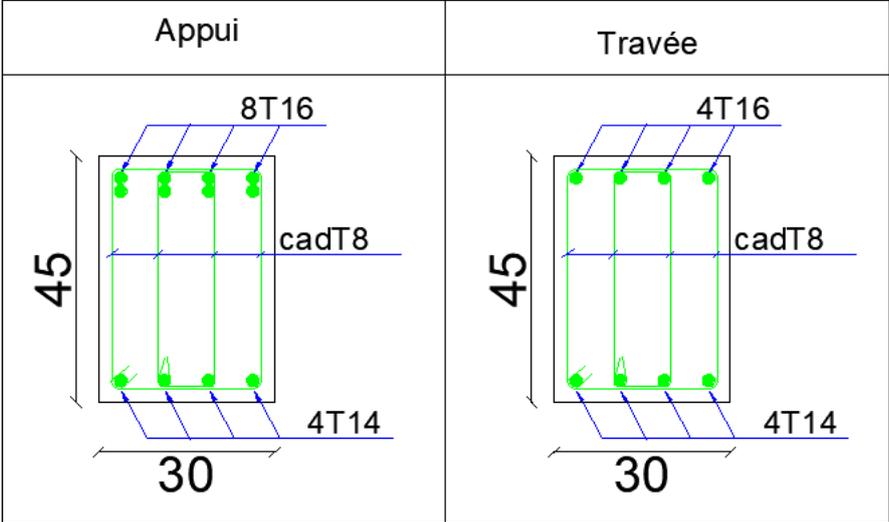


Figure V.2 : Schéma de ferrailage des poutres porteuses.

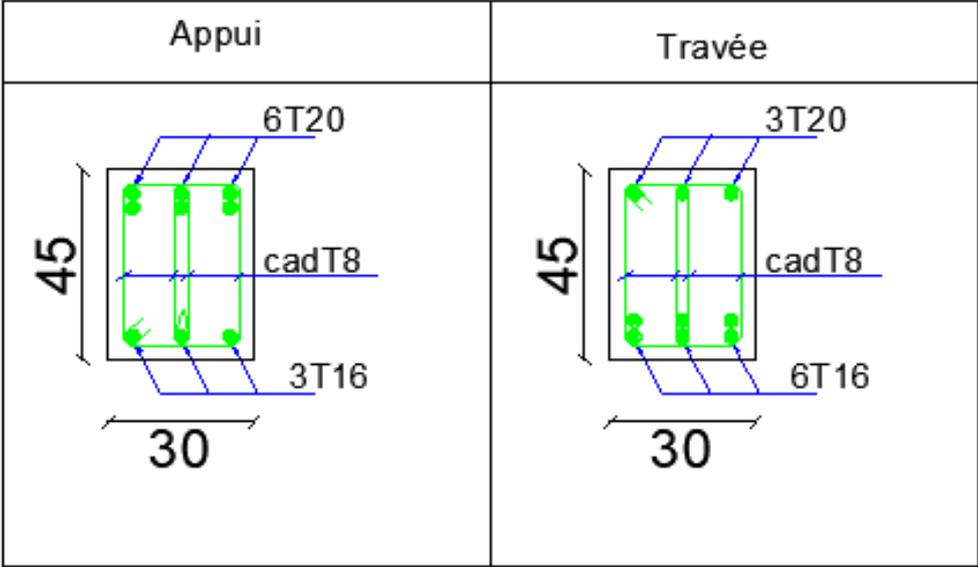


Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poutres non porteuses.

V.4 Ferrailage des voiles :

V.4.1. Généralités :

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

Ces éléments peuvent être :

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

V.4.2. Exemple de calcul voile RDC en béton armé :

1) Dimensionnements des voiles :

Pour une hauteur d'étage de 4,08 d'où la hauteur libre est égale à :

$$h_e = 4,08 - 0,4 = 3,68 \text{ (m)} \quad (0,4 \text{ (m) : hauteur de la poutre})$$

$$L_w \geq \max\left(\frac{h_e}{3}; 4b_w; 1m\right) \quad (7.9)$$

✓ On a choisi le voile V4 parce que si le plus sollicité avec une distance de 4,45 m

L_w : Représente la longueur du voile. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires(poteaux).

L'épaisseur minimale(d_w) doit respecter la condition suivante :

$$b_w \geq \max\left(15 \text{ cm}; \frac{h_e}{20}\right) \quad (7.10)$$

$$b_w \geq \max(15 \text{ cm}; 18,4) \quad \longrightarrow \quad b_w \geq 18,4 \text{ cm}$$

On adopte $b_w=25 \text{ cm}$

$$L_w \geq \max(1,2 ; 1; 1) \quad \longrightarrow \quad h_w \geq 1,2 \text{ cm}$$

On adopte $L_w=2m$

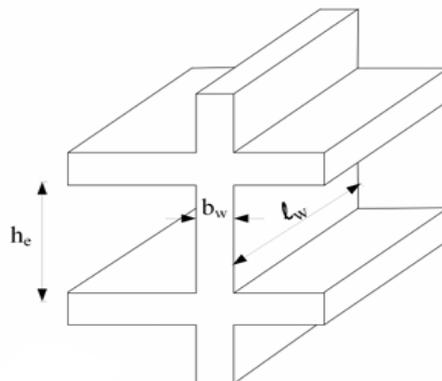


Figure V.6: Coupe de voile en élévation

V.4.3. Présentation des résultats pour le reste des voiles du bâtiment :

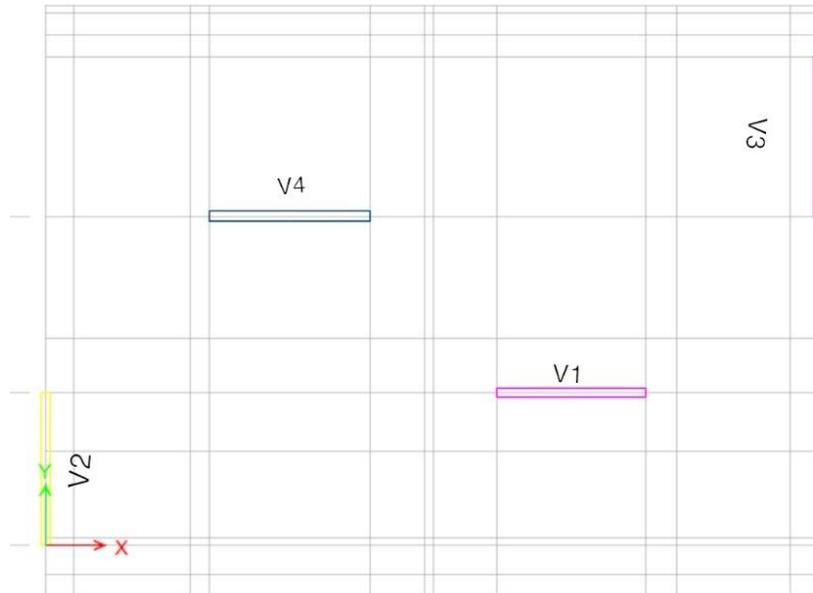


Figure V.7: plan de repérage des voiles

V.4.4. Evaluation de l'effort normal réduit :

L'effort normal de compression de calcul des voiles est limité par la condition suivante :

$$V_d = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,40 \quad (7.11)$$

V_d : l'effort normal réduit.

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section en (N)

B_c : section du poteau en (mm²)

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton en (Mpa)

$$V_d = \frac{3784,06}{500000 \times 30} \times 10^3 = 0,25 \leq 0,40$$

V.4.5. Evaluation des diagrammes des moments de calcul (ferrailage) :

Les voiles élancés correspondent à $(\frac{h_w}{l_w} > 2)$: le diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile.

$$h_w = 31,62\text{m} ; L_w = 4,45\text{m} \Rightarrow 31,62/4,45 = 7,1 > 2 \Rightarrow \text{voiles élancés.}$$

V.4.6. Evaluation de la hauteur(h_{cr})de la zone critique du voile :

- La première étape consiste à avoir l'enveloppe linéaire qui joint le moment maximal à la base à celui au sommet.
- La deuxième étape consiste à décaler cette enveloppe linéaire verticalement par la hauteur critique.

Le diagramme du moment fléchissant, pour les systèmes à contreventement mixte, peut éventuellement être négatif dans les étages supérieurs

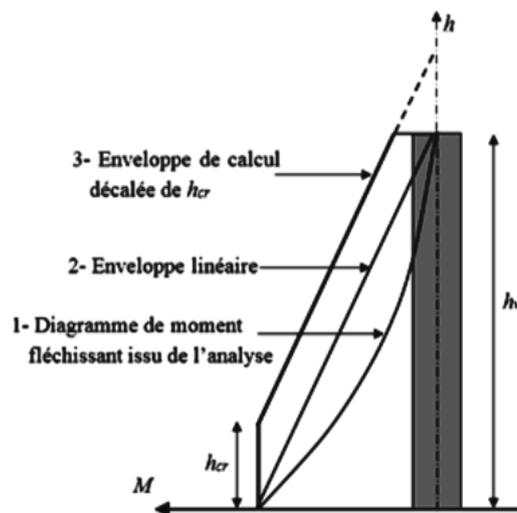


Figure V.8: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant

La hauteur h_{cr} , de la zone critique au-dessus de la base du voile est estimée comme suit

$$h_{cr} = \max(L_w; \frac{h_w}{6}) \quad (7.22)$$

Et

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2L_w \\ h_e: \text{pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2h_e: \text{pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases} \quad (7.23)$$

$$h_{cr} = \max(4,45; 5,21)$$

$$h_{cr} = 5,21m$$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 8,9 \\ 7,36: \text{pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases}$$

$$h_{cr} = 5,21m < 7,36 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.4.7. Exigences de ductilité pour la zone critique

a) Dimensions des éléments de rive confinés :

✚ Longueur de l'élément de rive confiné

$$l_c \geq \max(0,15l_w ; 1,5b_w) = \max(0,15 \times 4,45m ; 1,5 \times 0,25m) = 0,67m = 67 \text{ cm}$$

Etant donné la présence de poteaux 50cmx50cm aux extrémités du voiles, la longueur de confinement est prise égale à la largeur du poteau (soit 50cm) Largeur de l'élément de rive confiné $bc \geq \max(20cm ; h_e/15) = \max(20cm ; 408cm/15) = 27,2 \text{ cm}$

b) Calcul des armatures longitudinales dans les éléments de rive :

Calcul des armatures longitudinales se fait par le calcul de la section du voile en flexion composée sous N et M.

$$N = 3784,06 \text{ kN}$$

$$M = 2967,83 \text{ KN.m}$$

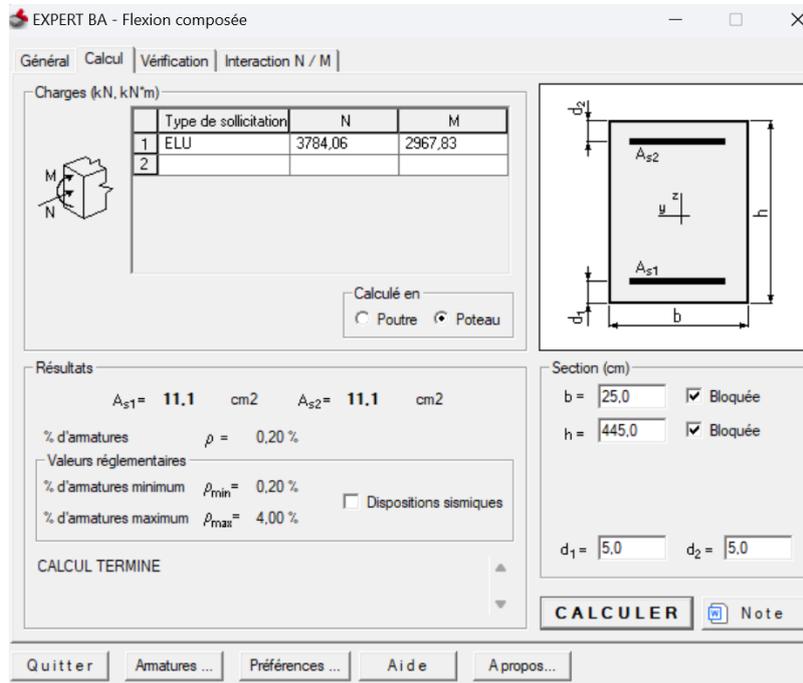
Tout d'abord on suppose que le voile est d'une section rectangulaire (445x25)

Ferraillage calculé :

$$A_s = 11,1 \text{ cm}^2$$

Choix proposés des armatures : 3T20+6T16 = 21.48 cm²

On a calculé avec logicielle EXPERT



c) Vérification du pourcentage minimal des armatures longitudinales dans les éléments de rive :

Le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive doit rester au moins égale à 0,5% de la surface de la zone confinée.

$$A_s = 21.48 \text{ cm}^2 > 0,5 \% (l_c \times b_c) = 0.005 \times 67 \times 50 = 16.75 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Armatures transversales dans les éléments de rive :

Les barres verticales des éléments de rive devraient être confinées avec des cadres et/ou des épingles horizontales dont l'espacement vertical ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

$$st \leq \min (bc/3, 12.5\text{cm}, 6\phi_l) = \min (50/3 ; 12.5 ; 6 \times 1.6) = \min (16,67 ; 12.5 ; 10) = 10\text{cm}$$

Les armatures de confinement dans les éléments de rive, mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, qui doivent être présentes sur la hauteur hcr doivent satisfaire :

$$At \geq 0,09 \text{ st. } bc \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,09 \times 10 \times 50 \times 30 / 500 = 2,7\text{cm}^2$$

$$At \geq 0,3 \text{ st } b_0 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,3 \times 10 \times 50 \times (1.33 - 1) \times 30 / 500 = 2,97\text{cm}^2$$

Avec A_g/A_c représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée (un enrobage de 5cm est considéré).

Choix des barres : 4T10= 3.14 cm²

e) Vérification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{b_0 \times d} = \frac{2947.15 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,9 \times 5,35} = 2.94 \text{ MPa} < 0.2f_c28 = 6\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.4.8. Ferraillage de l'âme du voile

a) Ferraillage horizontal dans l'âme du voile :

Le ferraillage horizontal nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant doit satisfaire la formule :

$$\frac{Ah}{sh} \geq \frac{\bar{v}}{z.fe} = \frac{2947.15}{500 \times 4,95} = 1.19\text{cm}$$

Avec :

V : effort tranchant de calcul. $V = 1,4V$

Z : distance entre les centres de gravité des armatures des extrémités confinés ($z = 4,95\text{m}$)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans l'âme du voile est de 0,2%.

$$Ah, \text{min} = 0.2\% \times sh \text{ bw}$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser $bw/10 = 25\text{mm}$.

Tableau V. 31 : Choix des barres pour le ferraillage horizontal

sh (cm)	Ah,min (cm ²)	Choix des barres
10	0,5	4T10

b) Ferraillage vertical :

Dans l'âme du voile L'espace des barres verticales doit satisfaire la condition suivante : $sv \leq \min (25\phi, 25\text{cm}) = \min (40 ; 25) = 25 \text{ cm}$

Le diamètre maximal des armatures d'âme doit respecter la condition :

$$8\text{mm} \leq \phi_{max} \leq b_w/8 \rightarrow 8\text{mm} \leq \mathbf{14\text{mm}} \leq 31.2\text{mm}$$

V.4.9. Vérification de la condition de ductilité locale

Selon RPA V2024 (Art 7.7.5)

Dans les voiles de section rectangulaire, le rapport mécanique en volume des armatures de confinement requise, ω_{wd} , dans les éléments de rive, doit respecter la condition ci-dessous :

$$\alpha\omega_{wd} = 30 \cdot \mu_\phi \cdot (V_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0.035$$

$$\alpha\omega_{wd} = 30 \times 7.99(0.11 + 0.16)0.0025 \times \frac{25}{20} - 0.035$$

$$\alpha\omega_{wd} = 1.99$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume du noyau en béton}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{16493.36}{1043800} \times 20 = 0.203$$

$$\text{avec : } \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}} \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_s} = \frac{500}{30} \times \frac{1.2}{1} = 20$$

Ou :

μ_ϕ : valeur requise de coefficient de ductilité en courbure

ε_{sy} : valeur de déformation à la limite élastique de l'acier, donnée comme suit :

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s} = 0.0025$$

E_s : module d'élasticité de l'acier

V_d : Effort normal réduit, cas d'une section rectangulaire

ω_v : Pourcentage normalisé des armatures verticales d'âmes :

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c) \cdot b_w} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{60,32}{(445 - 2 \times 67) \cdot 25} \times 20 = 0.15$$

A_{sv} : Section de ferrailage correspondant à la section du voile ($hc \cdot b_w$)

f_{yd} : Valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier

f_{cd} : : valeur de calcul de la résistance du béton à la compression

α : coefficient d'efficacité de confinement :

$$\begin{cases} \alpha_n = 1 - \sum_n \left(\frac{b_i^2}{6b_0h_0} \right) = 1 - \sum_{10} \left(\frac{10^2}{6 \times 45 \times 67} \right) = 0.99 \\ \alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{t}{2h_0} \right) = \left(1 - \frac{6}{2 \times 45} \right) \left(1 - \frac{6}{2 \times 67} \right) = 0.89 \end{cases}$$

n : nombre totale de barres longitudinales latéralement maintenues par des armatures de confinement ou des épingles ;

b_i : Distance entre des barres maintenues consécutives

b_0, h_0, t : Grandeurs géométriques

La condition est vérifiée car la valeur minimale de ω_{wd} égale à 0.12 dans la zone critique à la base du voile.

$$\mu_\phi = \begin{cases} 2 \cdot \left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 & ; si T_0 \geq T_2 \\ 1 + 2 \cdot \left[\left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 \right] \cdot \frac{T_2}{T_0} & ; si T_0 < T_2 \end{cases}$$

On a $T_0 \geq T_2 \rightarrow 0.66 \geq 0.60$ donc : $\mu_\phi = 2 \cdot \left(\frac{4.5}{1.05} \cdot \frac{2967,83}{9136} \right) - 1 = 1,78$

M_{ED} : le moment fléchissant issu de l'analyse a la base du mur

M_{RD} : la résistance a la flexion de calcul.

La position de l'axe neutre :

$$\chi_u = (V_d + \omega_v) \cdot \frac{l_w \cdot b_c}{b_0} = (0.11 + 0.16) \cdot \frac{4.45 \times 25}{20} = 150.19$$

La longueur comprimée des parties de rive :

$$l_{c,calcul} = \chi_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu,c}} \right) = 150.19 \left(1 - \frac{0.0035}{0.02} \right)$$

$$l_{c,calcul} = 123.91 \text{ cm}$$

Avec :

$$\varepsilon_{cu} = 0.0035$$

$$\text{Et } \varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.1\omega_{wd} = 0.02$$

La condition est vérifiée car :

$$l_{c,calcul} \geq \max(0.15l_w; 1.5 bw)$$

$$197.76 \geq \max(0.15 \times 445; 1.5 \times 25)$$

$$197.76 \geq 67 \text{ cm condition vérifiée}$$

Le ferrailage adopté pour le voile 4 sera appliqué à l'ensemble des voiles, étant donné leur similitude structurelle.

Tableau V. 32 : Le ferrailage des voiles

Les voiles	V1	V2	V3	V4
Distance(m)	4,10	4,20	4,40	4,45
Armatures transversales	4T10	4T10	4T10	4T10
Armatures horizontal	4T10	4T10	4T10	4T10

V.4.10. Choix de ferrailage :

Tableau V. 33 : Choix de ferrailage de voile

Story	Z	N	Mx	As	Choix des barres
Base	0	ZONE CRITIQUE		93,1	19T25
Story1	4,08			93,1	19T25
Story2	7,14			93,1	19T25
Story3	10,20	-1262,25	17803,1	92,76	12T25+12T20
Story4	13,26	-1091,01	13571,79	64,2	8T25+8T20
Story5	16,32	-927,48	9817,84	43,7	6T25+6T20
Story6	19,38	-772,1	7039,81	29,13	6T20+6T16
Story7	22,44	-613,35	4625,44	17,41	12T14
Story8	25,50	-454,42	2985,02	10,34	4T14+4T12
Story9	28,56	-292,48	2071,20	7,32	10T10
Story10	31,62	-123,31	1243,03	4,91	8T10

V.4.11. Schéma de ferraillage :

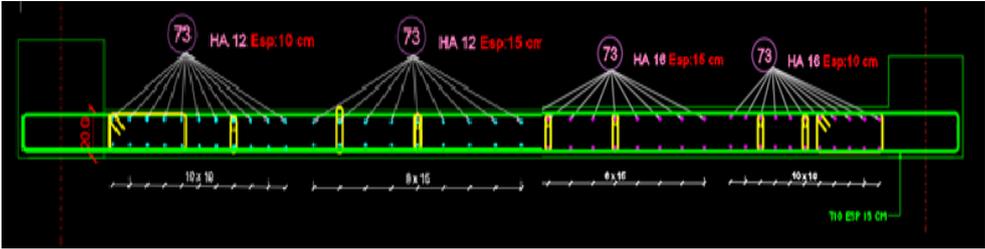


Figure V.9: Schéma de ferraillage de voile

Chapitre VI :

Etude des fondations

VI.1. Introduction :

Les fondations constituent une partie essentielle de l'ouvrage, c'est la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondation :

Fondation superficielle :

- Semelle isolée
- Semelle filante sous mur
- Semelle filante sous poteaux
- Semelle filante croisées
- Radier général

Fondation profonde (semelle sur pieux)

VI.2 Choix de type de fondation :

Choix de type de fondation se fait suivent trois paramètres.

- Les efforts transmis à la base.
- La contrainte du sol σ_{sol}
- La classification du sol
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.
- Le coût. (Raisons économiques)

Pour le choix du type de fondation ; on vérifie dans l'ordre suivant :

les semelles isolées ;les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient selon L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2 **bar** pour une profondeur de 3m .

VI.3. Calcul des fondations :

Afin de satisfait la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol.

On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (*C.D.G*) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

VI.3.1. semelle isolée:

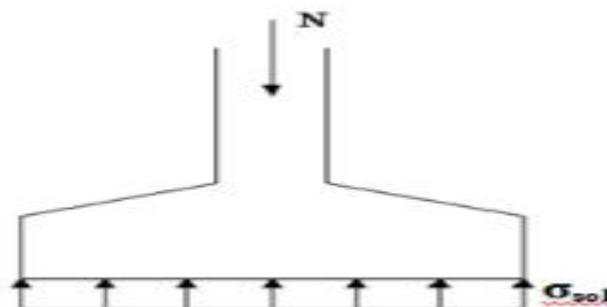
On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a

sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

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

A est déterminé par :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \longrightarrow S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$$



Figures VI.1 : Semelles isolée sous poteaux.

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

$N=N_1$ (revenant de la structure) calculé par la combinaison [G+Q].

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol}$$

L'effort normal total revenant aux fondations égale à :

$$N=1528,6394 \text{ kN}$$

$$D'où \quad S \geq 1528,6394/200 ; \quad S= 7,64\text{m}^2$$

$$A = \sqrt{S} \quad A=2,76 \quad \text{alors on prend ; } B = 3 \text{ m}$$

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

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

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

$$\text{On a : } L_{min}=4,2 \text{ m} < 1,5xB = 4,5\text{m} \dots\dots\text{non vérifié}$$

Conclusion:

On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors a l'étude des semelles filantes.

VI.3.2. Semelles filantes

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

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

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

Tel que:

$$N=\sum N_i \text{ de chaque file de poteaux.}$$

$$S=B \times L$$

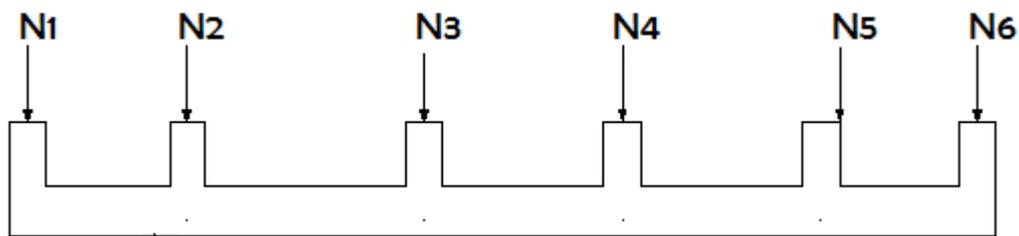
B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

$$B = \frac{7861,3801}{200 * 21,57} = 1,82 \text{ m}^2$$

On un bâtiment de section rectangulaire régulière avec une distance de 21,57m² et le B choisie est 1,8m² alors $S_{semelle}=155,304\text{m}^2$.



Figures VI.2 : Semelles filantes.

➤ **Vérification :**

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

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface

Totale des semelles vaut : $S_{semelles} = 155,304 \text{ m}^2$

$S_{bâtiment} = 299,823 \text{ m}^2$ (calculer par AUTOCAD)

$$\frac{155,304}{299,823} = 51,79\% > 50\% \dots\dots\dots \text{ non vérifier.}$$

➤ **Vérification de la mécanique de sol (Vérification de l'interférence entre deux semelles) :**

Il faut vérifie que : $L_{min} \geq 2xB$

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

On a $L_{min} = 3,47\text{m} > 2xB = 3,64 \text{ m} \dots\dots\dots \text{ non vérifié.}$

Conclusion :

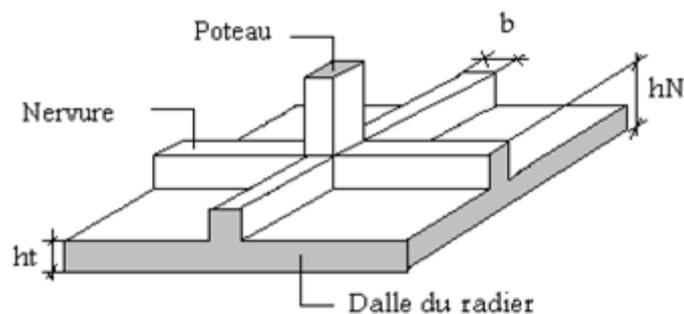
Les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise c'est-à-dire une faible bande de sol entre chaque deux files, ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause du chevauchement des lignes de rupture.

Donc ont opte pour un radier générale.

VI.3.3. Radier Générale :

VI.3.3.1 Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est relativement mince, renforcé par des nervures croisées de grande hauteur Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique) renversé. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.



Figures VI.3 : Radier.

VI.3.3.2 Pré dimensionnement de radier nervure :

1. Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire**

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 490 - 50 = 440 \text{ cm}$$

On prend: **h=40 cm.**

2. Nervure :**a. La largeur des nervures :**

- **Condition de coffrage :**

$$b \geq L_{\max} / 10 \quad ; \quad b=44\text{cm}$$

Donc :

$b = 70$ cm dans les deux sens (x-x et y-y).

b. La hauteur de nervure :

- **Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a ; $L_{\max} = 4,4\text{m}$ et $29,33 < h_{N1} < 44$

On prend : $h_{N1} = 40$ cm.

- **Condition de rigidité :**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique

définie par l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$ Avec : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$ [5]

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E: Module de Yong (prendre en moyenne $E = 20000\text{MPa}$).

b: Largeur de la semelle ($b = 4,75\text{m}$).

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K = 0,5[\text{kg/cm}^3]$ → pour un très mauvais sol.
- $K = 4[\text{kg/cm}^3]$ → pour un sol de densité moyenne.
- $K = 12[\text{kg/cm}^3]$ → pour un très bon sol.

On aura :

Nous avons un sol de densité moyenne → $K = 4[\text{kg/cm}^3]$.

I : Inertie de la section transversale du radier ($I = \frac{bh^3}{12}$)

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times b \times L_{max}^4}{\pi^4 \times E \times bn}} \rightarrow I = \frac{b \times h_t^3}{12}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4,65 \times 40 \times 4,75^4}{\pi^4 \times 20000 \times 0,55}}$$

Donc : $h_t \geq 1,43$ donc : $h_n = 1,45$ m

A partir de ces conditions précédentes on prend :

La dalle : $h_d = 40$ cm

La nervure : $(b \times h) = 55 \times 145$

VI.3.3.3 Caractéristiques Géométriques Du Radier :

Tableau VI.1 : caractéristiques géométriques du radier.

Position de centre de gravité		Moments d'inerties	
$x_G(m)$	$y_G(m)$	$I_{xx}(m^4)$	$I_{yy}(m^4)$
10,6207	6,6076	52083,3	50920,55

La surface de radier :

On a E.L.S:

$$N_{ser} = 37993,8254 \text{ kN}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

N : sont tirés à partir du fichier du logiciel **ETABS18**.

On trouve $S \geq 189,969 \text{ m}^2$

$$S_{BAT} = 299,823 \text{ m}^2$$

$$S_{nécessaire} = 189,969 \text{ m}^2 < S_{BAT} = 299,823 \text{ m}^2$$

Donc : la surface du radier est égale à $299,823 \text{ m}^2$

VI.3.3.4 Vérification de la stabilité du radier :

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

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

Avec :

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

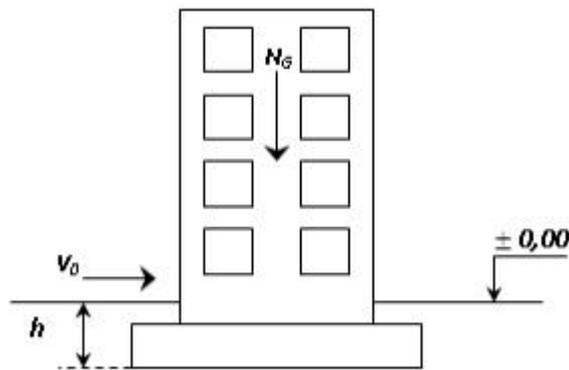
M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

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

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.



Figures VI.4 : Schéma statique du bâtiment.

Sens x-x :

$$M_0 = 89967,2437 \text{ kN.m}; V_0 = 4301,4087 \text{ kN}; h = 1,4 \text{ m.}$$

$$\text{Donc: } M_R = 95989,21588 \text{ kN.m}$$

Avec :

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

N_{G1} : Poids propre de la structure.

N_{G2} : Poids propre du radier.

A.N:

$$N_G = 37993,825 + 299,823 * 0,4 * 25 = 40992,055 \text{ KN}$$

$$M_s = N \cdot x_G = 435364,3185 \text{ N.m}$$

$$M_s / M_r = 4,536 > 1.5 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Sens-y-y :

$$M_0 = 93396,3306 \text{ kN.m} ; V_0 = 4165,5872 \text{ kN} ; h = 1,4 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } M_R = 99228,15268 \text{ kN.m}$$

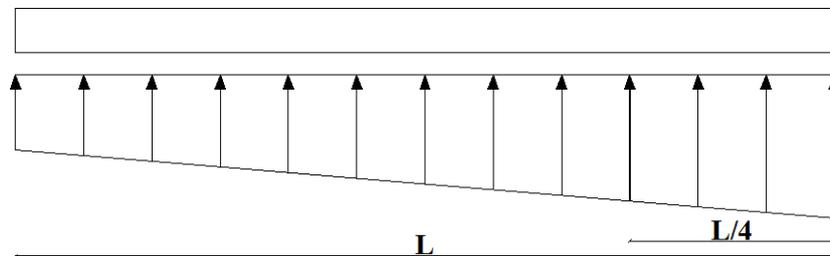
$$M_s = N \cdot y_G = 270859,1026 \text{ kN.m}$$

$$M_s / M_r = 2,730 > 1,5 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5.

donc notre structure est stable dans les deux sens.



Figures VI.5 : Contraintes sous le radier.

a . Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

V : fibre la plus éloignée.

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$.

σ_2 : Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \quad \text{Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}.$$

E.L.U :

$$N_u = 52447,569952 \text{ KN}$$

M est le moment de renversement ($M_{Rx} = 95989,21588 \text{ kN.m}$; $M_{Ry} = 99228,15268 \text{ kNm}$)

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \quad I_{xx} = 52083,3 \text{ m}^4 \quad I_{yy} = 50920,55 \text{ m}^4 \quad x_G = 10,6207 \text{ m} , \quad y_G = 6,6076 \text{ m}$$

Tableau VI.2: Contraintes sous le radier à l'E.L.U.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ (kN/m ²)
Sens x-x	194,502	155,355	184,715
Sens y-y	187,805	162,052	181,367
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma < 1.33 \sigma_{sol} = 266$

E.L.S :

$$N_{ser} = 37993,8254 \text{ kN}$$

M est le moment de renversement ($M_{Rx} = 95989,21588 \text{ kN.m}$; $M_{Ry} = 99228,15268 \text{ kNm}$)

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \quad I_{xx} = 52083,3 \text{ m}^4 \quad I_{yy} = 50920,55 \text{ m}^4 \quad x_G = 10,6207 \text{ m} , \quad y_G = 6,6076 \text{ m}$$

Tableau VI.3: Contraintes sous le radier à l'E.L.S.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ (kN/m ²)
Sens x-x	146,295	107,147	136,508
Sens y-y	139,597	113,845	133,159
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	266

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

VI.3.3.5 Ferrailage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait de la même manière que celui du plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

VI.3.3.6 Ferrailage de la dalle du radier :

a. Détermination des efforts :

1) 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 :

$M_x = \mu_x q L_x^2$ sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$ sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

▪ **Panneau de rive :**

Moment en travée :

$M_{tx} = 0,85 M_x$

$M_{ty} = 0,85 M_y$

Moment sur appuis :

$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x$ (appuis de rive)

$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$ (autres appuis)

▪ **Panneau intermédiaire :**

Moment en travée :

$M_{tx} = 0,75 M_x$

$M_{ty} = 0,75 M_y$

Moment sur appuis :

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

2) Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée : $M_t = 0,85 M_0$

- Moment sur appuis : $M_a = 0,5 M_0$

Avec $M_0 = \frac{q l^2}{8}$.

b. Valeur de la pression sous radier :

• **E.L.U :** $q_u = 184,715 \text{ kN/ml}$

• **E.L.S :** $q_s = 133,159 \text{ kN/ml}$

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

$$\left. \begin{array}{l} L_x = 4,75 \text{ m} \\ L_y = 4.9 \text{ m} \end{array} \right\} 0,96 < 1$$

On a le rapport des panneaux la dalle travaille dans les deux sens. On applique le calcul pour le panneau le plus sollicité ayant des dimensions plus grandes que les autres panneaux.

d. Calcule des moments :

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4: Calcul des moments à l'ELU.

L_x (m)	L_y (m)	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)
4,75	4.9	0,96	0,0401	0,9092	184,715	167,12	125,34	151,947	113,96	83,56

Tableau VI.5: Calcul des moments à l'ELS.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_s (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
4.75	4.9	0,96	0,0474	0,9385	136,508	145,99	109,49	137,011	102,75	72,995

e. Calcul du ferrailage :

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

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 17 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; \sigma_s = 435 \text{ MPa} ;$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad h = 40 \text{ cm} ; \quad d = 36 \text{ cm}.$$

Tableau VI.6: Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	M _u (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	S _t (cm)
Travée	x-x	125,34	8,3	7T16	14,07	15
	y-y	113,96	7,52	7T16	14,07	15
Appui	x-x	83,56	5,46	7T14	10,78	15
	y-y					

f. Vérifications nécessaires :

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{Smin} = 0,23 \text{ bd} * f_{t28}/f_e = 3,4776 = 3,5 < 7.91 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

✓ **Vérification des contraintes à l'E.L.S :**

Tableau VI.7: Vérification des contraintes à l'E.L.S.

	Sens	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérificatio n
Travée	x-x	109,49	14,07	4.66	15	200.01	250	vérifiée
	y-y	102,75	14,07	4.24		182.1		vérifiée
Appuis	x-x	72,995	10,78	3.02		152.1		vérifiée
	y-y							

g. Schéma ferrailage :

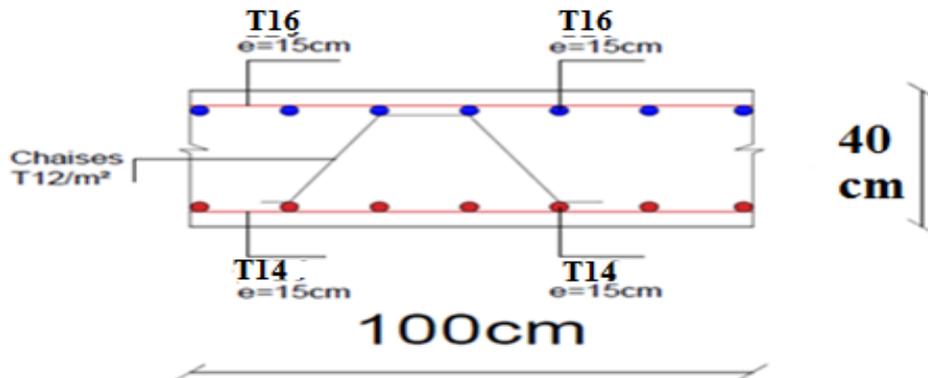


Figure VI.6 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier sens (x-x,y-y).

VI.3.3.7 Ferrailage des nervures :

a. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (BAEL91 modifier 99)

On a $M_0 = \frac{QL^2}{8}$, $L=4,75m$, $Q=184,715 KN/m$ $M_u= 520,954 KN.m$

- En travée : $M_t = 0,85 M_0$
- Sur appuis : $M_a = 0,50 M_0$

b. Calcul des armatures :

$b = 55cm$; $h = 145cm$; $d = 116cm$

Tableau VI.8: Ferrailage des nervures.

	$M_u(kNm)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	442,81	7,94	10T20	31,42
Appuis	260,477	5,79	5T16	10,05

c. Vérifications nécessaires :

- **Vérification des contraintes à l'E.L. S :**

$Q=133,159\text{KN/m}$ $M_s= 375,549\text{KN.m}$

Tableau VI.9: Vérification des contraintes à L'E.L.S.

Sens	M_{ser} (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	319,217	1.81	15	121.5	250	vérifiée
Appuis	187.77	1.09		76.00		vérifiée

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5\text{kN}$

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

$$T_u = \frac{quL}{2} = \frac{184,715 \times 4,75}{2} = 438,698 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{438,698 \times 10^3}{600 \times 1250} = 0,584 < 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

➤ **Armatures transversales :**

❖ **Selon BAEL 91 modifié 99**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj}K}{0.8f_e} \dots\dots\dots (k = 1 \text{ pas de reprise de bitonngge}) \\ S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ Mpa}\right) \end{array} \right.$$

❖ Selon le RPA 2024

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right) \dots\dots\dots \text{zone nodale} \quad ; \quad s_t = 19,2 \text{ cm}$$

$$s_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{zone courante} \quad ; \quad s_t = 70 \text{ cm}$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \varphi_1; \frac{b}{10}\right) = 1,6 \text{ cm}$$

$f_c=500\text{MPa}$; $\tau_u=0,584\text{MPa}$; $f_{t28}=2,4\text{MPa}$; $b=55\text{cm}$; $d=125\text{cm}$

On trouve :

- $S_t=20\text{cm}$ Zone nodale.
- $S_t=20\text{cm}$Zone courante.

$$A_t \geq 3.9\text{cm}^2$$

On prend : 6T10=4,74cm²

➤ **Armatures de peau :**

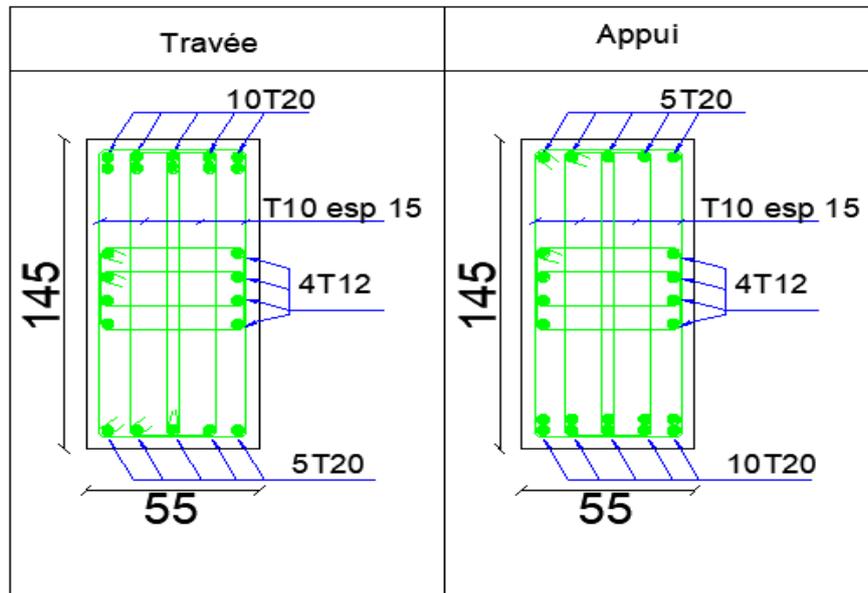
Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration.

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.

Leur section est au moins 3 cm²/ml pour metre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction (h=145cm).

$$A_p=3\text{cm}^2/\text{m} \times 1,45=4,35\text{cm}^2$$

On opte : 4T16 =8.04 cm²



Figures VI.7 : Schéma de ferrailage des nervures.

Chapitre VII :
Etude comparative

VII.1. Introduction :

Avec l'évolution constante des outils numériques, le domaine du génie civil bénéficie aujourd'hui de puissants logiciels de calcul automatisé, fondés sur la méthode des éléments finis (MEF). Ces outils permettent de concevoir et d'analyser des structures complexes avec une grande précision. Toutefois, il ne suffit pas de savoir manipuler ces logiciels : une compréhension approfondie des principes fondamentaux de la MEF reste essentielle pour interpréter correctement les résultats fournis et éviter des erreurs d'appréciation.

Dans cette optique, et afin de mieux maîtriser les outils de modélisation structurelle les plus répandus en Algérie, nous avons entrepris une étude comparative entre deux logiciels majeurs : **ETABS** et **SAP 2000**. L'objectif est d'évaluer les performances de chaque outil en modélisant une même structure, puis en comparant différents paramètres, notamment : le poids des niveaux, les caractéristiques dynamiques (modes propres, participations massiques), les déplacements, les efforts internes ainsi que les réactions aux appuis.

L'ensemble de l'étude a été mené dans le strict respect des normes et règlements algériens en vigueur, tels que le RPA version 2024, le CBA93, le BAEL91, ainsi que les prescriptions relatives aux charges et surcharges.

VII.2. Objectif de l'étude comparative :

L'objet principal de notre étude comparative est de :

- Comparer les résultats de l'analyse modale entre les deux logiciels.
- Comparer les résultats des vérifications de l'étude sismique affecté par le spectre de réponse.
- Comparer les sollicitations générées par les deux logiciels appliqués sur les différents éléments structuraux.
- A partir des résultats de l'étude comparative on va un tant soit peu faciliter à l'ingénieur le choix du logiciel qui va lui permettre de parvenir à ses besoins, que CHAPITRE VII ETUDE COMPARATIVE ce soit un logiciel à utiliser dans le domaine de la recherche scientifique pour aboutir à des résultats précis, ou un logiciel à utiliser dans le domaine professionnel qui lui permettra de faire des économies comme sur les matériaux de constructions.

VII.3. Présentation du logiciel SAP2000 :

VII.3.a. Description du logiciel :

SAP2000 est un logiciel de calcul de structures très complet qui permet de réaliser une large gamme d'analyses statiques, dynamiques, linéaires et non linéaires. Grâce à sa flexibilité, il est utilisé dans des projets allant des bâtiments simples aux structures complexes, comme des ponts et des tours de grande hauteur. Sa capacité à travailler avec de multiples normes internationales et à générer des résultats détaillés en fait un choix privilégié pour les ingénieurs structurels du monde entier.

VII.3.b. Généralité sur le logiciel :

SAP2000 est un logiciel de calcul et d'analyse structurelle très utilisé en génie civil, développé par CSI (Computers and Structures, Inc.). Il est connu pour sa puissance, sa flexibilité et sa large gamme d'applications dans le domaine de l'ingénierie des structures.

SAP2000 est un outil professionnel complet pour les ingénieurs civils et les bureaux d'études, capable de traiter des projets simples comme très complexes, de la modélisation à la vérification selon les normes.

Le logiciel permet de Modéliser des structures en 2D ou 3D : bâtiments, ponts, barrages, tours, etc.

Faire des analyses structurales :

- Statique (charges permanentes, charges variables)
- Dynamique (sismique, vibrations)
- Linéaire et non linéaire
- Temporelle (time history)
- Analyse modale

Vérifier et dimensionner les éléments structuraux (poutres, poteaux, dalles, coques, câbles...)

Analyser différents matériaux : béton armé, acier, bois, aluminium...

Prendre en compte les normes internationales de calcul (Eurocodes, ACI, etc.) Gérer des charges complexes : vent, neige, séisme, charges mobiles

VII.4. Présentation du logiciel ETABS :

VII.4.a. Description du logiciel :

ETABS est une version avancée d'un logiciel de modélisation et d'analyse des structures, largement utilisé par les ingénieurs civils et structurels. Développé par **Computers and Structures, Inc. (CSI)**, ETABS est connu pour sa capacité à analyser et concevoir des structures complexes, qu'elles soient en acier, en béton armé ou en tout autre matériau de construction

ETABS est une plateforme très puissante et flexible pour l'analyse de structures, capable de gérer aussi bien les calculs statiques que dynamique, avec un accent particulier sur les vérifications des matériaux (béton et acier). Grâce à sa prise en charge de normes internationales, il aide les ingénieurs à concevoir des structures sûres, stables et conformes aux exigences locales et globales

VII.4.b. Généralité sur le logiciel :

- La modélisation par le logiciel **ETABS** ne permet de considérer que les éléments structuraux, quant aux éléments secondaires, ils sont modélisés soit par des masses concentrées aux nœuds, soit par des charges qui s'ajoutent aux poids des éléments structuraux.
- La modélisation des éléments travaillant en contraintes planes (voile, dalle...) se fait à travers les éléments Shell, si les planchers sont conçus en dalle pleines, aucun problème ne se présente, par contre si les planchers sont en corps creux, il faudrait définir l'épaisseur adéquate et les caractéristiques du matériau qui représente le mieux le corps creux, ou bien apporter aux nœuds des masses qui correspondent à la masse des planchers.
- Conditions aux limites : les structures sont considérées appuyées (encastrement, appuis simples ou doubles) au niveau du sol de fondation, néanmoins le logiciel **ETABS** permet d'étudier l'interaction sol-structure en remplaçant les appuis rigides par des appuis élasticité du sol de fondation calculé par les différentes méthodes de la mécanique des sols.
- Possibilité d'effectuer l'analyse des structures conçues avec n'importe quel matériau.
- Le logiciel **ETABS** procède dans sa base de données des spectres de réponse définis par le code sismique américain et qui sont les suivants UBC94S1, UBC94S2 ET UBC94S.
- Le **ETABS** permet de calculer uniquement le ferraillement les éléments barre et ne donne que la section d'acier selon différentes normes.
- Possibilité d'importer ou exporter à d'autres logiciels tels qu'Excel, AUTOCAD...
- Le **ETABS** est un logiciel professionnel adapté aux constructions en béton armé, en acier, ou mixtes, et qui est très performant pour les portiques auto stables.
- Possibilité de modéliser des structures qui sortent du domaine du génie civil ou travaux publics.

VII.5. Liste des résultats à comparer :

- Caractéristiques structurelles.
- Paramètres utilisés pour l'étude sismiques.
- Calcul de la force sismique total.
- Période et facteurs de participation massique du modèle initial.
- Vérification de la résultante des forces du modèle initial.
- Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.
- Les Modes de déformations.
- Vérification de l'effort normal réduit.
- Vérification des déplacements.
- Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ .

Tableau VII.1 : caractéristiques structurelles

SAP 2000	ETABS
Poids total de structure	Poids total de structure
W=30735,8 KN	W=32567,48 KN

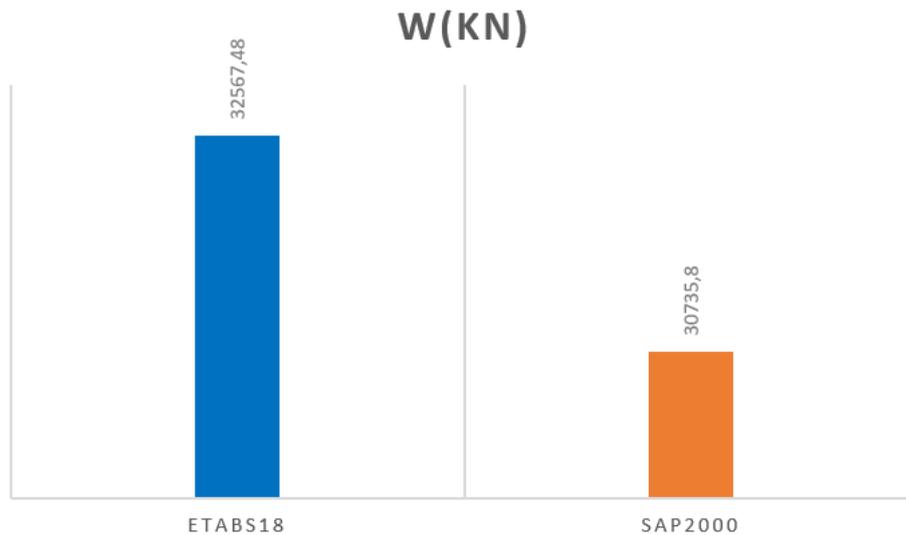


Tableau VII.2 : Paramètres utilisés pour l'étude sismiques

SAP 2000		ETABS	
Coefficient d'accélération « A »	0,3	Coefficient d'accélération « A »	0,3
Facteur d'amplification dynamique moyen « Dx;y »	1,79	Facteur d'amplification dynamique moyen « Dx;y »	1,79
Facteur de qualité « Q »	1,05	Facteur de qualité « Q »	1,05
Coefficient de comportement « R »	4,5	Coefficient de comportement « R »	4,5
Poids de la structure « W »	15800,447	Poids de la structure « W »	32599,5991

Tableau VII.3 : la force sismique total

SAP 2000	ETABS
V _x = 4776,54 KN	V _x = 4798,80 KN
V _y =4259,22 KN	V _y =4492,50 KN

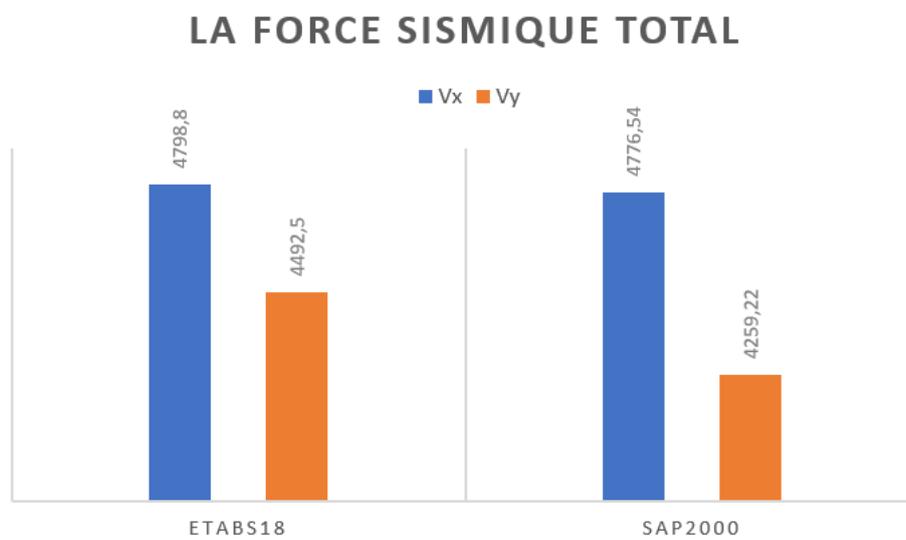


Tableau VII.4 : Participation massique du modèle 01

SAP2000						ETABS					
M	T(s)	U _x %	U _y %	Cumul U _x %	Cumul U _y %	M	T(s)	U _x %	U _y %	Cumul U _x %	Cumul U _y %
1	0,69	0,13	66,81	0,13	66,81	1	0,54	21,57	48,46	21,57	48,46
2	0,58	64,42	0,29	64,55	67,1	2	0,50	42,79	18,73	64,36	67,19
3	0,52	4,08	0,48	68,63	67,59	3	0,36	5,87	2,31	70,23	69,5

Tableau VII.5 : Participation massique du modèle 01 (SAP2000)

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,618451	0,0013	0,6681	0,00002243	0,0013	0,6681	0,00002243
MODAL	Mode	2	0,579783	0,6442	0,0029	0,000008862	0,6455	0,671	0,00003129
MODAL	Mode	3	0,519074	0,0408	0,0048	3,238E-07	0,6863	0,6759	0,00003161
MODAL	Mode	4	0,148251	0,0001501	0,1878	0,0002131	0,6864	0,8637	0,0002447
MODAL	Mode	5	0,143865	0,1788	0,0003475	0,00003084	0,8652	0,8641	0,0002756
MODAL	Mode	6	0,119255	0,0026	0,002	1,296E-09	0,8678	0,8661	0,0002756
MODAL	Mode	7	0,081351	0,00001208	0,000489	0,2028	0,8678	0,8666	0,203
MODAL	Mode	8	0,077774	0,000002874	0,0005064	0,1046	0,8678	0,8671	0,3076
MODAL	Mode	9	0,073339	0,00001322	0,000186	0,005	0,8678	0,8673	0,3127
MODAL	Mode	10	0,066864	0,00004426	0,0391	0,0078	0,8678	0,9063	0,3205
MODAL	Mode	11	0,065852	0,0065	0,0297	0,0159	0,8744	0,936	0,3364
MODAL	Mode	12	0,064195	0,0445	0,001	0,0044	0,9189	0,937	0,3408

Dans SAP2000

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale : **T = 0.681sec.**

La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **12^{ème}** mode.

- Le 1^{er} mode est un mode translation.
- Le 2^{ème} mode est un mode translation.
- Le 3^{ème} mode est un mode rotation.

Dans ETABS

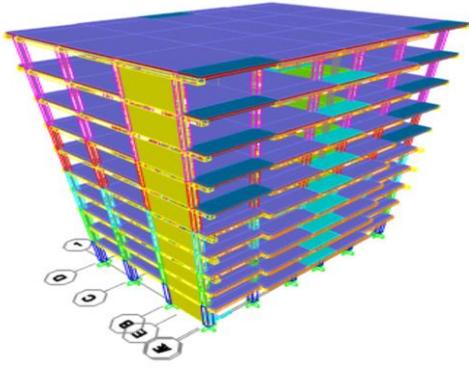
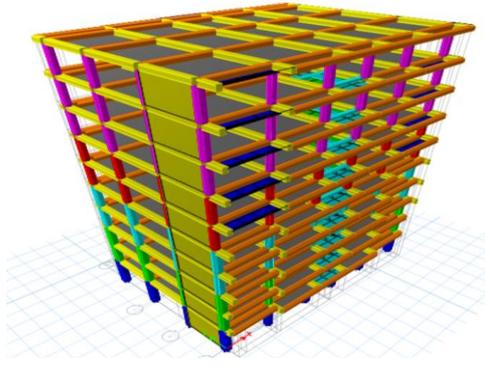
L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale : **T = 0.981sec.**

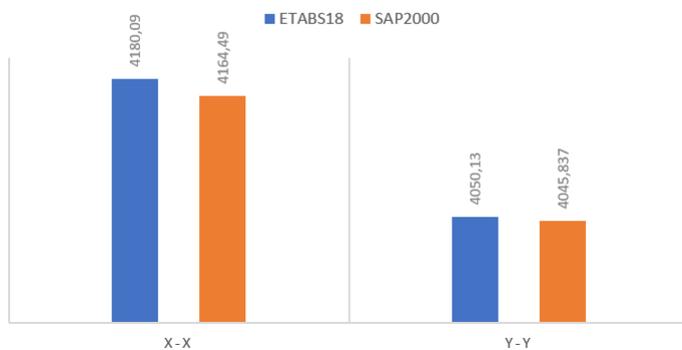
La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **13^{ème}** mode.

- Le 1^{er} mode est un mode translation.
- Le 2^{ème} mode est un mode translation.
- Le 3^{ème} mode est un mode rotation.

Tableau VII.6 : Vérification de la force sismique (statique et dynamique)

SAP2000			ETABS		
					
Sens	V dynamique	0,8 x V statique	Sens	V dynamique	0,8 x V statique
X-X	4164,49	3556,06	X-X	4180,09	3526,985
Y-Y	4045,837	3160,94	Y-Y	4050,13	3500,673

V DINAMIQUE



V STATIQUE

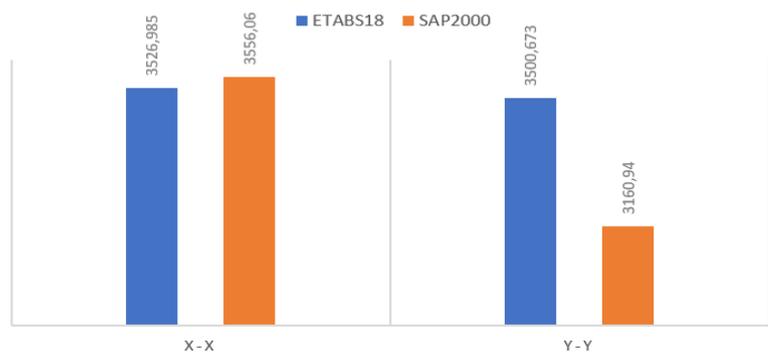


Tableau VII. 7 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux

SAP2000						
<i>Niveaux</i>	La section adoptée (cm ²)			<i>N (KN)</i>	<i>U</i>	<i>Observation</i>
	<i>b (cm)</i>	<i>h (cm)</i>	<i>aire (cm²)</i>			
<i>RDC</i>	50	50	2500	1131,23	0,151	<i>Vérifiée</i>
<i>Étage 1</i>	45	45	2025	991,72	0,163	<i>Vérifiée</i>
<i>Étage 2</i>	45	45	2025	991,72	0,163	<i>Vérifiée</i>
<i>Étage 3</i>	40	40	1600	748,38	0,156	<i>Vérifiée</i>
<i>Étage 4</i>	40	40	1600	748,38	0,156	<i>Vérifiée</i>
<i>Étage 5</i>	35	35	1225	517,12	0,141	<i>Vérifiée</i>
<i>Étage 6</i>	35	35	1225	517,12	0,141	<i>Vérifiée</i>
<i>Étage 7</i>	30	30	900	291,27	0,039	<i>Vérifiée</i>
<i>Étage 8</i>	30	30	900	291,27	0,039	<i>Vérifiée</i>
<i>Étage 9</i>	30	30	900	291,27	0,039	<i>Vérifiée</i>

Tableau VII. 8 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux

ETABS						
Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
RDC	50	50	2500	2067,1682	0,275	Vérifiée
Étage 1	45	45	2025	1863,9665	0,306	Vérifiée
Étage 2	45	45	2025	1863,9665	0,306	Vérifiée
Étage 3	40	40	1600	1439,4089	0,299	Vérifiée
Étage 4	40	40	1600	1439,4089	0,299	Vérifiée
Étage 5	35	35	1225	1013,604	0,275	Vérifiée
Étage 6	35	35	1225	1013,604	0,275	Vérifiée
Étage 7	30	30	900	603,2995	0,223	Vérifiée
Étage 8	30	30	900	603,2995	0,223	Vérifiée
Étage 9	30	30	900	603,2995	0,223	Vérifiée

L'EFFORT NORMAL

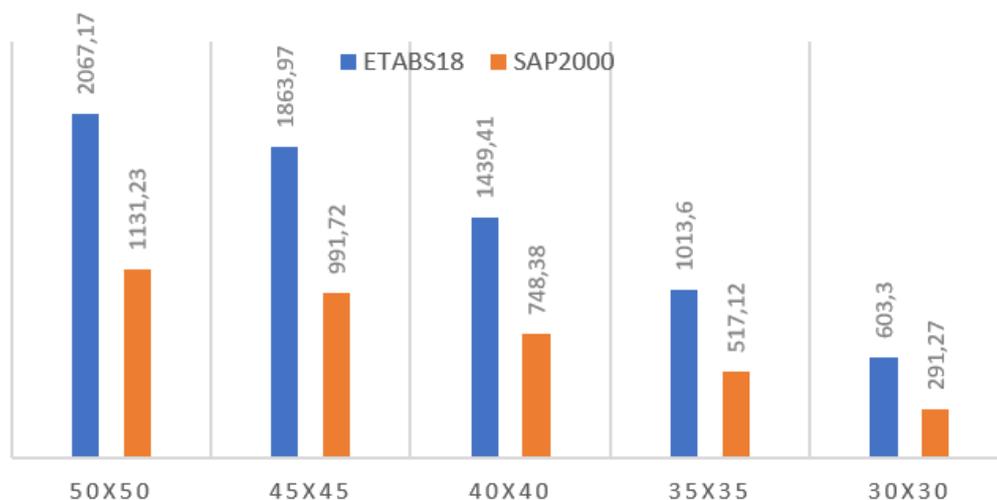


Tableau VII. 9 : Vérification des déplacements selon l'axe (X-X)

SAP2000				ETABS			
Niveaux	Δk	hk	Observation	Niveaux	Δk	hk	observation
RDC	0,003	4,08	Vérifié	RDC	0,00465	4,08	Vérifié
Etage1	0,006	3,06	Vérifié	Etage1	0,00744	3,06	Vérifié
Etage2	0,007	3,06	Vérifié	Etage2	0,00992	3,06	Vérifié
Etage3	0,01	3,06	Vérifié	Etage3	0,01189	3,06	Vérifié
Etage4	0,01	3,06	Vérifié	Etage4	0,01316	3,06	Vérifié
Etage5	0,01	3,06	Vérifié	Etage5	0,01395	3,06	Vérifié
Etage6	0,01	3,06	Vérifié	Etage6	0,01425	3,06	Vérifié
Etage7	0,02	3,06	Vérifié	Etage7	0,01423	3,06	Vérifié
Etage8	0,02	3,06	Vérifié	Etage8	0,01382	3,06	Vérifié
Etage9	0,02	3,06	Vérifié	Etage9	0,01341	3,06	Vérifié

Tableau VII. 10 : Vérification des déplacements inter-étage selon l'axe (Y-Y)

SAP2000				ETABS			
Niveaux	Δk	hk	Observation	Niveaux	Δk	hk	Observation
RDC	0,01	4,08	Vérifié	RDC	0,00463	4,08	Vérifié
Etage1	0,02	3,06	Vérifié	Etage1	0,00750	3,06	Vérifié
Etage2	0,02	3,06	Vérifié	Etage2	0,01014	3,06	Vérifié
Etage3	0,02	3,06	Vérifié	Etage3	0,01224	3,06	Vérifié
Etage4	0,03	3,06	Vérifié	Etage4	0,01369	3,06	Vérifié
Etage5	0,03	3,06	Vérifié	Etage5	0,01468	3,06	Vérifié
Etage6	0,03	3,06	Vérifié	Etage6	0,01515	3,06	Vérifié
Etage7	0,03	3,06	Vérifié	Etage7	0,01479	3,06	Vérifié
Etage8	0,02	3,06	Vérifié	Etage8	0,01494	3,06	Vérifié
Etage9	0,02	3,06	Vérifié	Etage9	0,01449	3,06	Vérifié

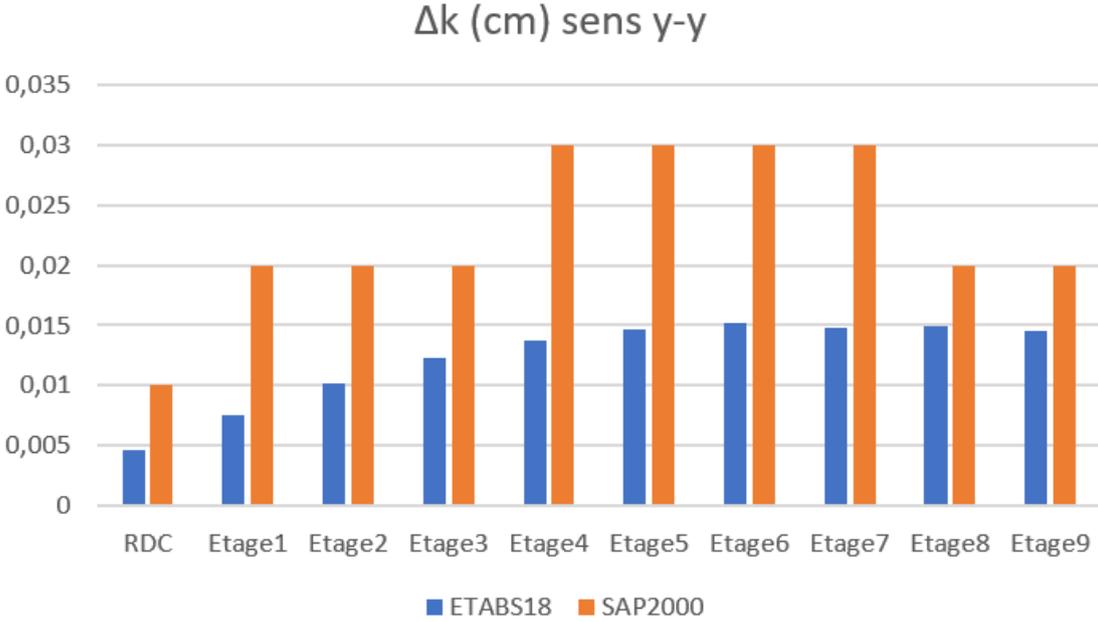
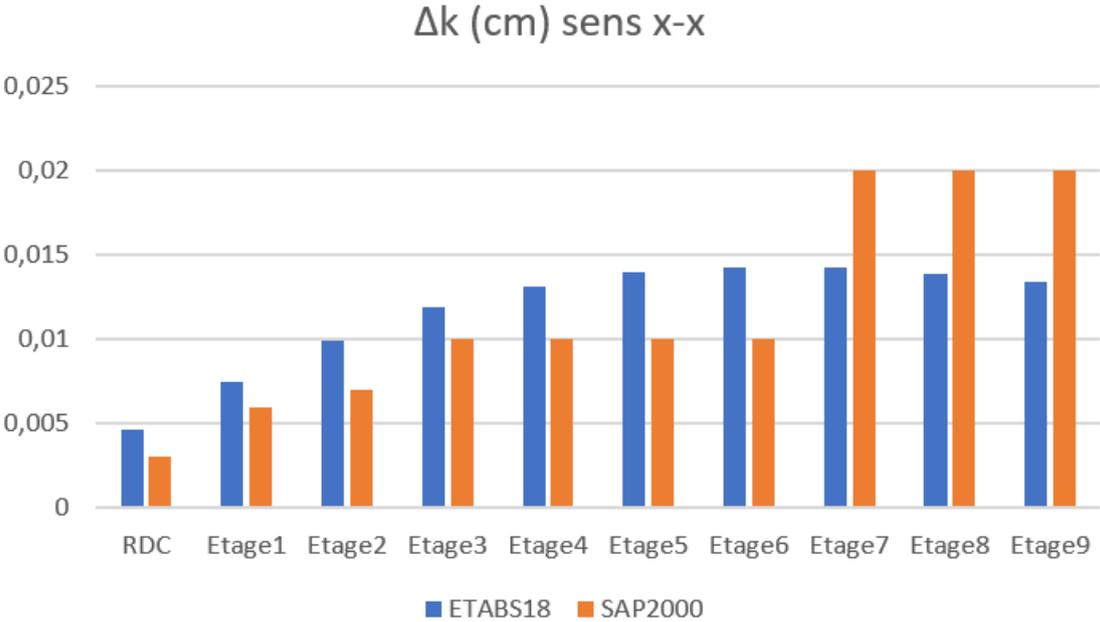


Tableau VII.11 : Vérification l'effet P-Δ selon l'axe (X-X)

SAP2000						ETABS					
N	Pk	Vk	Δk	θk	Observation	N	Pk	Vk	Δk	θk	Observation
RDC	32629	4301,4	0,01	0,00	Vérifié	RDC	32404,8	4168,3	0,01	0,019	Vérifié
Etage1	29100,7	4203,5	0,02	0,00	Vérifié	Etage1	28901,8	4068,2	0,01	0,038	Vérifié
Etage2	2594,8	4016,9	0,02	0,00	Vérifié	Etage2	25735,6	3881,5	0,02	0,048	Vérifié
Etage3	22667,9	3763,4	0,02	0,00	Vérifié	Etage3	22509,2	3631,7	0,02	0,053	Vérifié
Etage4	19491,6	3471,4	0,03	0,001	Vérifié	Etage4	19354,1	3347	0,02	0,055	Vérifié
Etage5	16314,6	3140,6	0,03	0,00	Vérifié	Etage5	16198,9	3027,2	0,03	0,055	Vérifié
Etage6	13091,6	2751,2	0,03	0,00	Vérifié	Etage6	12998,7	2652,8	0,03	0,051	Vérifié
Etage7	2303,6	2303,6	0,03	0,00	Vérifié	Etage7	9798,4	2224,2	0,03	0,045	Vérifié
Etage8	6643,9	4301,4	0,02	0,00	Vérifié	Etage8	6598	1694,6	0,03	0,039	Vérifié
Etage9	3475,6	1016,8	0,02	0,00	Vérifié	Etage9	3453,1	986,1	0,03	0,034	Vérifié

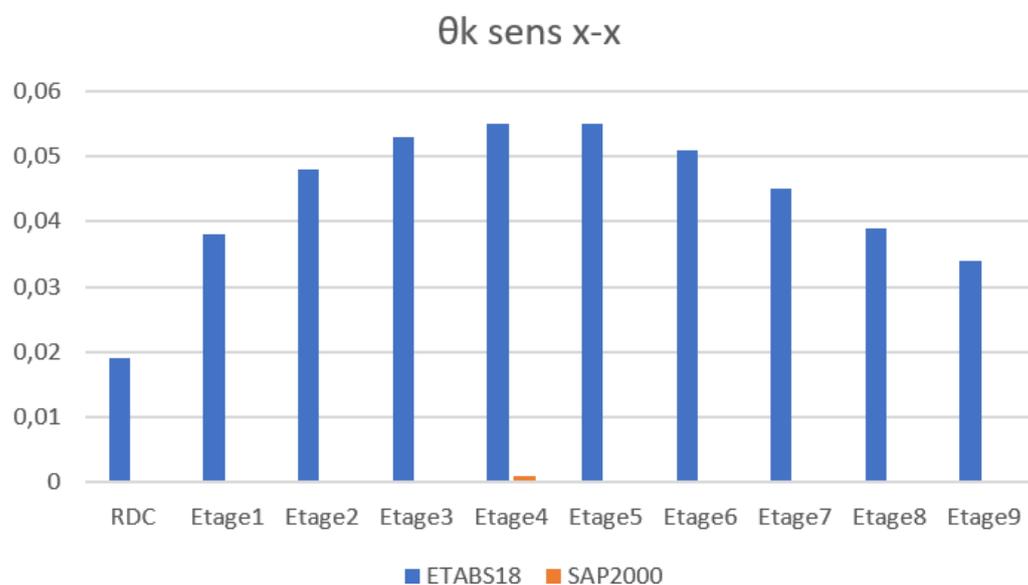
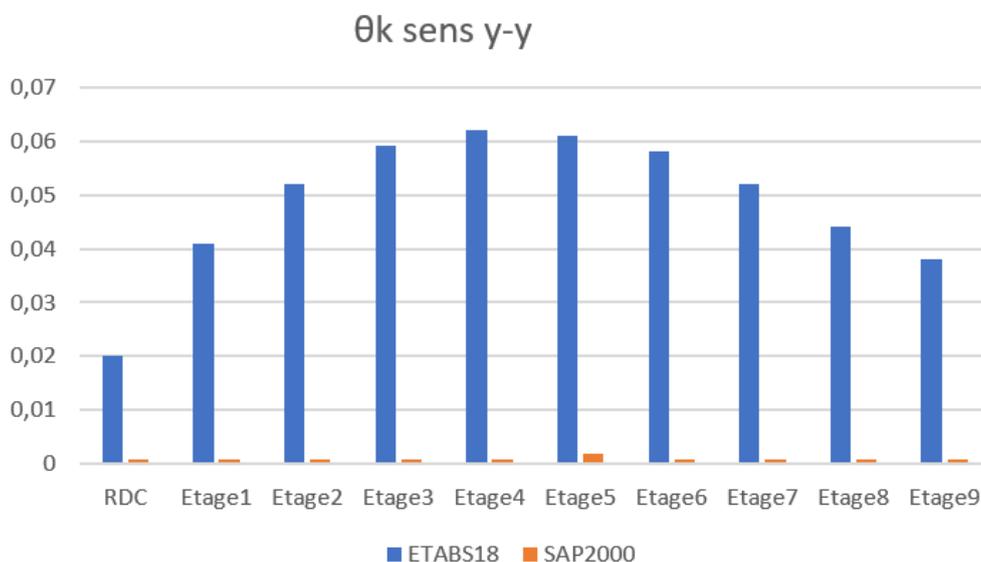


Tableau VII.12 : Vérification l'effet P-Δ selon l'axe (Y-Y)

SAP2000						ETABS					
N	Pk	Vk	Δk	θk	Observation	N	Pk	Vk	Δk	θk	Observation
RDC	32629	1314,7	0,01	0,001	Vérifié	RDC	32404,8	4039,3	0,01	0,02	Vérifié
Etage1	29100,7	1283,8	0,02	0,001	Vérifié	Etage1	28901,8	3937,9	0,01	0,041	Vérifié
Etage2	2594,8	1225,3	0,02	0,001	Vérifié	Etage2	25735,6	3750,2	0,02	0,052	Vérifié
Etage3	22667,9	1146,2	0,02	0,001	Vérifié	Etage3	22509,2	3500,9	0,02	0,059	Vérifié
Etage4	19491,6	3471,4	0,03	0,001	Vérifié	Etage4	19354,1	3221,4	0,03	0,062	Vérifié
Etage5	16314,6	955,6	0,03	0,002	Vérifié	Etage5	16198,9	2913,5	0,03	0,061	Vérifié
Etage6	13091,6	838,8	0,03	0,002	Vérifié	Etage6	12998,7	2559,6	0,03	0,058	Vérifié
Etage7	2303,6	705,2	0,03	0,001	Vérifié	Etage7	9798,4	2157,7	0,03	0,052	Vérifié
Etage8	6643,9	539,2	0,02	0,001	Vérifié	Etage8	6598	1656,2	0,03	0,044	Vérifié
Etage9	3475,6	314,8	0,02	0,001	Vérifié	Etage9	3453,1	970,9	0,03	0,038	Vérifié



VII.6. Observation sur les résultats :

- On remarque que les forces sismiques totales sont presque les mêmes à la base des deux logiciels (**SAP** et **ETABS**).
- D’après le tableau qui représente les valeurs des périodes et facteurs de participation massique du modèle initial, en remarquant que les résultats obtenus par le logiciel **ETABS** sont plus importants que celle trouvées par le logiciel **SAP**.
- L’effort tranchant est vérifié pour les deux modèles initiaux modélisés à partir du **SAP** et **ETABS**.
- D’après les résultats trouvés, on remarque que la participation massique dépasse le seuil des 90 % à partir du 12^{ème} mode pour le modèle final réalisé avec logicielle **SAP** et à partir du 13^{ème} mode pour le modèle final réalisé avec logicielle **ETABS**.
- D’après le tableau ci-dessus on remarque que l’effort normal réduit est vérifié pour chaque étage de la structure avec les sections des poteaux obtenus de RDC jusqu’au 9^{ème} étage et cela pour les deux logiciels utilisés.
- Des valeurs importantes du rapport de l’effort normal réduit ont été remarqué par le logicielle **SAP**, en comparaison aux valeurs trouvés par le logiciel **ETABS**.
- Des valeurs importantes de déplacements suivant x-x et y-y dans le logicielle **SAP** par rapport au logiciel **ETABS**.
- On remarque que l’effet **P-Δ** est presque nul dans le logiciel **SAP**.
- Les résultats obtenus à partir les deux logiciels utilisés pour cette étude comparative, ont montré que les valeurs des efforts normaux à la base de la structure, trouvées par les deux modèles, sont presque les mêmes à l’état limite ultime et à l’état limite de service.

VII.7. Interprétations des résultats :

Cette étude comparative permis de mettre en évidence les deux logiciels, et de donner les qualités de chaque produit qui par conséquence joue un rôle dans le futur choix du logiciel de calcul par les intervenants dans le domaine du génie civil tels que les BET, Bureaux de contrôle, entreprises d’Engineering...etc.

Selon les résultats obtenus, nous mettrons en relief les points communs entre les deux logiciels et les points de divergence avec des explications dans le cas échéant, afin de permettre aux futures utilisateurs le bon choix de ces deux logiciels selon le type de structure à étudier.

- Le **SAP**, et **ETABS** sont deux logiciels très utiliser dans les analyses des structures complexes (analyses statique, dynamique, sismique ...) permettant une modélisation plus simplifiée de l'ensemble de la structure et ils offrent aux utilisateurs le choix de différents éléments et beaucoup de personnalisation.
- Les fonctionnalités de ces logiciels proposent des variantes portant sur la saisie, le contrôle visuel et les vérifications jusqu’à la présentation des résultats qui peuvent être d’un maniement plus ou moins facile.

– Les résultats de l'analyse modale sont presque identiques, mais on a constaté que le reste des résultats qui sont affecter par la charge sismique introduite par le concepteur sont différents ; le logiciel **SAP** amplifie de manière significative les sollicitations due aux charges sismiques sur tous les éléments de la structure.

Nous croyons que la différence entre les résultats des deux logiciels est dans le spectre de réponse intégré à partir d'une application qui vient d'une source inconnue ; quand il s'agit du logiciel **ETABS**, plutôt que le logiciel **SAP** qui a un spectre de réponse intégré fourni par les développeurs du logiciel. Aussi cette déférence peut être revient soit à la précision la méthode du calcul de chaque logiciel ou bien au pourcentage d'erreur provoqué par l'utilisateur pendant la modélisation.

VII.8. Conclusion :

SAP2000 et **ETABS** ne sont pas en concurrence, mais complémentaires. Le choix entre les deux dépend de la nature de la structure et des besoins de modélisation.

La présente étude comparative, nous a permis d'avoir une idée importante sur le fonctionnement des logiciels de calcul des structures en génie civil, en particulier le logiciels **SAP** et **ETABS** qui sont basés sur la méthode des éléments finis, Chaque logiciel que soit le **SAP** ou **ETABS** a ses qualités supérieures dans un domaine bien précis, ce qui conduit à un choix au préalable selon le type de structure et selon le matériau utilisé. Ce choix a été toujours lié à l'habitude de l'utilisateur ou à la région géographique où un logiciel donné est le plus utilisé que d'autres, néanmoins, il est évident que chaque produit a ses propres qualités et ses propres inconvénients. Nous constatons que cette étude peut aider à améliorer le développement de modèles de génie civil prédictifs appropriés par les intervenants dans le domaine.

Conclusion générale

Conclusion Générale

Ce projet de fin d'études est une phase très importante dans le cycle de formation d'un étudiant, en effet il lui donne une idée large sur une partie de son domaine de spécialité ce qui lui permet de mieux comprendre ce qu'il a vu au cours de sa formation universitaire.

Cette étude nous a permis d'assimiler les différentes techniques relatives au calcul structural, l'exploitation des données de base, l'utilisation des divers logiciels de modélisation numérique et de calcul de ferrailage, ainsi que l'exploitation des textes réglementaires en vigueur régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine de la construction en génie civil, et acquérir les informations essentielles à travers la lecture des différentes références bibliographiques.

Vu l'importance dimensionnelle du bâtiment, notre étude nous a montré que le système de contreventement qui semble le plus adéquat d'un point de vue technique en matière de stabilité et de résistance globale de la structure est celui d'une ossature mixte (Portiques +

Voiles), permettant l'interaction de ces deux systèmes dans la reprise des efforts sismiques en plus de ceux gravitaires.

Les voiles ont été disposés d'une manière symétrique autant que possible d'un point de vue aménagement architectural, placés le plus loin possible du centre de gravité du bâtiment pour avoir un grand bras de levier qui permet d'assurer une réponse sismique plus efficace avec une meilleure distribution des efforts internes, et réduire ainsi les effets de torsion dans les modes fondamentaux.

Lors de la phase de calcul des sections de ferrailage des éléments structuraux, nous avons constaté que pour les éléments (poteaux et voiles) de la superstructure, les combinaisons accidentelles sont les plus défavorables.

Au contraire de la superstructure, le calcul du ferrailage des éléments structuraux en infrastructure est principalement fait sur la base des combinaisons de l'état limite ultime « ELU », cela est le résultat de la boîte rigide avec le voile périphérique sur l'ensemble des côtés du bâtiment, où l'effort sismique s'annule au niveau d'encastrement du bâtiment qui est le bas du RDC.

Enfin, ce projet - qui constitue pour nous une première expérience dans ce vaste domaine, nous a permis d'acquérir des informations complémentaires capitales par rapport à ce que nous avons déjà appris lors de notre formation universitaire, ce qui est très essentiel comme support de base pour entamer notre future vie professionnelle.

**Références
bibliographiques**

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / version 2024.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL91).
- Règles de conception et de calcul des structures en béton arme (CBA.93).
- Document technique règlementaire (DTR.B.C.2.2).
- Cahier de cours Béton armé de cursus.
- Logiciel d'analyse des structures **SAP2000**.
- SOCOTEC
- Outil de conception AUTO CAD 2025.
- Outil de de calcul EXCEL 2016
- Outil de saisie Word 2016.
- Anciens mémoires de fin d'étude

Annexes

ORGANIGRAMME -1- SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

Cas générale

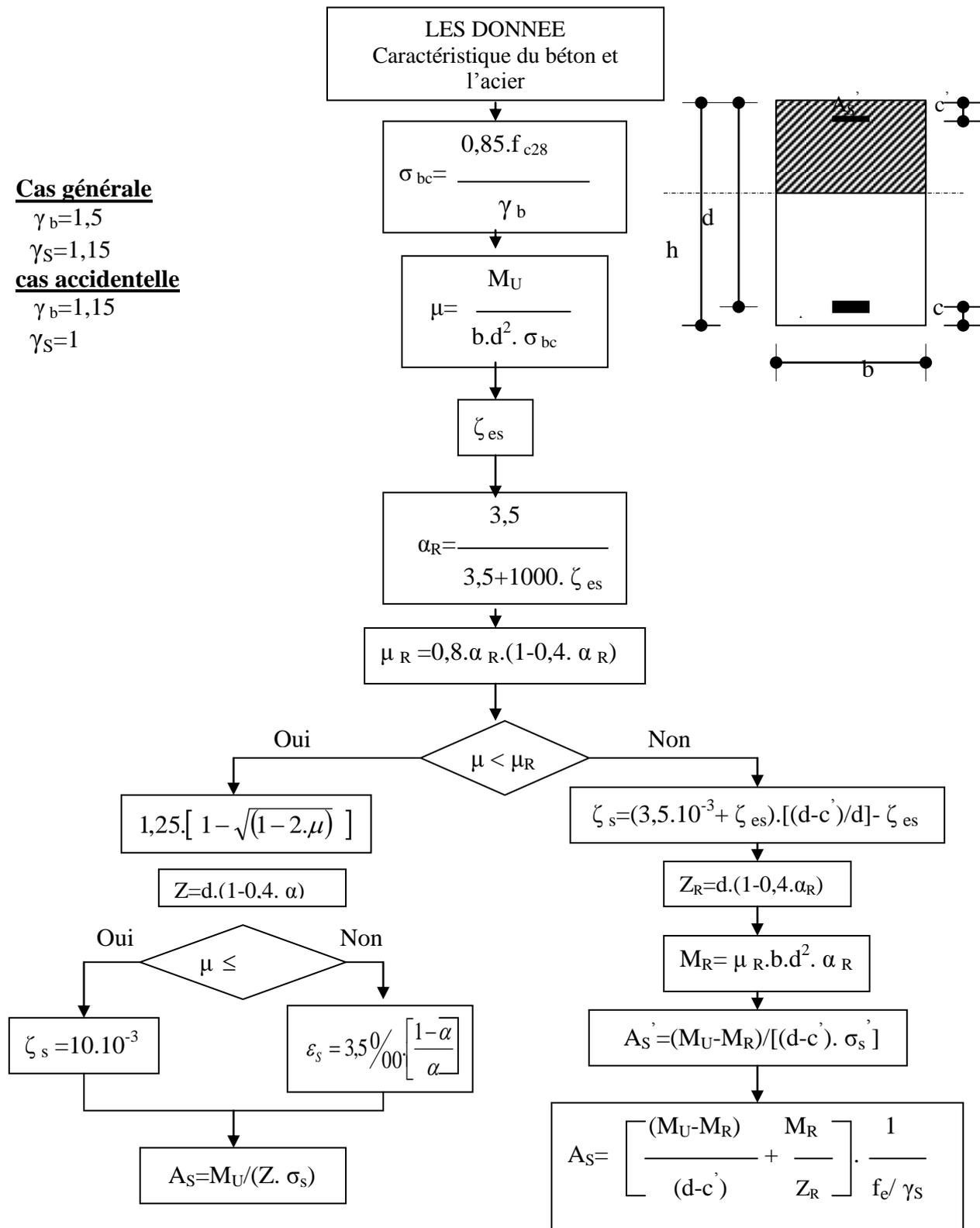
$$\gamma_b = 1,5$$

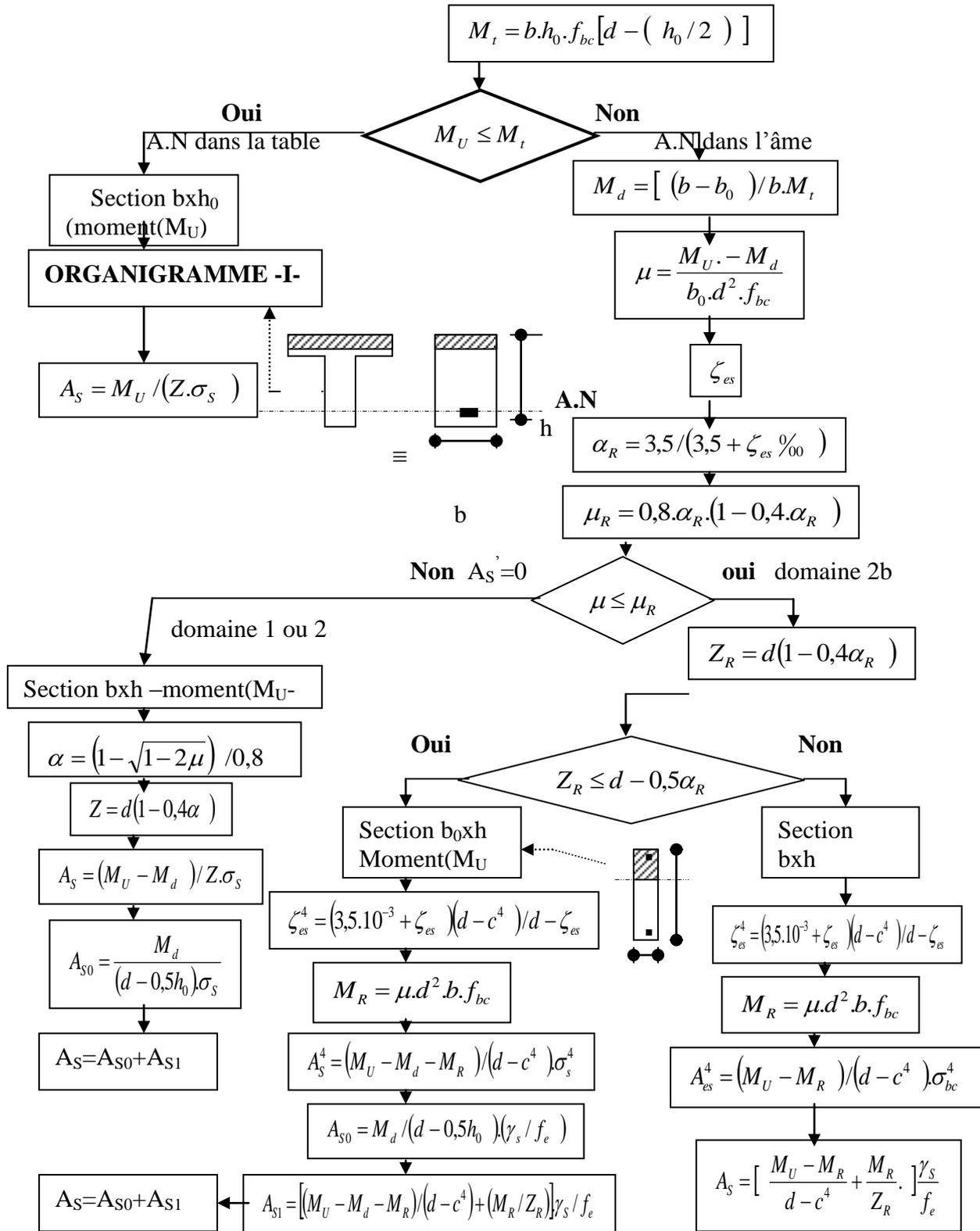
$$\gamma_s = 1,15$$

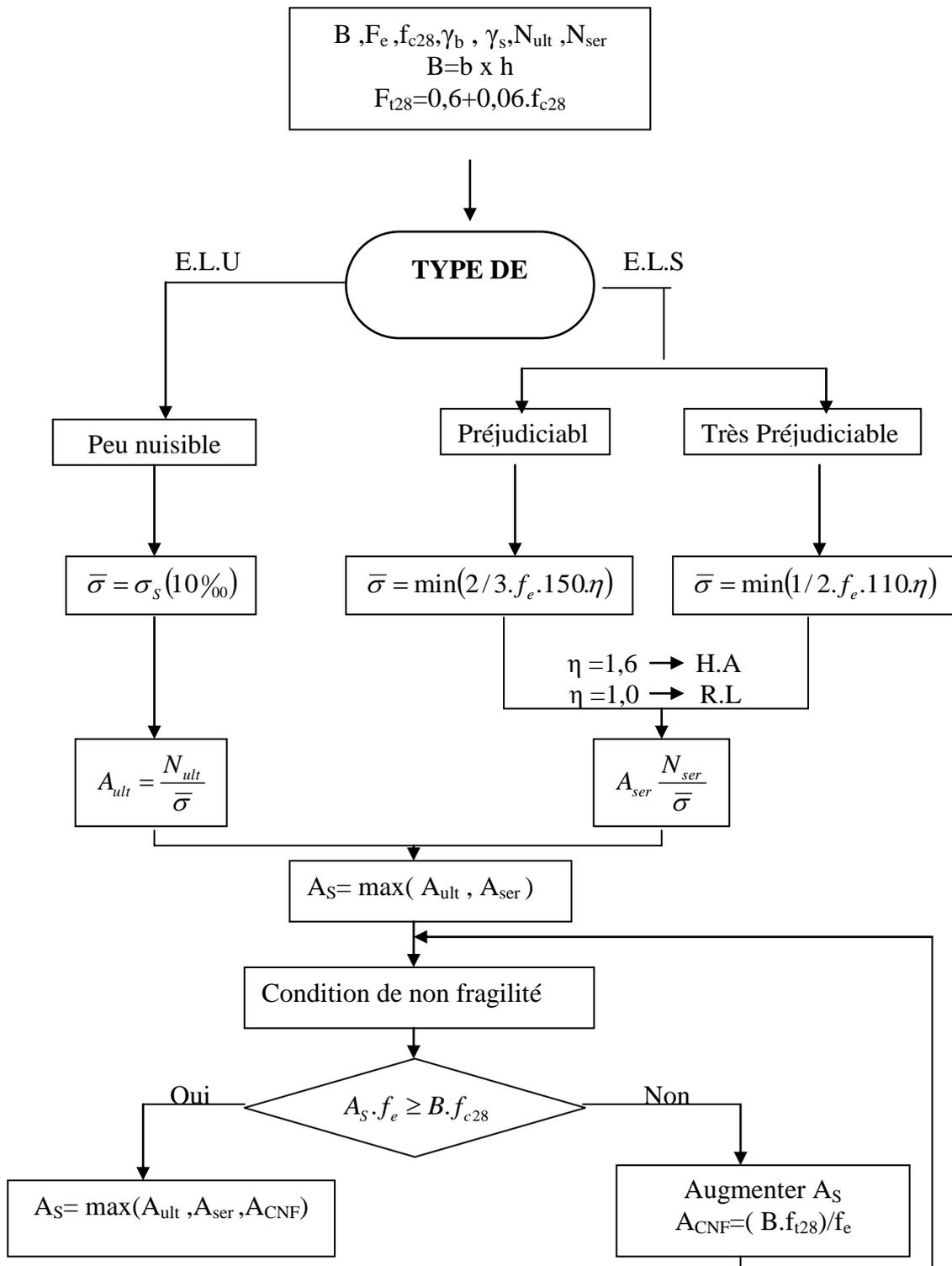
cas accidentelle

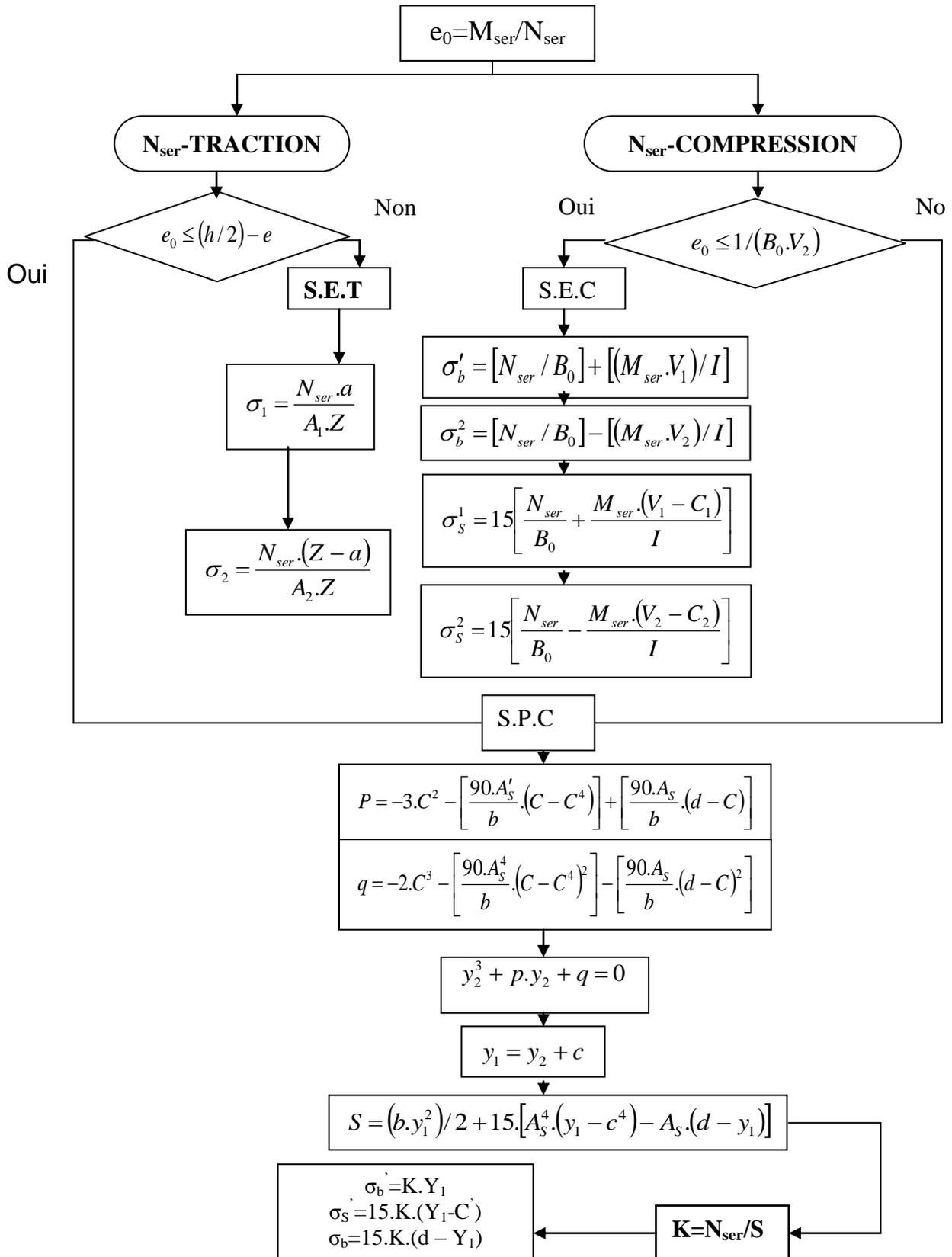
$$\gamma_b = 1,15$$

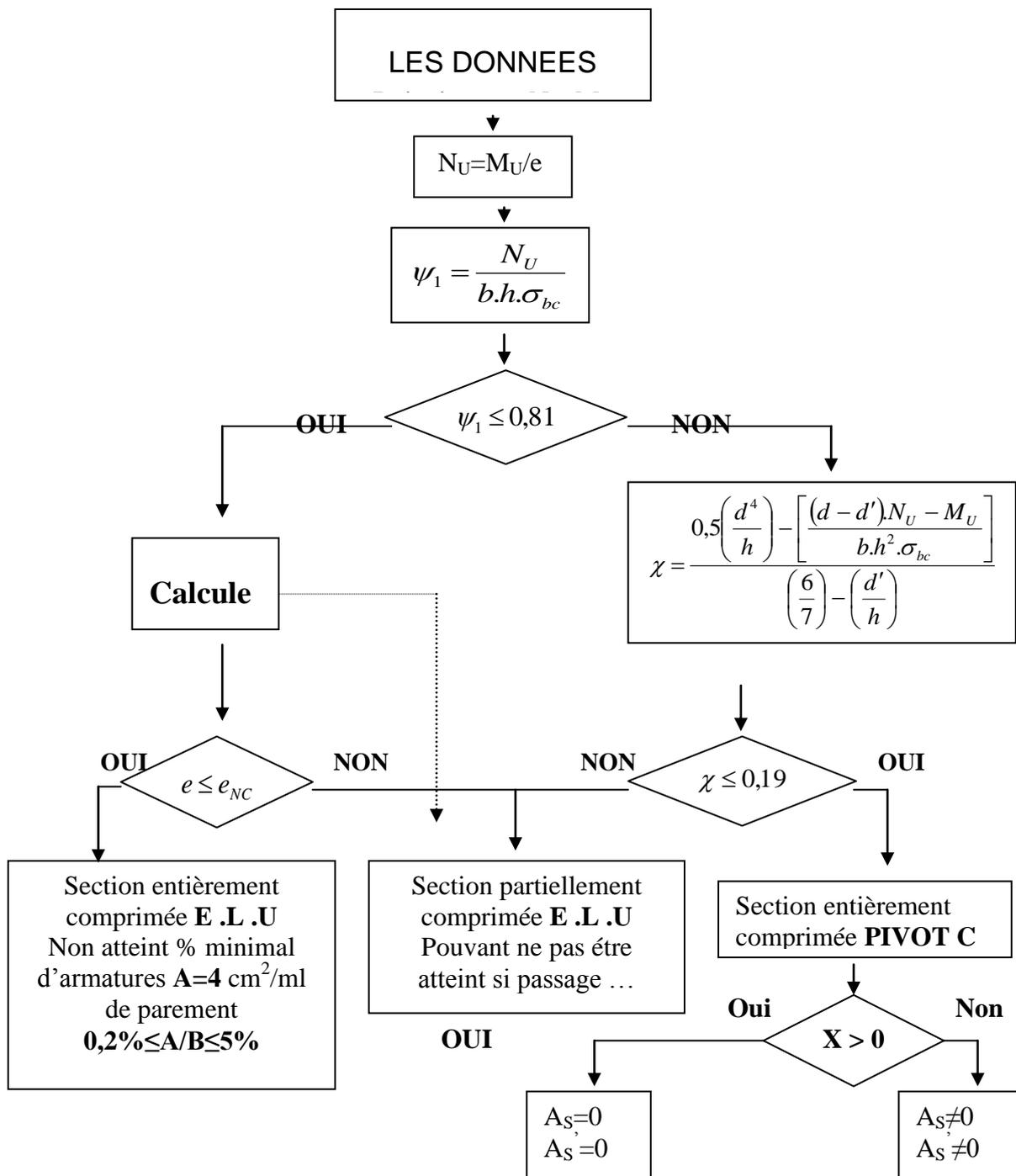
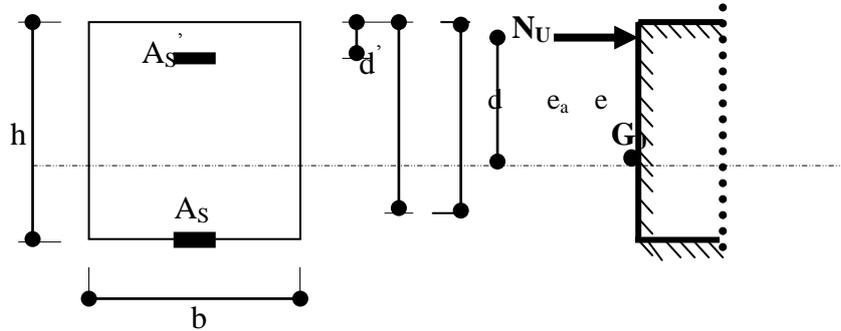
$$\gamma_s = 1$$

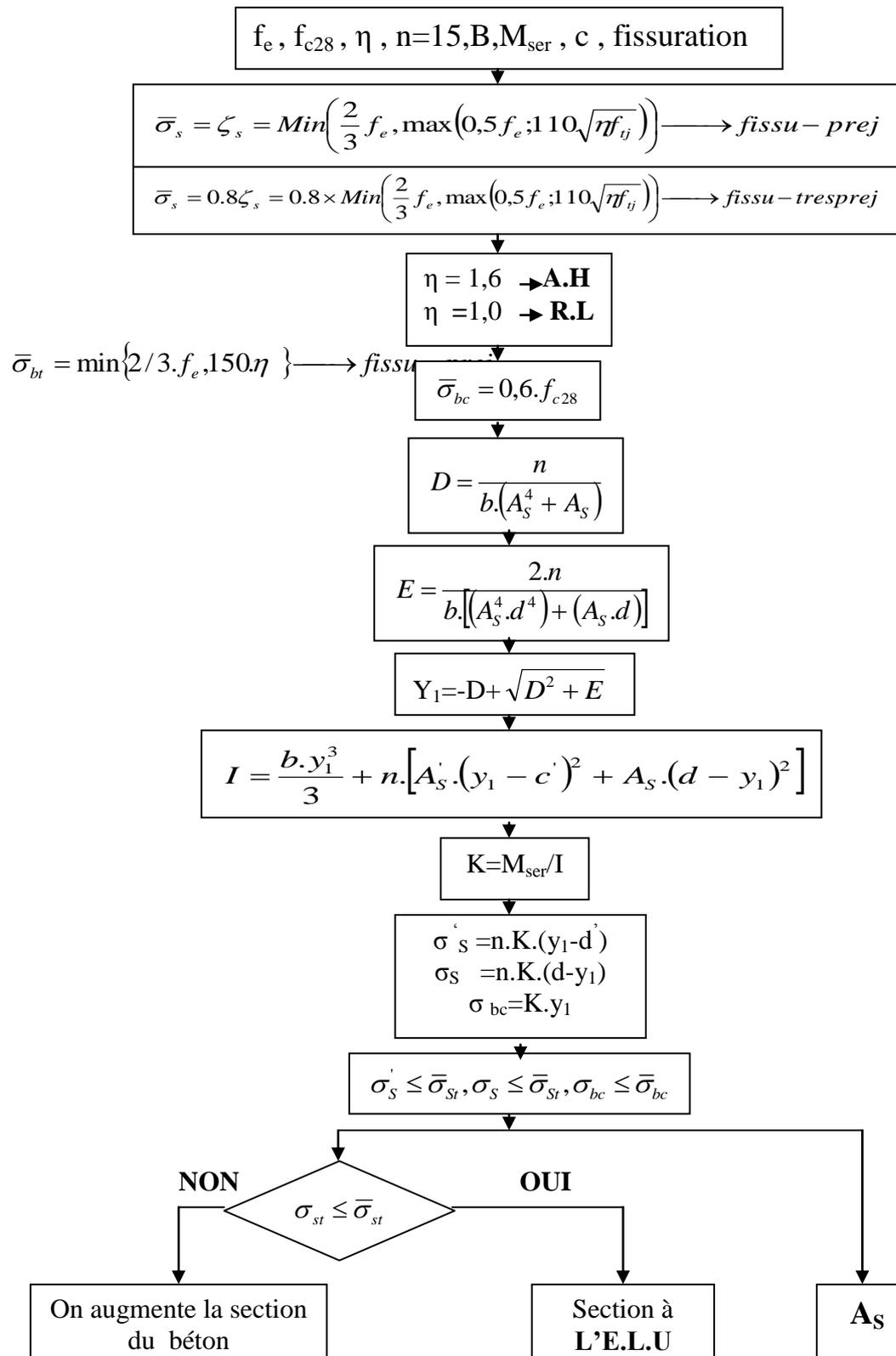


ORGANIGRAMME -2-**CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

ORGANIGRAMME -3-**TRACTION SIMPLE**

ORGANIGRAMME-4-**FLEXION COMPOSEE A E.L.S**

ORGANIGRAMME -5-**CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE
A L'E .L .U EN FLEXION COMPOSEE**

ORGANIGRAMME -6-**VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -L'E.L.U-**

ORGANIGRAMME -7-**CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE
A L'EFFORT TRANCHANT**