



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
جامعة سعد دحلب - البليدة -
UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

كلية العلوم الهندسية - دائرة الهندسة المدنية
FACULTE DES SCIENCE DE L'INGENIEUR
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE DE
PROJET DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME
DE MASTER EN GENIE CIVIL
OPTION : Structures

Thème

***Conception et Calcul Parasismique d'Un
Bâtiment en Rez-De-Chaussée + 8 étage +
Sous-sol Contreventé par des Portiques et des
Voiles en Béton Armé***

Encadré par :

M^{me} C. CHERFA

Réalisé par :

LAMARI ANIS

SAHKI ABDERRAOUF

Promotion 2021/2022

REMERCIEMENTS

*On tient à remercier tout d'abord **Dieu** qui nous a donnés la force, le courage et la patience pour accomplir ce Modeste travail.*

*Nous tenon à exprimer notre profonde gratitude et nos sincères remerciements à notre promotrice **M^{me} CHERFA**, pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet.*

*Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordé en acceptant d'évaluer notre travail et de l'enrichir par leurs propositions ainsi que nos **chers parents** pour leur réconfort et soutien durant tout notre parcours.*

Enfin, on tient également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

ملخص

هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة لبنائية مقاومة للزلازل بواسطة الجدران والاعمدة والروافد المشكلة من الخرسانة المسلحة والتي تتألف من طابق تحت الأرض وطابق أرضي بالإضافة الى ثمانية طوابق ذات طابع سكني (فندق)، و الواقعة في ولاية الجزائر و المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية (منطقة III) من أجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية وفقا للمعايير المقاومة للزلازل الجزائرية **RPA 99/ VERSION 2003**.

أما بخصوص القياس والتسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبناية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر **BAEL91 و CBA93**.

الكلمات المفتاحية: الخرسانة المسلحة، الاعمدة، الروافد، المنطقة الزلزالية، **BAEL91 و CBA93**.

RESUME

Ce projet consiste principalement en l'étude d'une structure (RDC+8+ S.Sol) contreventée par des voiles et des portiques à usage habitation (hôtel).

La structure est implantée dans la wilaya d'Alger, zone de sismicité III. L'étude est conforme aux règles Parasismique Algériennes 99 version 2003.

Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91.

Mots clés : béton armé, structure, voiles, portiques, zone de sismicité, ferrailage, CBA93, BAEL91.

ABSTRACT

This project consists mainly on the study of a structure (Ground level + 8 stories + Underground level).

The structure is located in Algiers, which is characterised by high seismic activity (Zone III).

The study was carried out according to the regulations of the Algerian seismic code (RPA 99 modified in 2003).

The dimensions of structural elements and their reinforcements were carried out according to the Algerian reinforced concrete code (CBA93) and the limits states of reinforced concrete (BAEL91).

Key words: The structure, seismic activity, structural elements, reinforcements, CBA93, BAEL91.

Liste des figures

Figure I.1. Vue en plan de la structure.	2
Figure I.2. Diagramme Contraintes – Déformations ELU.	7
Figure I.3. Diagramme Contraintes – Déformations ELS.	8
Figure I.4. Diagramme Contraintes – Déformations de l’Acier.	8
Figure.II.1. Coupe transversale d’un plancher à corps creux.....	12
Figure II.2. Coupe transversale de l’acrotère.	16
Figure II.3. Section réduite du poteau.	20
Figure II.4. Schéma des Types des Poteau.	22
Figure II.5. Schéma du poteau central Le plus sollicité.	23
Figure II.6. Schéma du poteau de rive le plus sollicité.	27
Figure II.7. Schéma du poteau d’angle le plus sollicité.....	31
Figure II.8. Coupe de voile en élévation.	36
Figure III.1. Vue en plan RDC du Modèle 1	46
Figure III.2. Vue en 3D de la structure du Modèle final	53
Figure IV.1. Zone nodale.	62
Figure IV.2. Schéma de ferrailage des poteaux de sous-sol, RDC.	75
Figure IV.3. Schéma de ferrailage des poteaux de 1 ^{er} étage.	75
Figure IV.4. Schéma de ferrailage des poteaux de 2 ^{ème} étage.	75
Figure IV.5. Schéma de ferrailage des poteaux de 3 ^{ème} étage.	76
Figure IV.6. Schéma de ferrailage des poteaux de 4 ^{ème} étage.	76
Figure IV.7. Schéma de ferrailage des poteaux de 5 ^{ème} étage.	76
Figure IV.8. Schéma de ferrailage des poteaux de 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage.	77
Figure IV.9. Schéma de ferrailage des poteaux de 8 ^{ème} étage.	77
Figure IV.10. Les arrêtes des barres.	88
Figure IV.11. Vue en plan poutres terrasses.	90
Figure IV.12. Vue en plan poutres étage courant.	90
Figure IV.13. Schéma de ferrailages des poutres porteuses du 8 ^{ème} étage.	91
Figure IV.14. Schéma de ferrailages des poutres porteuses du RDC au 7 ^{ème}	92
Figure IV.15. Schéma de ferrailages des poutres non porteuses du 8 ^{ème} étage.....	92

Figure IV.16. Schéma de ferrailages des poutres non porteuses RDC au 7 ^{ème} .	92
Figure IV.17. Éléments soumis à la flexion composée.	93
Figure IV.18. Dimension en élévation d'un mur.	94
Figure IV.19. Maillage d'un voile.	97
Figure IV.20. Disposition des armatures verticales dans les voiles.	98
Figure IV.21. Repérage des voiles.	100
Figure IV.22. Schémas de ferrailage du voile 4 et voile 5 (RDC).	118
Figure IV.23. Schémas de ferrailage du voile 4 et voile 5 (1 ^{er} et 2 ^{ème} étage).	118
Figure IV.24. Schémas de ferrailage du voile 4 et voile 5 (3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage).	119
Figure IV.25. Schémas de ferrailage du voile 4 et voile 5 (5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage).	119
Figure IV.26. Schémas de ferrailage du voile 4' et voile 5' (1 ^{er} étage).	119
Figure IV.27. Schémas de ferrailage du voile 4' et voile 5' (2 ^{ème} /3 ^{ème} étage).	119
Figure IV.28. Schémas de ferrailage du voile 4' et voile 5' (4 ^{ème} /5 ^{ème} /6 ^{ème} étage).	120
Figure IV.29. Schémas de ferrailage du voile 4' et voile 5' (RDC).	120
Figure IV.30. Schémas de ferrailage du voile 3 (1 ^{er} /2 ^{ème} /3 ^{ème} étage).	120
Figure IV.31. Schémas de ferrailage du voile 3 (4 ^{er} /5 ^{ème} /6 ^{ème} étage).	120
Figure IV.32. Schémas de ferrailage du voile 3 (RDC).	121
Figure IV.33. Schémas de ferrailage du linteau type 1.	121
Figure IV.34. Schémas de ferrailage du linteau type 2.	122
Figure V.1. Schéma du radier nervuré.	124
Figure V.2. Ferrailage de la Dalle du Radier.	135
Figure V.3. Ferrailage des nervures du sens porteur (x-x).	139
Figure V.4. Ferrailage des nervures du sens porteur (y-y).	139
Figure V.5. Schéma statique des débords.	140
Figure V.6. Ferrailage du débord.	141
Figure V.7. Ferrailage du Voile Périphérique en travée et en appui	146

Liste des tableaux

Tableau II.1. Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.....	13
Tableau II.2. Charges permanentes du plancher courant (corps creux).....	14
Tableau II.3. Charges permanentes des dalles pleines.	14
Tableau.II.4. charge permanente du plancher s-sol	15
Tableau II.5. Charges permanentes du mur double cloison.....	15
Tableau II.6. Vérification des conditions exigées par le RPA99.	17
Tableau II.7. Dégression des surcharges d’exploitations.	23
Tableau.II.8. Dégression des surcharges d’exploitations du poteau centrale.	28
Tableau.II.9. Descente de charge du poteau centrale.	25
Tableau.II.10. Choix des sections et vérifications des poteaux centraux.	26
Tableau.II.11. Dégression des surcharges d’exploitations du poteau de rive.	28
Tableau.II.12. Descente de charge du poteau de rive.	28
Tableau.II.13. Choix des sections et vérifications des poteaux de rives.	30
Tableau.II.14. Dégression des surcharges d’exploitations du poteau d’angle.	32
Tableau.II.15. Descente de charge du poteau d’angle.	32
Tableau.II.16. Choix des sections et vérifications des poteaux d’angles.	34
Tableau.II.17. Choix des sections des poteaux d’angle.	35
Tableau III.1. Valeurs de la période caractéristiques.....	42
Tableau III.2. Valeur des pénalités.	44
Tableau III.3. Longueur, épaisseurs des voiles et section des poteaux du Modèle 1	46
Tableau III.4. Période et participation massique du Modèle 1	47
Tableau III.5. Vérifications des déplacements inter-étages du Modèle 1	48
Tableau III.6. Vérification de l’effort normal réduit Modèle 1	49
Tableau III.7. Période et participation massique du Modèle 2	50
Tableau III.8. Vérifications des déplacements inter-étages du Modèle 2	51
Tableau III.9. Résultats de l’analyse de la structure sans voiles des derniers niveaux.	52
Tableau III.10. Période et facteurs de participation massique du Modèle Final	54
Tableau III.11. Vérifications des déplacements inter-étages.	55
Tableau III.12. Vérification de l’effort normal réduit pour les poteaux du Modèle Final	56
Tableau III.13. Justification des voiles sous charges verticales (Modèle Final).	57

Tableau III.14. Pourcentages des efforts tranchants dus aux charges horizontales repris par les portiques du Modèle Final .	57
Tableau III.15. Résultats de l'analyse de la structure pour 3 épaisseurs des voiles de contreventement.	58
Tableau IV.1. Caractéristiques du béton et de l'acier.	60
Tableau IV.2. Ferrailages des poteaux en situations durable.	63
Tableau IV.3. Ferrailages des poteaux en situation accidentelle : $(0,8G\pm E)$	64
Tableau IV.4. Ferrailages des poteaux carré situations accidentelle $(G+Q+E)$	65
Tableau IV.5. Choix des armatures des poteaux.	66
Tableau IV.6. Vérifications des contraintes des poteaux.	67
Tableau IV.7. Vérifications de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.	69
Tableau IV.8. Diamètre des armatures transversales.	71
Tableau IV.9. Espacement des cadres des poteaux.	72
Tableau IV.10. Choix des armatures transversale pour les poteaux.	72
Tableau IV.11. Ferrailages des poutres porteuses situation durable.	80
Tableau IV.12. Ferrailages des poutres porteuses situation accidentelle $0.8G\pm E$.	80
Tableau IV.13. Ferrailages des poutres porteuses situation accidentelle $G+Q\pm E$.	80
Tableau IV.14. Ferrailages des poutres non porteuses situation durable.	81
Tableau IV.15. Ferrailages des poutres non porteuses situation accidentelle $0.8G\pm E$.	81
Tableau IV.16. Ferrailages des poutres non porteuses situation accidentelle $G+Q\pm E$.	81
Tableau IV.17. Choix des armatures pour les poutres porteuses (30*45).	82
Tableau IV.18. Choix des armatures pour les poutres non porteuses (30*40).	82
Tableau IV.19. Vérification de condition de non fragilité.	82
Tableau IV.20. Vérification des poutres porteuse à l'ELS.	83
Tableau IV.21. Corrections des sections du béton et d'acier dans les poutres porteuses à l'ELS.	84
Tableau IV.22. Vérification des poutres non porteuse à l'ELS.	84
Tableau IV.23. Choix finals des armatures des poutres.	85
Tableau IV.24. Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres porteuse (30*55).	86
Tableau IV.25. Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres non porteuses.	86
Tableau IV.26. Choix des armatures transversales pour les poutres.	87
Tableau IV.27. Vérification de la flèche.	88
Tableau IV.28. Vérification thermique.	91
Tableau IV.29. Valeur de coefficient K.	94

Tableau IV.30. Calcule de σ_b et σ_{bna}	95
Tableau IV.31. Caractéristiques des voiles.	100
Tableau IV.32. Calcule de σ_b et σ_{bna} pour le voile V5.	101
Tableau IV.33. Calcule des armatures verticales pour le voile V5 (1 ^{er} étage).	102
Tableau IV.34. Calcule des armatures verticales pour le voile défavorable.	104
Tableau IV.35. Calcule des armatures verticales pour le voile V2.	105
Tableau IV.36. Calcule des armatures verticales pour le voile V2'.	106
Tableau IV.37. Calcule des armatures verticales pour le voile V1.	107
Tableau IV.38. Calcule des armatures verticales pour le voile défavorable.	108
Tableau IV.39. Calcule des armatures verticales pour le voile V3.	109
Tableau IV.40. Calcule des aciers de compression.	110
Tableau IV.41. Calcule des aciers de coutures des voiles.	111
Tableau IV.42. Calcule des aciers horizontaux des voiles.	112
Tableau IV.43. Calcule de ferrailage des linteaux.	117
Tableau IV.44. Choix finals des armatures.	118
Tableau V.1. Hauteur de la nervure calculée par une procédure pratique.	127
Tableau V.2. Caractéristiques géométriques du radier.	127
Tableau V.3. Contraintes sous le radier à l'ELU.	130
Tableau V.4. Contraintes sous le radier à l'ELS.	130
Tableau V.5. Calcul des moments à l'ELU (dalle du radier).	132
Tableau V.6. Calcul des moments à l'ELS (dalle du radier).	132
Tableau V.7. Ferrailage des Panneaux du Radier.	133
Tableau V.8. Vérification des contraintes.	134
Tableau V.9. Redimensionnement des Armatures (dalle du radier).	134
Tableau V.10. Vérification des contraintes après augmentation des sections d'acier.	135
Tableau V.11. Ferrailage des nervures (sens porteur).	136
Tableau V.12. Ferrailage des nervures (sens non porteur).	136
Tableau V.13. Vérification des contraintes.	136
Tableau V.14. Redimensionnement des Armatures.	137
Tableau V.15. Vérification des contraintes après augmentation des sections d'acier.....	137
Tableau V.16. Vérifications des Contraintes du Béton et d'Acier.	141
Tableau V.17. Ferrailage du Voile Périphérique.	143
Tableau V.18. Vérification des Contraintes à l'ELS.	145

Liste des symboles

A :	Coefficient d'accélération de zone,
A_s :	Aire d'une section d'acier.
A_t :	Section d'armatures transversales.
B :	Aire d'une section de béton.
ϕ :	Diamètre des armatures.
φ :	Angle de frottement.
Q :	Charge d'exploitation.
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.
L :	Longueur ou portée.
L_f :	Longueur de flambement.

d :	Hauteur utile.
F_e :	Limite d'élasticité de l'acier.
M_u :	Moment à l'état limite ultime.
M_{ser} :	Moment à l'état limite de service.
M_t :	Moment en travée.
M_a :	Moment sur appuis.
M_0 :	Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
I :	Moment d'inertie.
f_i :	Flèche due aux charges instantanées.
f_v :	Flèche due aux charges de longue durée.
M :	Moment, Masse.
E_{ij} :	Module d'élasticité instantané.
E_{vj} :	Module d'élasticité différé.
f_{c28} :	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
f_{t28} :	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
F_{cj} :	Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
K :	Coefficient de raideur de sol.
Y :	Position de l'axe neutre.
A_g :	Section transversale brute du voile ou trumeau.
δ_{ek} :	déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).
λ :	Elancement.
A :	Coefficient d'accélération de zone,
A_s :	Aire d'une section d'acier.
A_t :	Section d'armatures transversales.
B :	Aire d'une section de béton.
ϕ :	Diamètre des armatures.
φ :	Angle de frottement.
Q :	Charge d'exploitation.
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.
L	: Longueur ou portée.
L_f	: Longueur de flambement.
d	: Hauteur utile.
F_e	: Limite d'élasticité de l'acier.
M_u	: Moment à l'état limite ultime.
M_{ser}	: Moment à l'état limite de service.
M_t	: Moment en travée.
M_a	: Moment sur appuis.
M_0	: Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
I	: Moment d'inertie.
f_i	: Flèche due aux charges instantanées.
f_v	: Flèche due aux charges de longue durée.
M	: Moment, Masse.
E_{ij}	: Module d'élasticité instantané.
E_{vj}	: Module d'élasticité différé.
f_{c28}	: Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
f_{t28}	: Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
F_{cj}	: Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
K	: Coefficient de raideur de sol.

Y : Position de l'axe neutre.
 A_g : Section transversale brute du voile ou trumeau.
 δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).
 λ : Elancement.
 A : Coefficient d'accélération de zone,
 A_s : Aire d'une section d'acier.
 A_t : Section d'armatures transversales.
 B : Aire d'une section de béton.
 ϕ : Diamètre des armatures.
 φ : Angle de frottement.
 Q : Charge d'exploitation.
 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.
 $V.L.N.A$: Vibration libre non amortie.

SOMMAIRE

Remerciements

Résumés

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des symboles

Introduction

Chapitre I. Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I.1. Introduction.....	1
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	1
I.2.1. Description de l'ouvrage.....	1
I.2.2. Caractéristiques géométriques.....	1
I.2.3. Conception de la structure.....	3
I.3. Caractéristique Des Matériaux.....	4
I.3.1. Le béton	5
I.3.1.1. Résistance mécanique.....	5
I.3.1.2. Module de déformation longitudinale.....	6
I.3.1.3. Coefficient de Poisson.....	6
I.3.1.4. Les Contrainte Limites	6
I.3.1.4.1. État limite ultime « ELU »	6
I.3.1.4.2. Etat limite de service « E.L.S »	7
I.3.2. L'acier	8
I.3.2.1. Contrainte limite de l'acier	8
I.3.2.1. Module d'Elasticité de l'Acier.....	9
I.4. Hypothèses de calcul aux états limites.....	9
I.4.1. Hypothèse de calcul à l'ELU	9
I.4.2. Hypothèse de calcul à l'ELS	10

CHAPITRE II. Pré-dimensionnement des Eléments et Evaluation Des Charges

II.1. Introduction.....	11
II.2. Pré-dimensionnement des planchers.....	11
II.2.1. Plancher en corps creux	11
II.2.2. Plancher en dalle pleine.....	12
II.3. Evaluation des charges.....	13
II.3.1. Plancher terrasse.....	13
II.3.2. Plancher étage courant	14
II.3.3 Plancher dalle pleine (RDC).....	14
II.3.4. Maçonnerie : Murs extérieurs (doubles cloisons).....	15
II.3.5 Acrotère	15
II.4. Pré-dimensionnement des éléments résistants	16
II.4.1. Pré-dimensionnement des poutres	16
II.4.2. Pré-dimensionnement des poteaux.....	18
II.4.2.1 Principe	18
II.4.2.2 Procédure de pré-dimensionnement	18
II.4.2.3 Pré-dimensionnements des poteaux	18
II.4.2.4. Loi de dégression	23
II.4.2.5. Calcul des poteaux.....	23
II.5. Pré dimensionnement des voiles	36

Chapitre III. Etude Dynamique

III.1. Introduction	37
III.2. Modélisation de la structure	37
III.2.1. Introduction	37
III.2.2. Modélisation des éléments structuraux (Rigidité).....	37
III.2.3. Modélisation de la masse	38
III.3. Conception du contreventement vertical	38

III.4. Etude sismique	39
III.4.1. Introduction	39
III.4.2. Choix de la méthode de calcul	39
III.4.2.1. Méthode statique équivalente.....	39
III.4.2.2. La méthode modale spectrale	40
III.4.3. Effort tranchant à la base	41
III.4.4. Calcul de l'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente	41
III.4.5. Estimation de la période fondamentale de la structure « T »	42
III.4.6. Vérification des déplacements inter étage	44
III.5. Résultats de l'analyse dynamique	45

Chapitre IV. Ferrailage des éléments résistants

IV.1. Introduction	60
IV.2. Ferrailage des poteaux	60
IV.2.1. Introduction	60
IV.2.2. Combinaisons d'actions	61
IV.2.3. Recommandations du « BAEL91 modif 99 »	61
IV.2.4. Recommandations des « RPA 99 modif 2003 »	61
IV.2.5. Méthode de calcul	62
IV.2.6. Choix des armatures	66
IV.2.6.1. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service.....	66
IV.2.7. Vérification de la contrainte de cisaillement	67
IV.2.8. Ferrailage transversal des poteaux	69
IV.2.9. Longueur de recouvrement	73
IV.2.10. Ferrailage des poteaux du sous-sol	73
IV.2.11. Schéma de ferrailage de poteaux	75

IV.3. Ferrailage des poutres	78
IV.3.1. Introduction	78
IV.3.2. Les combinaisons d'actions	78
IV.3.3. Recommandations des règlements BAEL et RPA99	78
IV.3.4. Calcul du ferrailage.....	79
IV.3.4.1 Poutre porteuse	80
IV.3.4.2 Poutre non porteuse	81
IV.3.5. Vérifications	82
IV.3.5.1. Condition de non-fragilité	82
IV.3.6. Vérification des contraintes à l'ELS	83
IV.3.6.1. Poutre porteuse	83
IV.3.6.2. Poutre non porteuse	84
IV.3.7. Vérification de l'effort tranchant	85
IV.3.7.1. Poutre porteuse	86
IV.3.7.2. Poutre non porteuse	86
IV.3.8 Calcul des armatures transversales	86
IV.3.9. Recouvrement des armatures longitudinales	87
IV.3.10 Arrêt des barres	87
IV.3.11 Vérification de la flèche	88
IV.3.12. Vérification des poutres sous contraintes thermiques	89
IV.3.13. Dessin de ferrailage des poutres	91
IV.4. Ferrailage des voiles.....	93
IV.4.1. Introduction	93
IV.4.2.1 Longueur de flambement (murs non raidis latéralement)	94
IV.4.2.2. Efforts de compression en ELU	95
IV.4.2.3. Procédure De Ferrailage Des Trumeaux (méthode simplifiée basée sur les contraintes).....	96
IV.4.2.3.1 Introduction	96
IV.4.2.3.2 Aciers verticaux	96
IV.4.2.3.3 Aciers horizontaux	98
IV.4.2.4. Recommandations du RPA 99 pour le ferrailage des voiles.....	98
IV.4.2.5. Présentation des résultats	100

IV.4.2.5.1. Exemple de calcul (V4 ; V5)	101
IV.4.2.5.2. Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture)	102
IV.4.2.5.3. Aciers horizontaux	103
IV.4.2.5.4 Résultats du ferrailage pour le reste des voiles du bâtiment	104
IV.5. Ferrailage des linteaux	113
IV.5.1. Armatures Transversales A_t	116
IV.5.2. Armatures de Peau (ou en section courante) A_c	116
IV.5.3. Armatures Diagonales A_D	116
IV.5.4. exemple de calcule de linteaux	116

Chapitre V. Étude des Fondations

V.1. Introduction.....	123
V.2. Calcul des fondations	124
VI.2.1. Introduction	124
V.2.2. Pré dimensionnement du radier	125
V.2.2.1. Dalle	125
V.2.2.2 Nervures	126
V.2.3. Caractéristique géométrique du radier	127
V.2.4. Vérifications nécessaires	128
V.2.4.1. Vérification de la Stabilité du Radier.....	128
V.2.4.2. Vérification des contraintes sous le radier	129
V.2.4.3. Ferrailage du Radier	131
V.2.4.4. Ferrailage des nervures.....	135
V.2.4.5. Vérifications nécessaires des contraintes à l'ELS et contrainte tangentielle du béton	136
V.2.4.6. Armatures transversales	138
V.2.4.7. Armatures de peau	138
V.2.4.8. Ferrailage du Débord	140
V.2.5. Etude du voile périphérique	142
V.2.5.1. Pré-dimensionnement	142

V.2.5.2. Évaluation des Charges.....	142
V.2.5.3 Effort dans la Dalle	143
V.2.5.4 Calcul du Ferrailage	143
V.2.5.5. Condition de non fragilité	144
V.2.5.6 Vérification de l'Effort Tranchant	144
V.2.5.7 Vérification à l'ELS	145

Conclusion

Références bibliographiques

Organigrammes

Annexes :

Annexe A.....	147
Annexe B.....	153
Annexe C.....	165
Annexe D.....	170

INTRODUCTION

Construire a toujours été un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, sujet de beaucoup de questions axées principalement sur le choix du type d'ouvrage et la détermination dans chaque cas de la structure la mieux adaptée parmi celles qui existent.

Il est donc, nécessaire d'une part de connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs suggestions particulières, leurs limites, leur coût et d'autre part, de recenser et d'évaluer les contraintes le plus précisément possible, pour ne pas s'exposer à des imprévus pendant les exécutions.

L'ingénieur en bâtiment, cherche à concevoir des structures capables de résister aux secousses sismiques par la création de systèmes structuraux combinant de manière optimale les propriétés mécaniques et géométriques de leurs éléments.

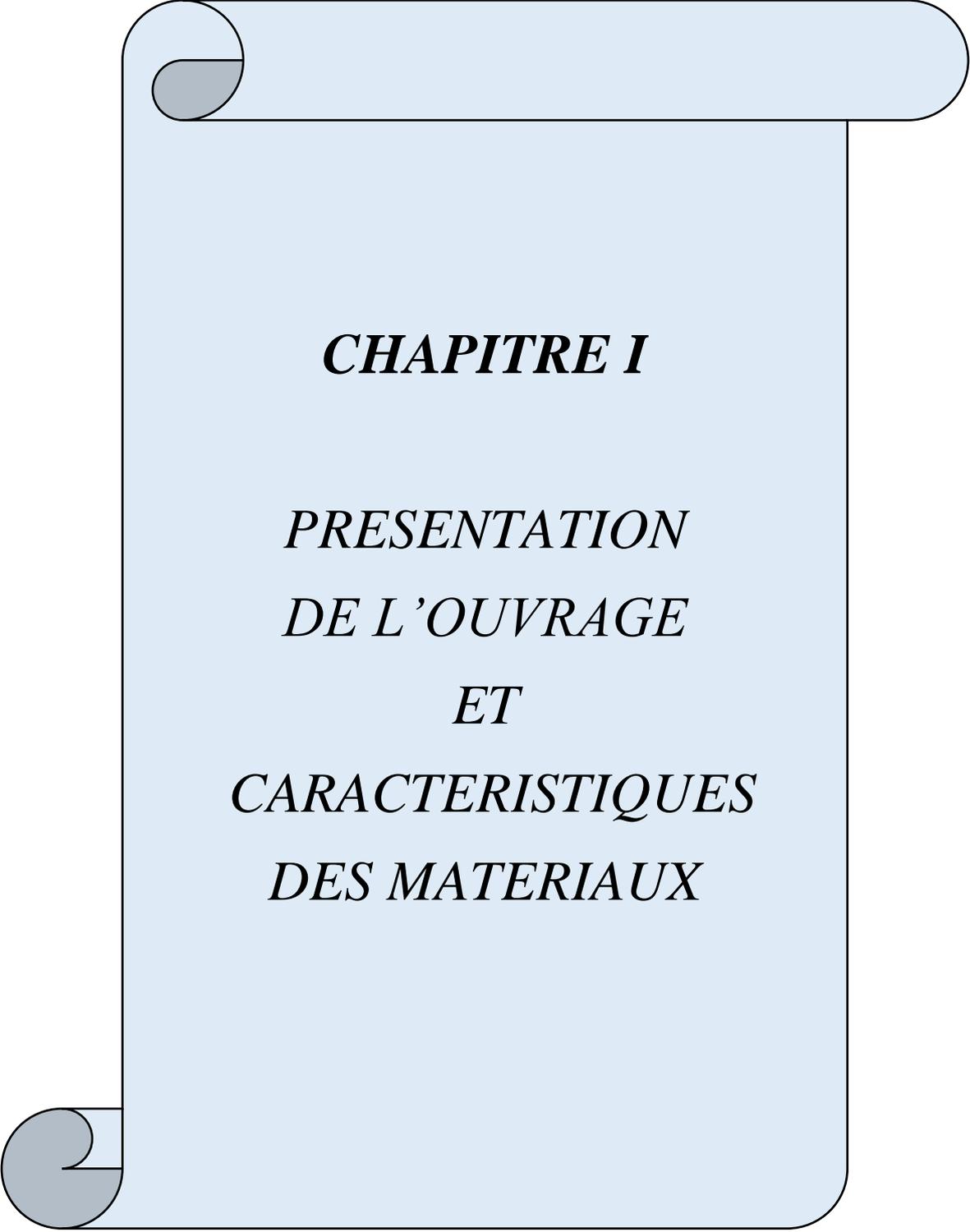
Par ailleurs, un ouvrage doit être conçu de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation une sécurité appropriée vis à vis de sa ruine ou de quelconque de ses éléments et garde un bon comportement en service vis à vis de sa durabilité, son aspect architectural ou encore le confort de ses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

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

L'étude de la première partie de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes :

- La première étape portera sur la présentation complète du projet à étudier, la définition de ses différents éléments et le choix de matériaux à utiliser ;
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré-dimensionnement des éléments structuraux du bâtiment ;
- Le troisième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment. L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur logiciel de calcul ETABS Ver.18.0.0 ;
- Le quatrième chapitre portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux ;
- Le cinquième chapitre portera sur l'étude de l'infrastructure ;

On terminera le travail par une conclusion générale.



CHAPITRE I

***PRESENTATION
DE L'OUVRAGE***

ET

***CARACTERISTIQUES
DES MATERIAUX***

I.1. Introduction

L'objectif de ce chapitre est de présenter le bâtiment étudié, concernant le type de structure, les éléments structuraux, la géométrie et les propriétés des matériaux.

Les connaissances acquises pendant notre cursus seront utilisées pour concevoir une structure qui sera appelée à résister aux différentes sollicitations d'ordre statique et dynamique.

I.2. Présentation de l'ouvrage

Le projet visé est un hôtel composé de 4 blocs séparés par des joints de dilatations. Ce projet a été modifiée en structure élancée (en plan) similaire à la forme « T » contenant 3 blocs en supprimant les joints de dilatation avec l'ajout d'une file de portique et en modifiant certaines longueur (entre axe des poteaux).

Cette structure est implantée à la wilaya d'Alger qui est classée comme une zone de forte sismicité (ZONE III) selon le règlement parasismique algérien RPA 99 / version 2003.

I.2.1. Description de l'ouvrage

Notre projet consiste à concevoir un Hôtel en (RDC+8 étages +sous-sol) de forme irrégulière à usage multiple : le RDC (halls de réception + commerce), les huit étages sont à usage de chambre d'hôtel et le sous-sol à usage de parking.

La hauteur totale de la structure ne dépasse pas 48 m. Donc elle est classée comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne (Groupe 2) (Article 3.2 du RPA 99 / version 2003).

I.2.2. Caractéristiques géométriques

a - Dimension en plan :

- Longueur totale du bâtiment : 46.5 m
- Largeur totale du bâtiment : 30.4 m.

b -Dimension en élévation :

- Hauteur du RDC : 4.08 m
- Hauteur des étages courants : 3.4 m
- Hauteur de sous-sol : 3.06 m
- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère : 31.28 m
- Hauteur totale du bâtiment avec acrotère : 32.03 m.

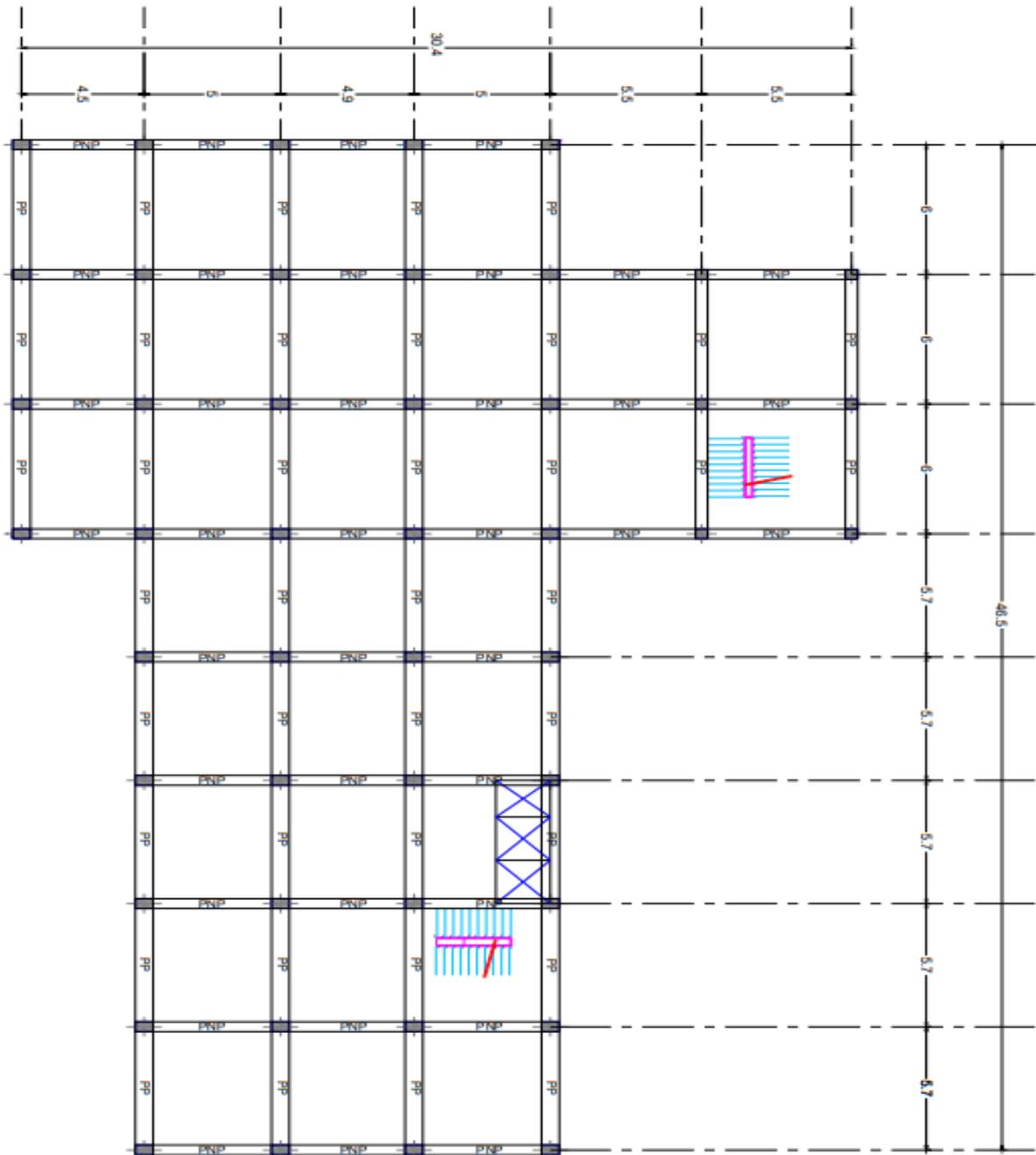


Figure I.1. Vue en plan de la structure.

I.2.3. Conception de la structure

a- Choix du système de contreventement :

Notre bâtiment dépasse trois niveaux (11 m) et est situé en zone III. Le contreventement par portiques est donc écarté selon [1], donc notre choix va se porter sur un système de contreventement mixte (voiles et portiques).

Pour ce système de contreventement, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

Il est clair que nous justifierons le choix de ce système de contreventement en fin du chapitre 3.

b- Plancher :

En ce qui concerne le type de plancher, on a opté pour deux types de planchers :

- **Plancher corps creux :**

Un plancher semi-préfabriqué en « Poutrelles + corps creux + dalle de compression », pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Minimiser le coût de coffrage.

- **Plancher dalle pleine :**

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons et plancher RDC.

c- Maçonnerie :

- Murs extérieurs sont faits en doubles cloisons en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) Séparées par un vide de 5 cm.
- Murs intérieurs (cloisons de répartition) : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

d- L'escalier :

L'Hôtel est muni de deux cages d'escalier qui servent à faciliter les déplacements verticaux entre les étages, dans notre cas on a un seul type d'escalier : escalier droit avec deux volées et un palier de repos intermédiaire.

e - Les balcons :

Le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine.

f- Revêtement :

Les revêtements sont comme suit :

- Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.
- Plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- grés cérame pour les planchers et le marbre pour les escaliers.

g - L'acrotère :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé ayant une hauteur de 75 cm.

h - Fondation :

Le sol d'assise de la construction est un sol : meuble.

La contrainte du sol est σ admissible : 2 bars.

I.3. Caractéristiques Des Matériaux

L'objectif de ce paragraphe est de présenter les principales caractéristiques des matériaux utilisés : béton, acier.

I.3.1. Le béton

Le choix de la qualité du béton, doit répondre aux conditions du BAEL 91 modifié 99 et du RPA 99/version 2003.

I.3.1.1. Résistance mécanique

- **Résistance à la compression : (d'après CBA93Art A-2-1-1-1) [3]**

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette dernière est notée par f_{c28} .

$$\text{Pour : } \begin{cases} j < 28 \text{ jours : } f_{cj} = 0,658 * f_{c28} * \text{Log}_{10}(j + 1) \\ j > 28 \text{ jours : } f_{cj} = f_{c28} \\ j \gg 28 \text{ jours : } f_{cj} = 1,1 * f_{c28} \end{cases}$$

Elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16 cm (section 200 cm²) et de hauteur 32cm.

Pour notre projet on adoptera : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

- **Résistance à la traction : (d'après CBA93Art A-2-1-1-2) [3]**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la Compression par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \text{ (MPa)}$$

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 :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \text{donc} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

I.3.1.2. Module de déformation longitudinale : [3]

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

- **Module de déformation instantanée : [3]**

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures

$$E_{ij} = 1100 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad D'où \text{ on a } \quad E_{i\ 28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

- **Module de déformation longitudinale différée : [3]**

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

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad D'où \text{ on a } \quad E_{v\ 28} = 10818,87 \text{ MPa}$$

- **La masse volumique du béton armé :**

$$\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$$

I.3.1.3. Coefficient de Poisson : [3]

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 :

$$\nu = 0.2 \quad \Leftrightarrow \text{Pour ELS (béton non fissuré).}$$

$$\nu = 0 \quad \text{Pour ELU (béton fissuré).}$$

I.3.1.4. Les Contrainte Limites [4]

I.3.1.4.1. État limite ultime « ELU » :

Dans le cas d'une vérification à l'E.LU, on devra justifier :

- la résistance de tous les éléments de la construction
- la stabilité de ces éléments compte tenu des effets du 2ème ordre.
- l'équilibre statique de l'ouvrage.

CHAPITRE I. Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

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

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1.5$ Sollicitations durables.

$\gamma_b = 1.15$ Sollicitations accidentelles

θ : Coefficient qui dépend de la durée t d'application de la combinaison d'action.

$$\begin{cases} \theta = 1 \rightarrow Si : t > 24 \text{ h} \\ \theta = 0.9 \rightarrow Si : 1 \text{ h} < t < 24 \text{ h} \\ \theta = 0.85 \rightarrow Si : t < 1 \text{ h} \end{cases}$$

Le coefficient réducteur de 0,85 tient compte de la dégradation de l'adhérence acier-béton sous l'action de quelques cycles de déformation post-élastique.

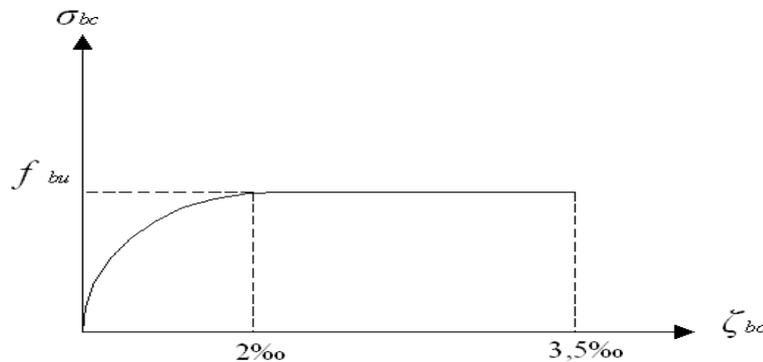


Figure I.2. Diagramme Contraintes – Déformations ELU.

I.3.1.4.2. Etat limite de service « E.L.S » : [2]

C'est un état au-delà duquel l'ouvrage (ou un de ces éléments) ne vérifie plus :

- Le confort
- Et/ou la durabilité

La contrainte limite de service est donnée par :

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

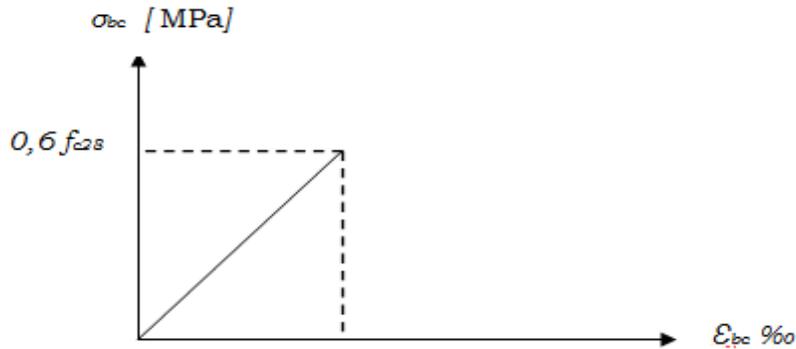


Figure I.3. Diagramme Contraintes – Déformations ELS.

I.3.2. L'acier

L'acier est un alliage de Fer et de Carbone en faible pourcentage, il est caractérisé par sa Bonne résistance à la traction. Ce qui en fait la solution idéale pour compenser la faible résistance du béton à la traction, son rôle est donc de reprendre les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. [4]

Dans notre projet on opte pour des armatures à haute adhérence (HA) : FeE500.

I.3.2.1. Contrainte limite de l'acier

a- Etat Limite Ultime « E.L.U » :

On adopte le diagramme contrainte –déformation suivant avec :

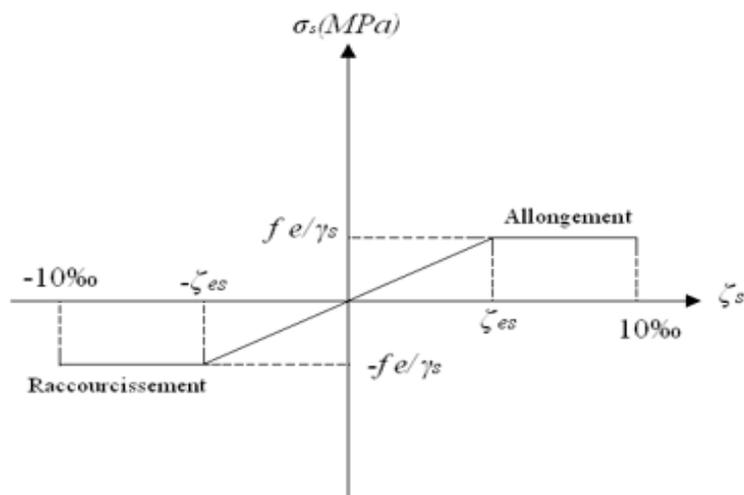


Figure I.4. Diagramme Contraintes – Déformations de l'Acier.

σ_s : Contrainte de l'acier

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ cas d'actions courantes.} \\ \gamma_s = 1.00 \text{ cas d'actions accidentelles.} \end{array} \right.$$

ε_s : Allongement relatif de l'acier : $\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

- Fissuration peu nuisible, pas de vérification

b-Etat limite de service « E.L.S » :

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} fe; \max(0.5 fe; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right)$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = 0.8 \min\left(\frac{2}{3} fe; \max(fe; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right)$

η : Coefficient de fissuration tels que :

$\eta = 1$ pour des aciers ronds lisses

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

I.3.2.1. Module d'Elasticité de l'Acier

Le module d'élasticité de l'acier sera pris égale à : $E_s = 2,1 \cdot 10^5$ MPa

I.4. Hypothèses de calcul aux états limites

I.4.1. Hypothèse de calcul à l'ELU

Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).

- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à $\varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$ dans le cas de flexion simple ou composée et de 2 ‰ dans le cas de compression simple.

- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10 ‰.

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

Haute adhérence $\begin{cases} \sigma_s = 435\text{MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 500\text{MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$

I.4.2. Hypothèse de calcul à l'ELS

- Conservation des sections planes.

- La résistance de traction de béton est négligée.

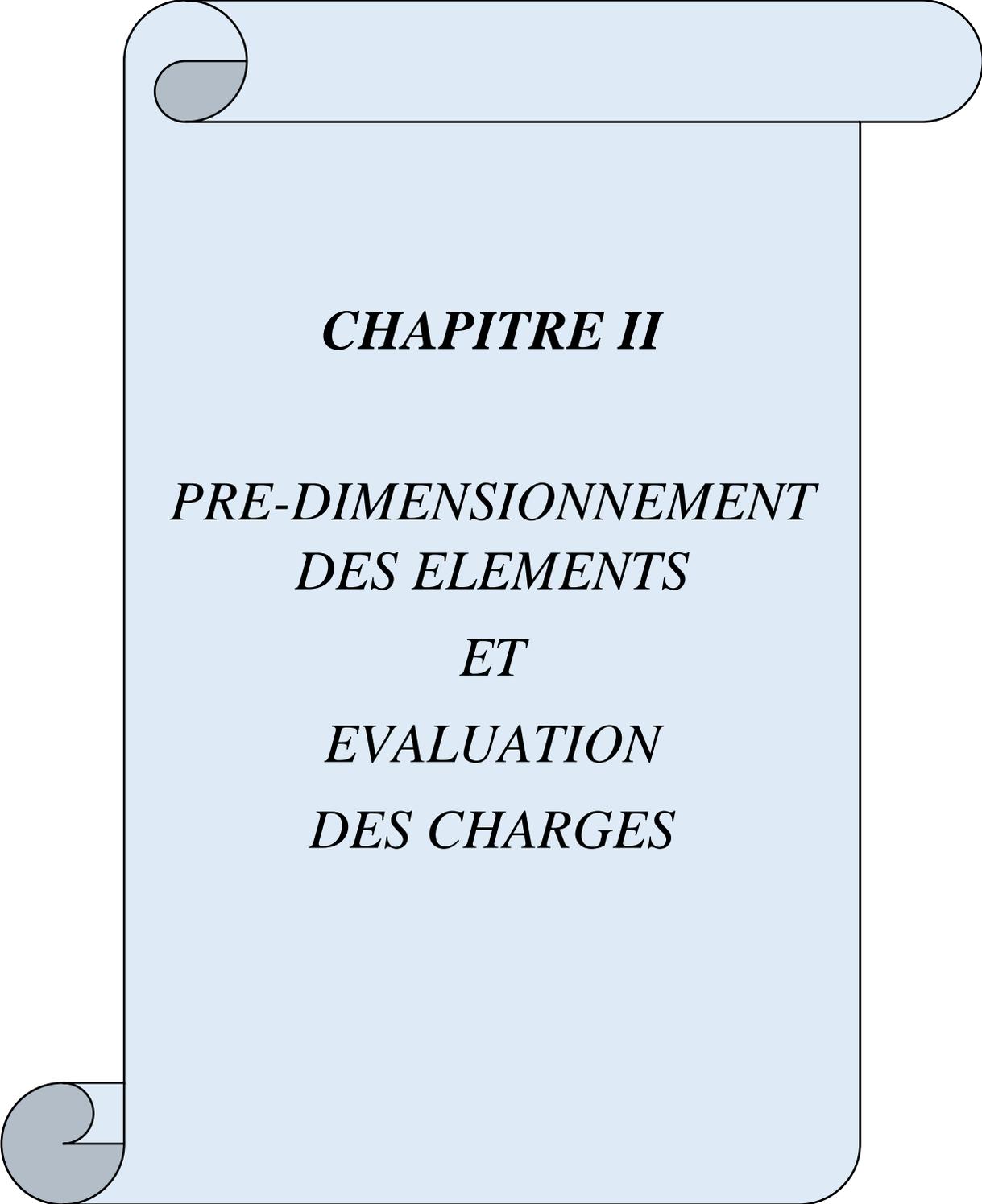
- Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques sont données par :

$$\sigma_b = E_b * \varepsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s * \varepsilon_s$$

- Par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton est :

$$\eta = E_s / E_b = 15$$



CHAPITRE II

***PRE-DIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS***

ET

***EVALUATION
DES CHARGES***

II.1. Introduction

Le pré-dimensionnement a pour but d'estimer approximativement les dimensions des éléments constituant la structure et de déterminer les différentes charges agissant sur ces éléments.

Le pré-dimensionnement des éléments résistants est fait selon le [3] et le [1].

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après la vérification dans la phase de calcul.

II.2. Pré-dimensionnement des planchers :

Un plancher dans le domaine du bâtiment est un ouvrage formant une plateforme horizontale ou une séparation entre les différents étages d'une construction.

Dans notre structure nous avons deux types de planchers :

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

II.2.1. Plancher en corps creux :

C'est une dalle horizontale associée à un système de poutres (principales, secondaires poutrelles,...).

L'épaisseur de la dalle est déterminée par la condition de flèche suivante :

$$\frac{1}{25} \leq \frac{h_t}{L} \leq \frac{1}{20} \Rightarrow \frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \dots\dots\dots [2]$$

Avec :

L est mesurée entre nus d'appuis.

h_t : hauteur totale du plancher.

$$L = \min [L \text{ max (sens x) ; } L \text{ max (sens y)}]$$

On a :

$$L = 5.5 - 0.3 = 5.2 \text{ m}$$

$$\frac{520}{25} \leq h_t \leq \frac{520}{20}$$

$$20.8 \leq h_t \leq 26 \text{ cm.}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$h_t = (20+5) \text{ cm}$$

avec : \Rightarrow 20 cm (hauteur du corps creux)
 \Rightarrow 5 cm (épaisseur de la dalle de compression).

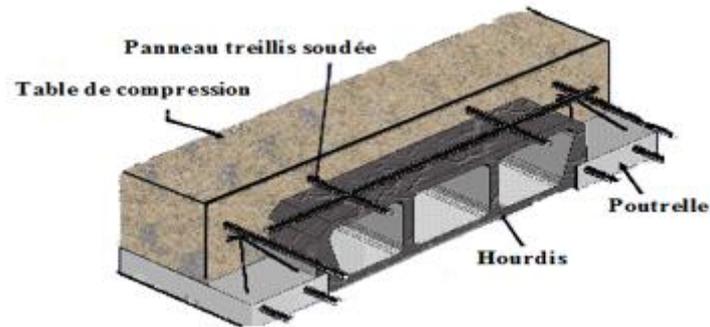


Figure.II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

II.2.2. Plancher en dalle pleine :

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 :

a- Résistance au feu

$h=7,0\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu

$h=11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu

D'où : $h=11\text{cm}$.

b- Isolation phonique

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

c- Résistance à la flexion

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes [2]:

-Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$$

L_x : la plus petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas : $L_x = 1.4$ m

On aura donc : $\frac{140}{35} \leq e \leq \frac{140}{30}$ [cm].

Soit : $4 \leq e \leq 4.67$ [cm]

On limite donc notre épaisseur à : e = 15cm

II.3. Evaluation des charges

II.3.1. Plancher terrasse

a-Charge permanente (plancher en corps creux) :

Tableau II.1. Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.

<i>N°</i>	<i>composants</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumique (kN/m³)</i>	<i>Poids surfacique (kN/m²)</i>
1	<i>Gravillon de protection</i>	5	17	0.85
2	<i>Etanchéité multicouche</i>	2	6	0.12
3	<i>Forme de pente</i>	10	22	2.2
4	<i>Liège (isolant)</i>	4	1.6	0,064
5	<i>Plancher (20+5)</i>	25	-	3.55
6	<i>Enduit en plâtre</i>	2	10	0.2
Charge permanente G				6,99

b- Charge d'exploitation :

$Q = 1,0$ kN/m² (plancher terrasse inaccessible).

II.3.2. Plancher étage courant

a- Charge permanente (plancher en corps creux) :

Tableau II.2. Charges permanentes du plancher courant (corps creux).

<i>N°</i>	<i>composants</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumique (kN/m³)</i>	<i>Poids surfacique (kN/m²)</i>
1	<i>Carrelage (Ligneux)</i>	3.8	7.3	0.28
2	<i>Mortier de pose</i>	2	20	0.4
3	<i>Lit de sable</i>	3	18	0.54
4	<i>Plancher (20+5)</i>	25	-	3.55
5	<i>Enduit en plâtre</i>	2	10	0.2
6	<i>Cloison de distribution</i>	10	-	1
Charge permanente G				5.97

b- Charge d'exploitation :

Hébergement individuel (chambre d'hôtel) $Q = 1.50 \text{ kN/m}^2$

Balcons $Q = 3.50 \text{ kN/m}^2$

II.3.3. Plancher dalle pleine (RDC)

a- Charge permanente :

Tableau II.3. Charges permanentes des dalles pleines.

<i>N°</i>	<i>composants</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumique (kN/m³)</i>	<i>Poids surfacique (kN/m²)</i>
1	<i>Carrelage (Ligneux)</i>	3.8	7.3	0.28
2	<i>Mortier de pose</i>	2	20	0.4
3	<i>Lit de sable</i>	3	18	0.54
4	<i>Dalle pleine</i>	15	25	3.75
5	<i>Enduit en plâtre</i>	2	10	0.2
6	<i>Cloison de distribution</i>	10	-	1
Charge permanente G				6,17

b- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Tableau II.4. Charge permanente du plancher s-sol.

<i>N°</i>	<i>composants</i>	<i>Poids surfacique (kN/m²)</i>
1	<i>Couche de chape</i>	0.28
2	<i>Mortier de ciment</i>	0.4
3	<i>Dalle pleine</i>	$1*0.15*25 = 3.75$
4	<i>Enduit de ciment (pour plafond)</i>	$18*0.01 = 0.18$
Charge permanente G		4.61

c- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$ (parking)

II.3.4. Maçonnerie : Murs extérieurs (doubles cloisons)

Tableau II.5. Charges permanentes du mur double cloison.

<i>N°</i>	<i>Composante</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumique (kN/m³)</i>	<i>Poids surfacique (kN/m²)</i>
1	<i>Enduit en ciment</i>	2	18	0.36
2	<i>Brique creuse</i>	15	-	1.3
3	<i>L'âme d'air</i>	10	-	0
4	<i>Brique creuse</i>	10	-	0.9
5	<i>Enduit au plâtre</i>	2	10	0.2
Charge permanente G				2.76

II.3.5 Acrotère

L'acrotère est un élément non structural encastré au plancher terrasse, soumis à une flexion composée due à un effort normal provoqué par son poids propre, et un moment fléchissant provoqué par la main courante (charge statique).

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de longueur.

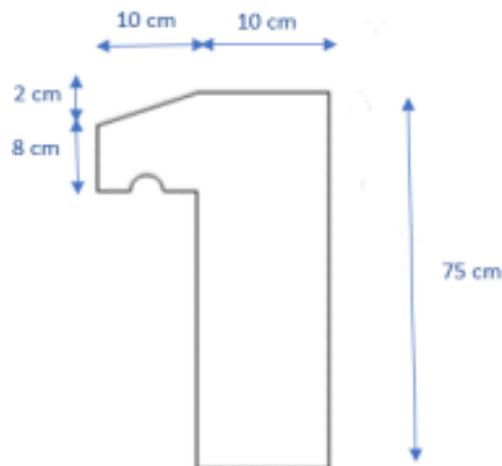


Figure II.2. coupe transversale de l'acrotère

- **Evaluation de la charge permanente :**

$$S = (0.10 * 0.75) + (0.080 * 0.10) + (0.1 * 0.02) / 2 = 0.084 \text{ m}^2$$

$$G \text{ acrotère} = 25 * 0,084 = 2,1 \text{ kN/m}$$

Le poids des enduits en ciment ($e_p = 1,5 \text{ cm}$) ($\rho = 18 \text{ KN/m}^3$)

$$G_2 = \rho * p * e \quad \text{avec : } \rho : \text{ poids volumique du ciment}$$

P : périmètre transversale de l'acrotère

e : épaisseur des enduits de ciments = 1.5 cm

$$p = 0.75 + 0.1 + 0.1 + 0.08 + 0.1 + 0.65 = 1.78 \text{ m}$$

$$G_2 = 18 * 1.78 * 0.015 = 0.48 \text{ KN/m}$$

$$G = G \text{ acrotère} + G_2 = 2.1 + 0.48 = 2.58 \text{ KN/ml}$$

II.4. Pré-dimensionnement des éléments résistants

II.4.1. Pré-dimensionnement des poutres

Le pré dimensionnement des poutres se fait en appliquant des règles fournies par le **BAEL91/modifié 99** [2] et en vérifiant les résultats trouvés par les exigences des **RPA99 /version 2003** [1].

a- Poutres porteuses :

Le pré dimensionnement des poutres sera effectué selon les lois suivantes :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad ; \quad 0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

L_{\max} : la portée la plus grande des poutres

h : la hauteur de la section

b : la largeur de la section.

On a :

$$L_{\max} = 600 - 30 = 570\text{cm} ; \quad \frac{570}{15} \leq h \leq \frac{570}{10}$$

La hauteur :

$$38 \leq h \leq 57. \quad \text{On prend : } \quad \mathbf{h = 45\text{cm.}}$$

La largeur :

$$0.3 \cdot 45 \leq b \leq 0.7 \cdot 45$$

$$13.5 \leq b \leq 31.5\text{cm.} \quad \text{On prend : } \quad \mathbf{b = 30\text{cm}}$$

b- Poutres non porteuse :

On a :

$$L_{\max} = 550 - 30 = 520\text{cm} ; \quad \frac{520}{15} \leq h \leq \frac{520}{10}$$

La hauteur :

$$34.67 \leq h \leq 52. \quad \text{On prend : } \quad \mathbf{h = 40\text{cm}}$$

La largeur :

$$0.3 \cdot 40 \leq b \leq 0.7 \cdot 40$$

$$12 \leq b \leq 28\text{cm.} \quad \text{On prend : } \quad \mathbf{b = 30\text{cm}}$$

Tableau II.6. Vérification des conditions exigées par le RPA99.

Conditions	Poutre porteuse (30*45)	Poutres non porteuse (30*40)	Observation
$h \geq 30\text{cm}$	45cm	40cm	Vérifiée
$b \geq 20\text{cm}$	30cm	30cm	Vérifiée
$\frac{h}{b} \leq 4$	$\frac{h}{b} \leq 1.5$	$\frac{h}{b} \leq 1.33$	Vérifiée

II.4.2. Pré-dimensionnement des poteaux

II.4.2.1 Principe

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus Sollicités (un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle).

Pour se faire, on calcul les surfaces de plancher reprises par chaque poteau, le poteau reprenant la plus grande surface donnera les charges les plus importantes. On utilise un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

II.4.2.2 Procédure de pré-dimensionnement

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- Les poteaux sont calculés aux états limites ultimes (ELU) en compression simple.
- la section obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le **RPA99 /version 2003**.
- Vérification des sections à l'ELS selon le **BAEL91/modifié 99**.
- Vérification des sections trouvées à l'ELU.

II.4.2.3 Pré-dimensionnements des poteaux

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la Compression selon la formule suivante :

$$N_u \leq \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right) . \alpha$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :

- $\gamma_b = 1,5$ situation durable
- $\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que

- $\gamma_s = 1,15$ situation durable
- $\gamma_s = 1$ situation accidentelle

f_{c28} : limite élastique de l'acier, f_e = 500MPa

A : section d'acier comprimé

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

Nu = 1,35 G + 1,5 Q : effort normal ultime de la compression.

B_r : section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

α : Coefficient fonction de l'élançement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

λ : L'élançement du poteau considéré λ = i / Lf ;

On prend Lf = 0,7L₀ = 0,7 h_e (poteau est à ses extrémités, soit encastrement dans un massif de fondation, soit assemblé à des poutres de plancher).

Remarque : il est préférable de prendre λ ≤ 350 a : dimension de la section du béton du poteau.

L f : longueur de flambement

i : rayon de giration de la section du béton seul avec :

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et perpendiculairement au plan de flambement

A_s : section d'acier minimale

f_{c28}: contrainte de compression du béton à 28 jours f_{c28} = 25 MPa

f_e : contrainte limite élastique des aciers f_e = 500 MPa

B : aire totale de la section Poteau carrée (B = a * b)

Br : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout sa périphérie tel que :

Poteaux rectangulaires $B_r = (a - 2\text{cm}) (b - 2\text{cm})$

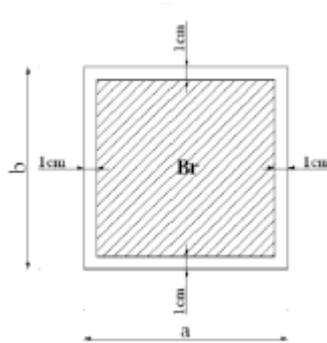


Figure II.3. Section réduite du poteau.

Selon [2] :

Il faut assurer que : $0,2\% \leq A_s/B \leq 5\%$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $A_s = 1\% B$ pour les poteaux carrés il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0.708$ On tire de l'équation de N_u la valeur de B_r telle que :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{C28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]}$$

Le minimum requis par l'**RPA99 /version 2003 D** après l'article 7 .4.1, pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum

- Poteaux rectangulaire ou carrée :

-Min (b, h) ≥ 30 cm

-Min (b, h) $\geq \frac{h_e}{20}$ cm

Avec :

(a ; b) : Dimensions de la section.

he : Hauteur d'étage.

Vérification de la section trouvée à l'ELS :

Dans la descente des charges, on détermine l'effort normal à l'ELS (N_S) qui sollicite le poteau, On doit vérifier que :

$$\frac{N_S}{B + n A_S} \leq 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

N_S : effort normal pondéré à l'ELS tel que $N_S = G + Q$

B : section de béton du poteau.

n : coefficient d'équivalence $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

A_S : section des armatures, supposée égale à 1%B.

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

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

Vérification de la section trouvée à l'ELU :

On devra vérifier les sections choisies à l'ELU c'est-à-dire :

$$\sigma_b = \frac{N_u}{B} \leq f_{bu} = 14.17 MPa$$

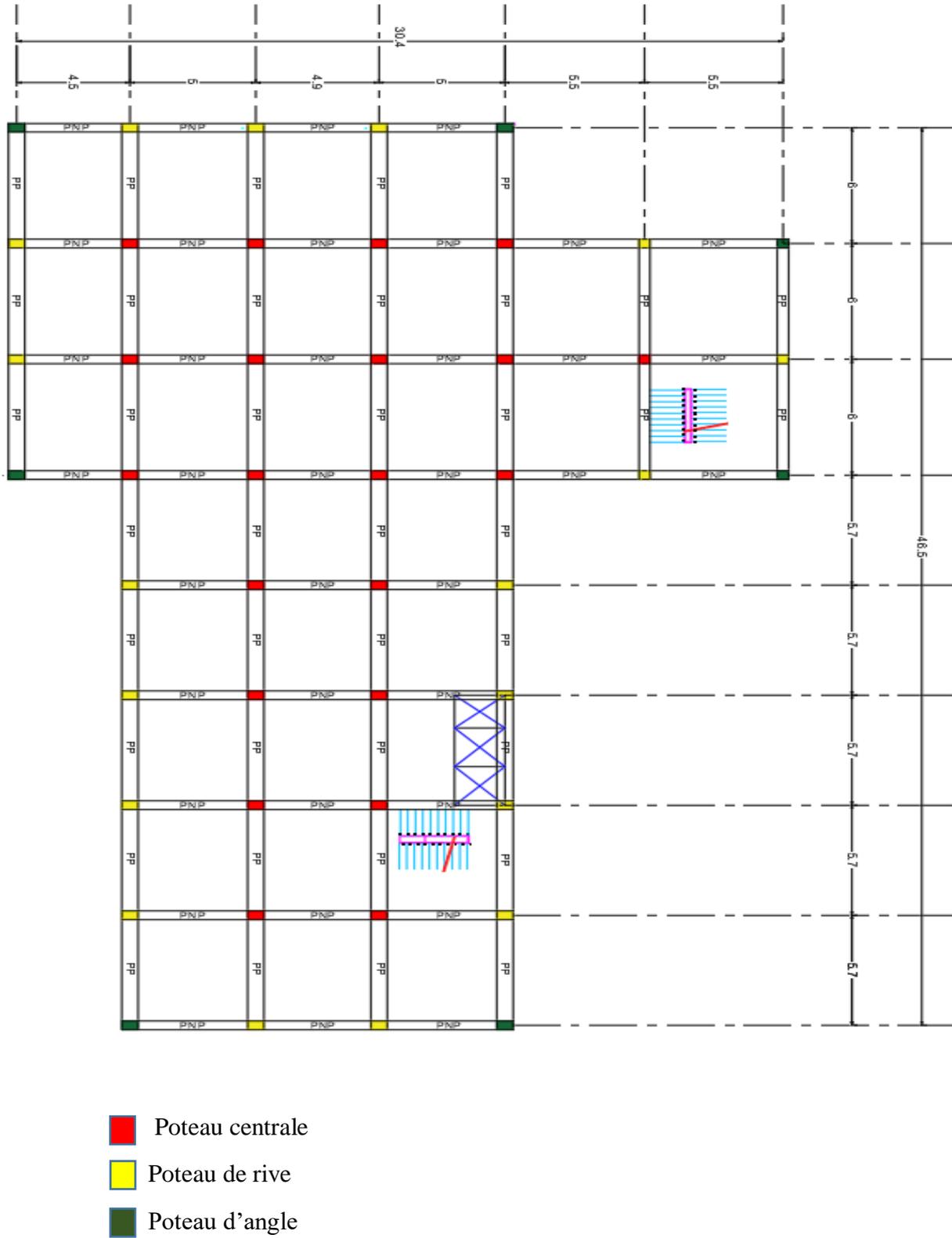


Figure II.4. Schéma des Types des Poteau.

II.4.2.4. Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d’exploitation agissent simultanément, on applique, pour leur détermination, la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 5 % par étage jusqu’à $0.5 \times Q$ sauf le dernier et l’avant-dernier niveau.

Tableau II.7. Dégression des surcharges d’exploitations.

Niveau	Surcharge	Surcharge cumulées	Σ (kN/m ²)
Terrasse	Q ₀	$\Sigma Q = Q_0$	1
N1	Q ₁	$\Sigma Q = Q_0 + Q_1$	2.5
N2	Q ₂	$\Sigma Q = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	3.85
N3	Q ₃	$\Sigma Q = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05
N4	Q ₄	$\Sigma Q = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.1
N5	Q ₅	$\Sigma Q = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7
N6	Q ₆	$\Sigma Q = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7.75
N7	Q ₇	$\Sigma Q = Q_0 + 0.71 (Q_1 + \dots + Q_7)$	8.45
N8	Q ₈	$\Sigma Q = Q_0 + 0.69 (Q_1 + \dots + Q_8)$	9.28
RDC	Q ₉	$\Sigma Q = Q_0 + 0.67 (Q_1 + \dots + Q_9)$	10.72

II.4.2.5. Calcul des poteaux

a- Poteau centrale :

Soit S la surface reprise par le poteau central le plus sollicité

S=29.64 m²

S_{totale} = 33m² (pour la charge d’exploitation)

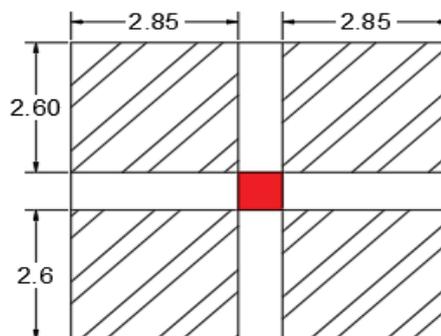


Figure II.5. Schéma du poteau central Le plus sollicité.

Détermination des charges :

- **Charge permanent :**

Poids des planchers :

- Plancher terrasse à corps creux $29.64 * 6.99 = 207.18$ kN
- Plancher courant à corps creux $29.64 * 5.97 = 176.95$ kN
- Plancher dalle pleine $29.64 * 6.17 = 182.88$ kN

Poids des poutres :

- Poutre porteuse $25 * 0.3 * (0.45 - 0.25) * 6 = 9$ kN
- Poutre non porteuse $25 * 0.3 * (0.4 - 0.25) * 5.5 = 6.19$ kN

Poids des poteaux :

- Poteau (1^{er} au 8^{ème}) $25 * 0.3 * 0.3 * (3.4 - 0.45) = 6.64$ kN
- Poteau RDC $25 * 0.3 * 0.3 * (4.08 - 0.45) = 8.17$ kN

- **Charge d'exploitation :**

Tableau.II.8. Dégression des surcharges d'exploitations du poteau centrale.

<i>Niveau du plancher</i>	<i>Charge d'exploitation dans chaque étage(kN)</i>	<i>Charge d'exploitation Cumulé (kN)</i>
Terrasse	$Q_0 = 1 * 33 = 33$	$\sum Q = Q_0 = \mathbf{33}$
8^{ème}	$Q_1 = 1.5 * 32.91 = 49.365$	$\sum Q = Q_0 + Q_1 = \mathbf{82.37}$
7^{ème}	$Q_2 = 1.5 * 32.91 = 49.365$	$\sum Q = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = \mathbf{126.80}$
6^{ème}	$Q_3 = 1.5 * 32.91 = 49.365$	$\sum Q = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = \mathbf{166.29}$
5^{ème}	$Q_4 = 1.5 * 32.91 = 49.365$	$\sum Q = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = \mathbf{200.84}$
4^{ème}	$Q_5 = 1.5 * 32.91 = 49.365$	$\sum Q = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = \mathbf{230.46}$
3^{ème}	$Q_6 = 1.5 * 32.91 = 49.365$	$\sum Q = Q_0 + 0.75 (Q_1 + \dots + Q_6) = \mathbf{255.14}$
2^{ème}	$Q_7 = 1.5 * 32.91 = 49.365$	$\sum Q = Q_0 + 0.71 (Q_1 + \dots + Q_7) = \mathbf{278.34}$
1^{er}	$Q_8 = 1.5 * 32.91 = 49.365$	$\sum Q = Q_0 + 0.69 (Q_1 + \dots + Q_8) = \mathbf{305.49}$
RDC	$Q_9 = 2.5 * 32.91 = 82.275$	$\sum Q = Q_0 + 0.67 (Q_1 + \dots + Q_9) = \mathbf{352.72}$

Tableau.II.9. Descente de charge du poteau centrale.

<i>Sous plancher</i>	<i>niveau</i>	<i>Eléments</i>	<i>G(kN)</i>	<i>Q(kN)</i>
<i>Terrasse</i>	N1	Plancher terrasse inaccessible	207.18	33
		Poutres	15.19	
		Total	222.37	
<i>8^{ème}</i>	N2	Venant de N1	222.37	82.37
		Poteau	6.64	
		Plancher étage courant	176.95	
		Poutres	15.19	
		Total	421.15	
<i>7^{ème}</i>	N3	Venant de N2	421.15	126.80
		Poteau	6.64	
		Plancher étage courant	176.95	
		Poutres	15.19	
		Total	619.93	
<i>6^{ème}</i>	N4	Venant de N3	619.93	166.29
		Poteau	6.64	
		Plancher étage courant	176.95	
		Poutres	15.19	
		Total	818.71	
<i>5^{ème}</i>	N5	Venant de N4	818.71	200.84
		Poteau	9.04	
		Plancher étage courant	176.95	
		Poutres	15.19	
		Total	1019.89	
<i>4^{ème}</i>	N6	Venant de N5	1019.89	230.46
		Poteau	9.04	
		Plancher étage courant	176.95	
		Poutres	15.19	
		Total	1221.07	
<i>3^{ème}</i>	N7	Venant de N6	1221.07	255.14
		Poteau	11.8	
		Plancher étage courant	176.95	
		Poutres	15.19	
		Total	1425.01	
<i>2^{ème}</i>	N8	Venant de N7	1425.01	278.34
		Poteau	14.93	
		Plancher étage courant	176.95	
		Poutres	15.19	
		Total	1632.08	
<i>1^{er}</i>	N9	Venant de N8	1632.08	305.49
		Poteau	14.93	
		Plancher étage courant	176.95	
		Poutres	15.19	
		Total	1839.15	
<i>RDC</i>	N10	Venant de N9	1839.15	352.72
		Poteau	22.69	
		Plancher dale pleine	182.88	
		Poutres	15.19	
		Total	2059.91	

CHAPITRE II. Pré-dimensionnement des Eléments et Evaluation Des Charges.

Poteau du	G (kN) (Sous plancher)	Q(kN)	Nu(kN)	Br (cm ²)	a*a (cm ²)	a (cm)	a*a (cm ²) (choix)	Min RPA (a*a)	Calculs basés sur les sections choisis en colonne 8								
									G(kN) (au pied du poteau)	N _{ser} (kN)	σ _S (MPa)	σ _{bc} (MPa)	ob	Nu(kN) (au pied du poteau)	σ _{bu} (MPa)	f _{bu} (MPa)	ob
8 ^{ème}	222.37	33	349.7	215.86	283.27	16.83	30*30	30*30	229.01	262,01	2,53	15	ok	358,66	3,98	14.17	ok
7 ^{ème}	421.15	82.37	692.11	427.23	514.02	22.67	30*30	30*30	427.79	510,16	4,92	15	ok	701,07	7,78	14.17	ok
6 ^{ème}	619.93	126.80	1030.11	635.86	741.6	27.23	30*30	30*30	626.57	753,37	7,27	15	ok	1036,06	11,51	14.17	ok
5 ^{ème}	818.71	166.29	1354.69	836.23	960.54	30.99	35*35	30*30	827.75	994,04	7,05	15	ok	1366,89	11,15	14.17	ok
4 ^{ème}	1019.89	200.84	1678.11	1035.87	1178.5	34.33	35*35	30*30	1028.93	1229,77	8,72	15	ok	1690,31	13,79	14.17	ok
3 ^{ème}	1221.07	230.46	1994.13	1230.94	1391.47	37.3	40*40	30*30	1232.87	1463,33	7,95	15	ok	2010,06	12,56	14.17	ok
2 ^{ème}	1425.01	255.14	2306.47	1423.74	1601.96	40.02	45*45	30*30	1439.94	1695,08	7,27	15	ok	2326,62	11,48	14.17	ok
1 ^{er}	1632.08	278.34	2620.82	1617.78	1813.8	42.58	45*45	30*30	1647.01	1925,35	8,26	15	ok	2640,97	13,04	14.17	ok
RDC	1839.15	305.49	2941.09	1815.48	2009.30	45.09	50*50	30*30	1861.84	2167,33	7,53	15	ok	2971,71	11,88	14.17	ok
Sous-sol	2059.91	352.72	3323.03	3309.96	2296.43	47.92	50*50	30*30	2076.18	2428,38	8,44	15	ok	3331,14	13,32	14.17	ok

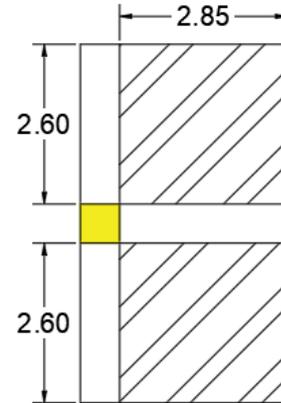
Tableau.II.10. Choix des sections et vérifications des poteaux centraux.

b- poteau de rive :

Soit **S** la surface reprise par le poteau de rive le plus sollicité

S = 14.82 m²

S_{totale} = 17.33m² (pour la charge d'exploitation)



Détermination des charges :

Figure II.6. Schéma du poteau de rive le plus sollicité.

• **Charge permanent :**

Poids des planchers :

- Plancher terrasse à corps creux14.82 * 6.99 = 103.59 kN
- Plancher courant à corps creux14.82*5.97 = 88.48 kN
- Plancher dalle pleine14.82*6.17 = 91.44 kN

Poids des poutres :

- Poutre porteuse25 * 0.3 * (0.45-0.25) * 3.15 = 4.73 kN
- Poutre non porteuse25 * 0.3 * (0.4-0.25) * 5.5 = 6.19 kN

Poids des poteaux :

- Poteau (1^{er} ... 8^{ème})25 * 0.3*0.3* (3.4-0.45) = 6.64 kN
- Poteau RDC25 * 0.3*0.3*(4.08-0.45) = 8.17 kN

Poids de l'accrotère :

- G = 2.58 * 5.5 = 14.19 kN

Poids des murs extérieurs :

- Mur (1^{er} ... 8^{ème}) 2.76 * (3.4-0.45) * 5.5 = 44.78 kN
- Mur RDC2.76 * (4.08-0.45) * 5.5 = 55.1 kN

- Charge d'exploitation :

Tableau.II.11. Dégression des surcharges d'exploitations du poteau de rive.

Niveau du plancher	Charge d'exploitation dans chaque étage(kN)	Charge d'exploitation Cumulé (kN)
Terrasse	$Q_0 = 1 * 17.33 = 17.33$	$\sum Q = Q_0 = \mathbf{17.33}$
8^{ème}	$Q_1 = 1.5 * 17.24 = 25.86$	$\sum Q = Q_0 + Q_1 = \mathbf{43.19}$
7^{ème}	$Q_2 = 1.5 * 17.24 = 25.86$	$\sum Q = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = \mathbf{66.46}$
6^{ème}	$Q_3 = 1.5 * 17.24 = 25.86$	$\sum Q = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = \mathbf{87.15}$
5^{ème}	$Q_4 = 1.5 * 17.24 = 25.86$	$\sum Q = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = \mathbf{105.25}$
4^{ème}	$Q_5 = 1.5 * 17.24 = 25.86$	$\sum Q = Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = \mathbf{120.77}$
3^{ème}	$Q_6 = 1.5 * 17.24 = 25.86$	$\sum Q = Q_0 + 0.75(Q_1 + \dots + Q_6) = \mathbf{133.7}$
2^{ème}	$Q_7 = 1.5 * 17.24 = 25.86$	$\sum Q = Q_0 + 0.71(Q_1 + \dots + Q_7) = \mathbf{145.85}$
1^{èr}	$Q_8 = 1.5 * 17.24 = 25.86$	$\sum Q = Q_0 + 0.69(Q_1 + \dots + Q_8) = \mathbf{160.08}$
RDC	$Q_9 = 2.5 * 17.24 = 43.1$	$\sum Q = Q_0 + 0.67(Q_1 + \dots + Q_9) = \mathbf{184.82}$

Tableau.II.12. Descente de charge du poteau de rive.

Sous plancher	niveau	Eléments	G(kN)	Q(kN)
Terrasse	N1	Plancher terrasse	103.59	17.33
		inaccessible	10.92	
		Poutres	14.19	
		Acrotère	128.7	
		Total		
8^{ème}	N2	Venant de N1	128.7	43.19
		Poteau	6.64	
		Plancher étage courant	88.48	
		Poutres	10.92	
		Murs extérieurs	44.78	
		Total	279.52	
7^{ème}	N3	Venant de N2	279.52	66.46
		Poteau	6.64	
		Plancher étage courant	88.48	
		Poutres	10.92	
		Murs extérieurs	44.78	
		Total	430.34	

CHAPITRE II. Pré-dimensionnement des Eléments et Evaluation Des Charges.

6^{ème}	N4	Venant de N3 Poteau Plancher étage courant Poutres Murs extérieurs Total	430.34 6.64 88.48 10.92 44.78 581.16	87.15
5^{ème}	N5	Venant de N4 Poteau Plancher étage courant Poutres Murs extérieurs Total	581.16 6.64 88.48 10.92 44.78 731.98	105.25
4^{ème}	N6	Venant de N5 Poteau Plancher étage courant Poutres Murs extérieurs Total	731.98 6.64 88.48 10.92 44.78 882.8	120.77
3^{ème}	N7	Venant de N6 Poteau Plancher étage courant Poutres Murs extérieurs Total	882.8 9.03 88.48 10.92 44.78 947.53	133.7
2^{ème}	N8	Venant de N7 Poteau Plancher étage courant Poutres Murs extérieurs Total	947.53 9.03 88.48 10.92 44.78 1100.74	145.85
1^{er}	N9	Venant de N8 Poteau Plancher étage courant Poutres Murs extérieurs Total	1100.74 9.03 88.48 10.92 44.78 1253.95	160.08
RDC	N10	Venant de N9 Poteau Plancher dalle pleine Poutres Murs extérieures Total	1253.95 14.52 91.44 10.92 55.1 1425.93	184.82

CHAPITRE II. Pré-dimensionnement des Eléments et Evaluation Des Charges.

									Calculs basés sur les sections choisis en colonne 8								
Poteau du	G (kN) (Sous plancher)	Q(kN)	Nu(kN)	Br (cm ²)	a*a (cm ²)	a (cm)	a*a (cm ²) (choix)	Min RPA (a*a)	G(kN) (au pied du poteau)	Nser (kN)	σ _S (MPa)	σ _{bc} (MPa)	ob	Nu(kN) (au pied du poteau)	σ _{bu} (MPa)	f _{bu} (MPa)	ob
8 ^{ème}	128.7	17.33	199.74	123.3	182.21	13.5	30*30	30*30	135.34	152,67	1,47	15	ok	208,704	2,31	14.17	ok
7 ^{ème}	279.52	43.19	442.14	272.92	345.56	18.59	30*30	30*30	286.16	329,35	3,18	15	ok	451,101	5,01	14.17	ok
6 ^{ème}	430.34	66.46	680.65	420.15	506.3	22.5	30*30	30*30	436.98	503,44	4,86	15	ok	689,613	7,66	14.17	ok
5 ^{ème}	581.16	87.15	915.29	564.99	664.43	25.78	30*30	30*30	587.8	674,95	6,52	15	ok	924,255	10,26	14.17	ok
4 ^{ème}	731.98	105.25	1146.05	707.43	819.94	28.63	30*30	30*30	738.62	843,87	8,15	15	ok	1155,012	12,83	14.17	ok
3 ^{ème}	882.8	120.77	1372.94	847.49	972.84	31.19	35*35	30*30	891.83	1012,6	7,18	15	ok	1385,1255	11,3	14.17	ok
2 ^{ème}	947.53	133.7	1479.72	913.4	1044.8	32.32	35*35	30*30	1045.04	1178,74	8,36	15	ok	1611,354	13,15	14.17	ok
1 ^{ère}	1100.74	145.85	1704.77	1052.32	1197.26	34.6	35*35	30*30	1198.25	1344,1	9,54	15	ok	1836,4125	14,99	14.17	non verif
RDC	1253.95	160.08	1932.95	1193.17	1340.14	36.61	40*40	30*30	1367.27	1527,35	8,30	15	ok	2085,9345	13,03	14.17	verif
Sous-sol	1425.93	184.82	2202.24	1359.4	1542.24	39.27	40*40	30*30	1480.07	1664,89	9,04	15	ok	2275,3245	14,22	14.17	non verif

Tableau.II.13. Choix des sections et vérifications des poteaux de rives.

poteau d'angle :

Soit S la surface reprise par le poteau d'angle

le plus sollicité :

$$S=7.41 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{totale}} = 9.14 \text{ m}^2 \text{ (pour la charge d'exploitation)}$$

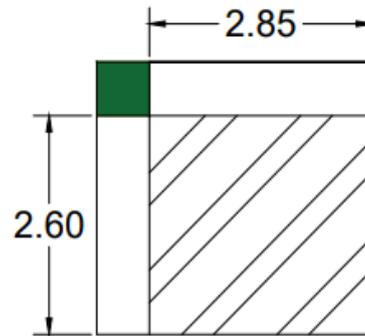


Figure II.7. Schéma du poteau d'angle le plus sollicité.

Détermination des charges :

• **Charge permanent :**

Poids des planchers :

- Plancher terrasse à corps creux $7.41 * 6.99 = 51.8 \text{ kN}$
- Plancher courant à corps creux $7.41 * 5.97 = 44.24 \text{ kN}$
- Plancher dalle pleine $7.41 * 6.17 = 45.72 \text{ kN}$

Poids des poutres :

- Poutre porteuse $25 * 0.3 * (0.45 - 0.25) * 3.15 = 4.73 \text{ kN}$
- Poutre non porteuse $25 * 0.3 * (0.4 - 0.25) * 2.9 = 3.26 \text{ kN}$

Poids des poteaux :

- Poteau (1^{er} ... 8^{ème}) $25 * 0.3 * 0.3 * (3.4 - 0.45) = 6.64 \text{ kN}$
- Poteau RDC $25 * 0.3 * 0.3 * (4.08 - 0.45) = 8.17 \text{ kN}$

Poids de l'accrotère :

- $G = 2.58 * 6.05 = 15.61 \text{ kN}$

Poids des murs extérieurs :

- Mur (1^{er} ... 8^{ème}) $2.76 * (3.4 - 0.45) * 6.05 = 49.26 \text{ kN}$
- Mur RDC $2.76 * (4.08 - 0.45) * 6.05 = 60.61 \text{ kN}$

CHAPITRE II. Pré-dimensionnement des Eléments et Evaluation Des Charges.

- Charge d'exploitation :

Tableau.II.14. Dégression des surcharges d'exploitations du poteau d'angle.

Niveau du plancher	Charge d'exploitation dans chaque étage(kN)	Charge d'exploitation Cumulé (kN)
Terrasse	$Q_0 = 1 * 9.14 = 9.14$	$\sum Q = Q_0 = \mathbf{9.14}$
8^{ème}	$Q_1 = 1.5 * 9.05 = 13.58$	$\sum Q = Q_0 + Q_1 = \mathbf{22.72}$
7^{ème}	$Q_2 = 1.5 * 9.05 = 13.58$	$\sum Q = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = \mathbf{34.94}$
6^{ème}	$Q_3 = 1.5 * 9.05 = 13.58$	$\sum Q = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = \mathbf{45.81}$
5^{ème}	$Q_4 = 1.5 * 9.05 = 13.58$	$\sum Q = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = \mathbf{55.31}$
4^{ème}	$Q_5 = 1.5 * 9.05 = 13.58$	$\sum Q = Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = \mathbf{63.46}$
3^{ème}	$Q_6 = 1.5 * 9.05 = 13.58$	$\sum Q = Q_0 + 0.75(Q_1 + \dots + Q_6) = \mathbf{70.25}$
2^{ème}	$Q_7 = 1.5 * 9.05 = 13.58$	$\sum Q = Q_0 + 0.71(Q_1 + \dots + Q_7) = \mathbf{76.63}$
1^{ère}	$Q_8 = 1.5 * 9.05 = 13.58$	$\sum Q = Q_0 + 0.69(Q_1 + \dots + Q_8) = \mathbf{84.10}$
RDC	$Q_9 = 2.5 * 9.05 = 22.63$	$\sum Q = Q_0 + 0.67(Q_1 + \dots + Q_9) = \mathbf{97.09}$

Tableau.II.15. Descente de charge du poteau d'angle.

Sous plancher	niveau	Eléments	G(kN)	Q(kN)
Terrasse	N1	Plancher terrasse inaccessible Poutres Acrotère Total	51.8 7.99 15.61 75.4	9.14
8^{ème}	N2	Venant de N1 Poteau Plancher étage courant Poutres Murs extérieurs Total	75.4 6.64 44.24 7.99 49.26 183.13	22.72
7^{ème}	N3	Venant de N2 Poteau Plancher étage courant Poutres Murs extérieurs Total	183.13 6.64 44.24 7.99 49.26 292.06	34.94

CHAPITRE II. Pré-dimensionnement des Eléments et Evaluation Des Charges.

6^{ème}	N4	Venant de N3 Poteau Plancher étage courant Poutres Murs extérieurs Total	292.06 6.64 44.24 7.99 49.26 400.19	45.81
5^{ème}	N5	Venant de N4 Poteau Plancher étage courant Poutres Murs extérieurs Total	400.19 6.64 44.24 7.99 49.26 508.32	55.31
4^{ème}	N6	Venant de N5 Poteau Plancher étage courant Poutres Murs extérieurs Total	508.32 6.64 44.24 7.99 49.26 616.45	63.46
3^{ème}	N7	Venant de N6 Poteau Plancher étage courant Poutres Murs extérieurs Total	616.45 6.64 44.24 7.99 49.26 724.58	70.25
2^{ème}	N8	Venant de N7 Poteau Plancher étage courant Poutres Murs extérieurs Total	724.58 6.64 44.24 7.99 49.26 832.71	76.63
1^{er}	N9	Venant de N8 Poteau Plancher étage courant Poutres Murs extérieurs Total	832.71 6.64 44.24 7.99 49.26 940.84	84.10
RDC	N10	Venant de N9 Poteau Plancher dalle pleine Poutres Murs extérieures Total	940.84 11.12 45.72 7.99 60.61 1066.28	97.09

CHAPITRE II. Pré-dimensionnement des Eléments et Evaluation Des Charges.

									Calculs basés sur les sections choisies en colonne 8								
Poteau du	G (kN) (Sous plancher)	Q(kN)	Nu(kN)	Br (cm ²)	a*a (cm ²)	a (cm)	a*a (cm ²) (choix)	Min RPA (a*a)	G(kN) (au pied du poteau)	N _{ser} (kN)	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	ob	Nu(kN) (au pied du poteau)	σ _{bu} (MPa)	f _{bu} (MPa)	ob
8 ^{ème}	75.4	9.14	115.5	71.3	125.45	11.2	30*30	30*30	82.04	91,18	0,88	15	ok	124,464	1,38	14.17	ok
7 ^{ème}	183.13	22.72	281.31	173.64	237.18	15.4	30*30	30*30	190.17	212,89	2,05	15	ok	290,8095	3,23	14.17	ok
6 ^{ème}	292.06	34.94	446.69	275.73	348.63	18.67	30*30	30*30	298.3	333,24	3,21	15	ok	455,115	5,05	14.17	ok
5 ^{ème}	400.19	45.81	608.97	375.91	457.99	21.4	30*30	30*30	406.43	452,24	4,36	15	ok	617,3955	6,85	14.17	ok
4 ^{ème}	508.32	55.31	769.2	474.81	565.97	23.79	30*30	30*30	514.56	569,87	5,50	15	ok	777,621	8,64	14.17	ok
3 ^{ème}	616.45	63.46	927.4	572.46	672.58	25.93	30*30	30*30	622.69	686,15	6,62	15	ok	935,8215	10,39	14.17	ok
2 ^{ème}	724.58	70.25	1083.56	668.86	777.8	27.89	30*30	30*30	730.82	801,07	7,73	15	ok	1091,982	12,13	14.17	ok
1 ^{er}	832.71	76.63	1239.1	765.87	883.65	29.71	30*30	30*30	838.95	915,58	8,84	15	ok	1247,5275	13,86	14.17	ok
RDC	940.84	84.10	1396.28	861.9	993.92	31.37	35*35	30*30	962.91	1047,01	7,43	15	ok	1426,0785	11,64	14.17	ok
Sous-sol	1066.28	97.09	1585.11	978.46	1122.07	33.5	35*35	30*30	1024.61	1121,7	7,96	15	ok	1528,8585	12,48	14.17	ok

Tableau.II.16. Choix des sections et vérifications des poteaux d'angles.

• **Choix finals de section des poteaux :**

D'après l'article 7.4.1 de l'RPA 99 / modifié 2003, il est dit que : " Pour le conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismique, il est recommandé de donner aux poteaux d'angle et de rive des sections comparable à celles des poteaux centraux ".

Remarquons que dans notre cas les sections de béton calculées pour les poteaux de rive sont comparables (sous-sol, 1^{er}, 3^{ème} au 8^{ème}) à celles calculées pour les poteaux centraux (voir tableau suivant) ce qui n'est pas le cas pour les poteaux d'angle (différences de 15 cm au sous-sol, RDC et 1^{er} et 2^{ème} étage).

A partir de ce qui précède et aussi dans le but de minimiser les données à introduire dans le modèle numérique, nous avons décidé d'adopter pour les poteaux d'angle et de rive des sections identiques à celles du poteau central.

Tableau.II.17. Choix des sections des poteaux d'angle.

<i>Type de poteau</i> <i>Poteau du</i>	<i>Poteau central</i>	<i>Poteau de rive</i>	<i>Poteau d'angle</i>	<i>Choix finale</i>
<i>8^{ème}</i>	30*30	30*30	30*30	30*30
<i>7^{ème}</i>	30*30	30*30	30*30	30*30
<i>6^{ème}</i>	30*30	30*30	30*30	30*30
<i>5^{ème}</i>	35*35	30*30	30*30	35*35
<i>4^{ème}</i>	35*35	30*30	30*30	35*35
<i>3^{ème}</i>	40*40	35*35	30*30	40*40
<i>2^{ème}</i>	45*45	35*35	30*30	45*45
<i>1^{er}</i>	45*45	40*40	30*30	45*45
<i>RDC</i>	50*50	40*40	35*35	50*50
<i>Sous-sol</i>	50*50	45*45	35*35	50*50

II.5 Pré dimensionnement des voiles

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, qui auront pour rôle le contreventement du Bâtiment ; pour leurs pré-dimensionnement, nous nous sommes basés sur les recommandations de l'article 7.7.1 du RPA 99 / modifié 2003.

L'épaisseur minimale des voiles est de 15 cm, de plus, cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

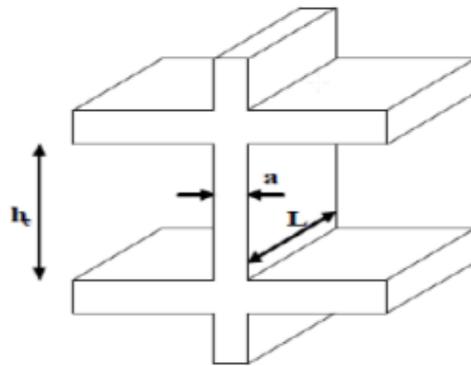


Figure II.8. Coupe de voile en élévation.

L'épaisseur des voiles est donnée par la formule suivante : $a \geq \frac{h_e}{25}$

a : épaisseur du voile

h_e : hauteur libre de l'étage

- Pour le RDC :

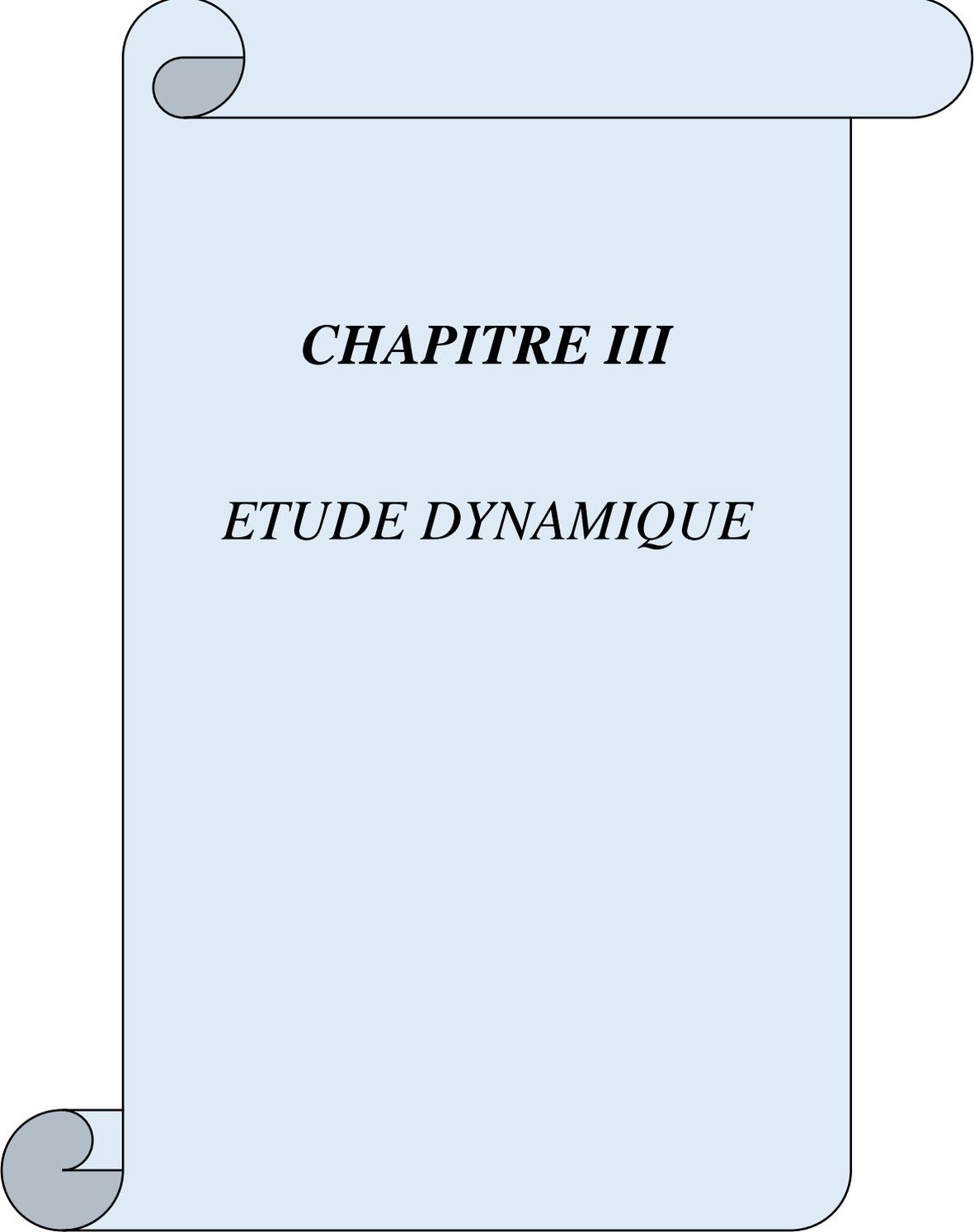
$$h_e = 4.08 - 0.45 = 3.63 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad a \geq \frac{3.63}{25} = 0.1452 \text{ m}$$

- Pour l'étage courant :

$$h_e = 3.4 - 0.45 = 2.95 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad a \geq \frac{2.95}{25} = 0.118 \text{ m}$$

Soit : $a = 20 \text{ cm}$

L'épaisseur adoptée pour les voiles de tous les étages.



CHAPITRE III

ETUDE DYNAMIQUE

III.1. Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui se propage sous forme d'ondes qui à leurs tours engendrent un mouvement du sol et par conséquent des mouvements verticaux et horizontaux.

Ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement, effort et période...) sous l'effet du séisme.

III.2. Modélisation de la structure

III.2.1. Introduction

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière, la structure donc est introduit dans un logiciel de calcul dynamique afin de déterminer les modes propres de vibration ainsi que les efforts dus au séisme. Parmi les méthodes de modélisation existantes il y a la méthode des éléments finis qui est utilisée par la majorité des logiciels de calcul. Pour cette étude, on utilisera le logiciel **ETABS 18.1.0**. La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, Ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

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

III.2.2. Modélisation des éléments structuraux (Rigidité)

On suppose que la structure a « p » nœuds et au total (n) DDL numérotés de 1 à n, on considère six DDL par nœud, on aura donc : $n = 6 \times p$.

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté par nœud :

- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
 - Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
 - Les planchers sont simulés par des diaphragmes (infiniment rigides dans leur plan) et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

III.2.3. Modélisation de la masse

- La masse est calculée par l'équation $(G+\beta\times Q)$ avec $\beta=0.2$ [1]
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres etc.... est prise égale à celle du béton armé.
- La masse de l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie) ont été réparties sur les poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été répartie sur les poutres délimitant la cage d'escalier.
- En choisissant l'option (Mass source / From loads), l'ETABS calcule automatiquement les masses des planchers et la masse totale de la structure à partir des charges permanentes et des charges d'exploitation sollicitant la structure.

III.3. Conception du contreventement vertical

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Disposer les éléments de contreventement c'est-à-dire les voiles d'une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d'ensemble.
- Éloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à la torsion.
- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.
- Superposer les éléments verticaux, afin de créer des consoles verticales de section constante ou élargies vers le bas.

III.4. Etude sismique

III.4.1. Introduction

En zone sismique, toute structure est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis-à-vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors de ce dernier.

III.4.2. Choix de la méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique est régularisée par les « RPA 99 / version 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique :

- 1. La méthode statique équivalente.**
- 2. La méthode d'analyse modale spectrale.**
- 3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.**

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune de ces méthodes.

III.4.2.1. Méthode statique équivalente

a- Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure [1].

b- Conditions d'applications

Parmi les conditions d'applications de la méthode statique équivalente on cite [1] :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur maximale qui est égale à 30 m en zones III.

La méthode statique équivalente n'est donc pas applicable dans le cas du bâtiment étudié car la structure est irrégulière en plan avec une hauteur supérieure à 30 m, nous utiliserons donc **la méthode d'analyse modale spectrale** pour l'analyse sismique.

III.4.2.2. La méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, Dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable, tel que le nôtre.

a- Principe

Les maximums des efforts engendrés par les forces sismiques dans chaque mode sont Représentés par un spectre de calcul, puis sont combinés afin d'obtenir la réponse de la structure. Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes de vibration à prendre en compte est tel que la somme des masses modales effectives de ces modes soit aux moins égale à 90% de la masse totale de la structure. Dans le cas où l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K > 3 \times \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k < 0.20 \text{ sec} \dots (4-14) [1]$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

b- Analyse spectrale

Le principe consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Donc l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta \left(\frac{Q}{R} - 1\right))\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur.

Les autres paramètres sont donnés dans les paragraphes subséquents.

III.4.3. Effort tranchant à la base

La résultante des forces sismiques (dynamique) à la base (l'effort tranchant à la base) « $V_t^x ; V_t^y$ » ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « $V_x ; V_y$ ».

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

III.4.4. 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 :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. (Tableau 4.1) : $A = 0,25$ (Zone III et groupe 2).

R : Coefficient de comportement de la structure (Tableau 4.3).

Pour notre structure nous avons choisi un système de contreventement mixte assurés par des voiles et des portiques avec justification d'interaction (portiques - voiles).

Chapitre III. Etude Dynamique

C'est-à-dire $R = 5$.

Cette valeur sera justifiée à la fin de ce chapitre.

W : poids total de la structure, donné par le logiciel ETABS en utilisant la combinaison « $G + \beta Q$ » Avec $\beta = 0.2$ (Bâtiments d'habitation (hôtel)).

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).

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

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, elles sont données dans le tableau **4.7 du RPA99/version 2003**.

Tableau III.1. Valeurs de la période caractéristiques.

<i>Site</i>	<i>S3</i>
$T_1(s)$	0.15
$T_2(s)$	0.50

Le facteur de correction de l'amortissement est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

Pour notre cas on a pris $\xi = 8.5\% \rightarrow \eta = 0,8164$ (ξ : pourcentage d'amortissement critique , on a pris : $\xi = \frac{7+10}{2} = \frac{17}{2} = 8.5\%$).

III.4.5. Estimation de la période fondamentale de la structure « T »

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

$$T = \min \left(T = C_T \times h_N^{3/4}, T = 0,09 \times \frac{hN}{\sqrt{D}} \right)$$

Avec :

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement du type de remplissage ; $C_T = 0.05$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ; $h_N = 31.28$ m

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

- $D_x = 46.5$ m. (selon x)

- $D_y = 30.4$ m. (selon y)

A.N

$T = C_T \times h_N^{3/4} = T = 0.05 \times (31.28)^{3/4} = 0.66$ s dans les deux directions.

$$T_x = 0,09 \times \frac{31.28}{\sqrt{46.5}} = 0.41 \text{ s}$$

$$T_y = 0,09 \times \frac{31.28}{\sqrt{30.4}} = 0.51 \text{ s}$$

- **sens (x-x)** : $T_x = \min(0.66 ; 0.41) = 0.41$ s.

- **sens (y-y)** : $T_y = \min(0.66 ; 0.51) = 0.51$ s.

Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen « D » :

$$D_x = 2.5\eta = 2,5 * 0,8164 = 2,041$$

$$D_y = 2.5\eta (T_2 / T_y)^{2/3} = 2.5 * 0.8164 (0,5 / 0.51)^{2/3} = 2,01$$

Q : Facteur de qualité de la structure.

-La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \Sigma Pq$

Pq : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non ". Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 [1]

Tableau III.2. Valeur des pénalités.

Critère « q »	P _q	
	X	Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10
Totale	0.25	0.2

- $Q_{xx} = 1 + (0.05 + 0 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0.1) = 1.25$
- $Q_{yy} = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0.1) = 1.20$

Remarque :

Dans la suite des calculs la valeur du facteur de qualité suivant (x-x) utilisé est : $Q_x = 1.2$.

III.4.6. Vérification des déplacements inter étage

L'une des principales vérifications concerne les déplacements latéraux entre étages, par conséquent, l'inégalité ci-dessous doit être vérifiée (l'article 5.10 [1])

$$\Delta_K^X \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^Y \leq \bar{\Delta}$$

Avec : $\bar{\Delta} = 0.01 * h_c$

Où : h_c représente la hauteur de l'étage

Avec :

$$\delta_K^X = R * r_x * \delta_{eK}^X \quad \text{et} \quad \delta_K^Y = R * r_y * \delta_{eK}^Y$$

$$\Delta_K^X = \delta_K^X - \delta_{K-1}^X \quad \text{et} \quad \Delta_K^Y = \delta_K^Y - \delta_{K-1}^Y$$

Δ_K^X : Correspond au déplacement plastique relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » dans le sens x-x

Δ_K^Y : Correspond au déplacement plastique relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » dans le sens y-y

δ_{eK}^X : Correspond au déplacement élastique horizontal dû aux forces sismiques au niveau «k» dans le sens x-x

δ_{eK}^Y : Correspond au déplacement élastique horizontal dû aux forces sismiques au niveau «k» dans le sens y-y

III.5. Résultats de l'analyse dynamique

Au cours de la réalisation de l'étude dynamique de notre structure, nous avons rencontré plusieurs contraintes dues à la complexité et l'irrégularité de cette dernière.

Pour s'assurer que notre structure soit non seulement stable, mais aussi économique, nous avons considéré l'impact de plusieurs paramètres tel que : la disposition, la longueur, la suppression des voiles au niveau des derniers étages ainsi que l'épaisseur des voiles.

Plusieurs modèles ont été analysés avant d'arriver au modèle final ayant vérifié toutes les conditions considérées.

Les résultats de l'analyse seront présentés selon les 7 étapes suivantes :

- ① Résultats du **Modèle 1** n'ayant pas vérifié les déplacements inter-étage mais dont disposition des voiles est finale.
- ② Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux du **Modèle 1** ce qui donnera le **Modèle 2**.
- ③ Résultats du **Modèle 2** correspondant à la disposition finale des voiles de contreventements (avec $e_{voile} = 20$ cm) et vérifiant les déplacements inter-étage ainsi que l'effort normal réduit.
- ④ Un récapitulatif des résultats de l'analyse en V.L.N.A. et sismique sur la suppression des voiles dans les trois derniers niveaux du bâtiment.
- ⑤ Résultats de l'analyse du **Modèle Final** (après suppression des voiles des deux derniers niveaux).
- ⑥ Justification du coefficient de comportement du **Modèle Final**.
- ⑦ Influence de l'épaisseur des voiles de contreventement sur la rigidité latérale du bâtiment.
Les résultats pour 3 épaisseurs différentes sont récapitulés dans un tableau.

① **Modèle 1**

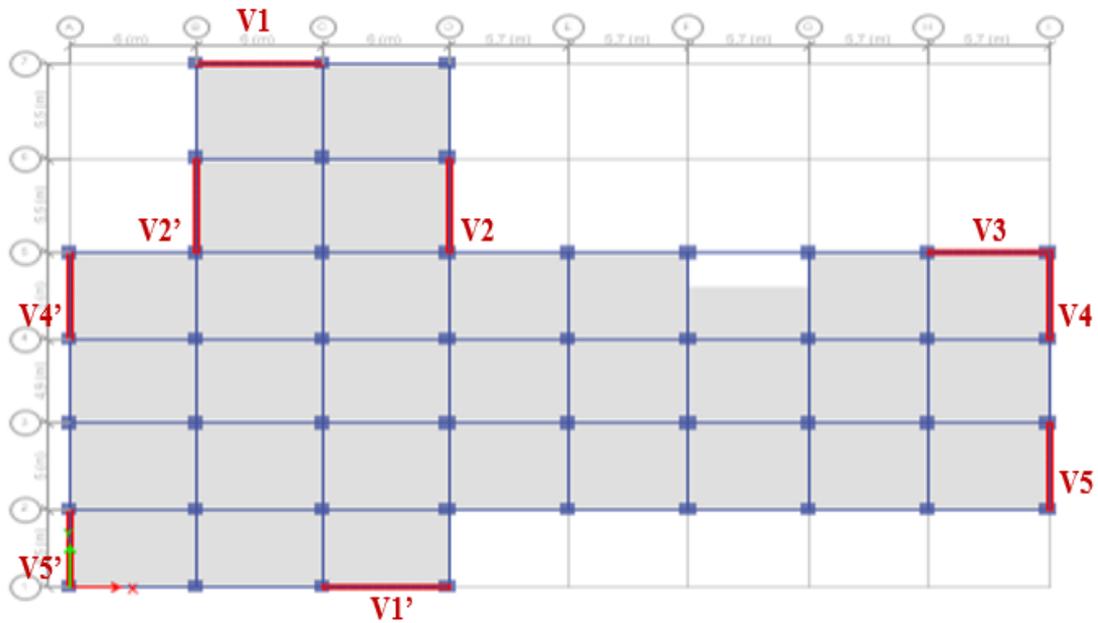


Figure III.1. Vue en plan RDC du **Modèle 1**.

Tableau III.3. Longueur, épaisseurs des voiles et section des poteaux du **Modèle 1**.

Type de voile	Epaisseur (cm)	Longueur (m)
V1 et V1'	20	6
V2 et V2'	20	5.5
V3	20	5.7
V4 et V4' et V5	20	5
V5'	20	4.5

Etage	Poteaux (cm ²)
8 ^{ème}	30*30
7 ^{ème}	30*30
6 ^{ème}	30*30
5 ^{ème}	35*35
4 ^{ème}	35*35
3 ^{ème}	40*40
2 ^{ème}	45*45
1 ^{er}	45*45
RDC	50*50

a- Caractéristiques dynamique propres du Modèle 1

Tableau III.4. Périodes et participation massique du **Modèle 1.**

<i>Mode</i>	<i>Période</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>SumUX</i>	<i>SumUY</i>
1	0,969	<u>0,6277</u>	0,0207	0,6277	0,0207
2	0,793	0,0142	<u>0,6347</u>	0,6419	0,6553
3	0,56	0,033	0,0126	0,6749	0,668
4	0,242	0,1888	0,0033	0,8637	0,6713
5	0,188	0,0023	0,1981	0,866	0,8694
6	0,159	2,503E-06	1,008E-06	0,866	0,8694
7	0,154	3,481E-06	0,0001	0,866	0,8695
8	0,148	0	0	0,866	0,8695
9	0,144	0	2,017E-06	0,866	0,8695
·	·	·	·	·	·
·	·	·	·	·	·
·	·	·	·	·	·
20	0,122	0,0001	1,324E-05	0,8775	0,8729

Vu l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (**K**) à retenir doit être tel que [1] : $K \geq \sqrt[3]{N}$ et $T_K \leq 0.20$ sec.

On a : $N = 9$ niveaux $\longrightarrow K = 3 \sqrt[3]{9} = 9$ et $T_9 = 0,144 \leq 0.20$ sec.

Donc le nombre des modes à retenir est : 9 modes utiles. L'analyse a été reconduite avec uniquement 9 modes.

b- Constatations

L'analyse dynamique de la structure a donné les résultats suivants :

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèle à x-x (de l'ordre de 62.77 %).
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèle à y-y (de l'ordre de 63.47 %).
- Le troisième mode est un mode de rotation.
- 9 modes utiles.

Chapitre III. Etude Dynamique

c- Résultantes des forces sismiques

On a : $W = 82522,0015 \text{ kN}$

On aura donc :

$$\bullet \quad V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} * W = \frac{0.25 \cdot 2.041 \cdot 1.2}{5} * 82522,0015 = 10105.6 \text{ kN}$$

$$V_x = 10105.6 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad 0,8 \times V_x = 0,8 \times 10105.6 = 8084.48 \text{ kN}$$

$$\bullet \quad V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} * W = \frac{0.25 \cdot 2.01 \cdot 1.2}{5} * 82522,0015 = 9952.15 \text{ kN}$$

$$V_y = 9952.15 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad 0,8 \times V_y = 0,8 \times 9952.15 = 7961.72 \text{ kN}$$

Les résultantes des forces horizontales à la base de la structure (donnée par l'ETABS) sous sollicitations sismiques sont :

$$F1 = V_t^x = 6604.6878 \text{ kN} < 0,8 \times V_x = 8084.48 \text{ kN} \rightarrow r_x = \frac{0.8V_x}{V_t^x} = 1.22$$

$$F2 = V_t^y = 7485.622 \text{ kN} < 0,8 \times V_y = 7961.72 \text{ kN} \rightarrow r_y = \frac{0.8V_y}{V_t^y} = 1.06$$

Tableau III.5. Vérifications des déplacements inter-étages du **Modèle 1.**

Etage	δ_{eK}^X (mm)	δ_{eK}^Y (mm)	δ_K^X (mm)	δ_K^Y (mm)	Δ_K^X (mm)	Δ_K^Y (mm)	Δ (mm)	Observation	
								x-x	y-y
8	43,294	35,012	264,0934	185,5636	36,8318	26,6431	34	Non vérifier	vérifier
7	37,256	29,985	227,2616	158,9205	37,9359	27,0883	34	Non vérifier	vérifier
6	31,037	24,874	189,3257	131,8322	37,9115	26,8869	34	Non vérifier	vérifier
5	24,822	19,801	151,4142	104,9453	35,7948	25,4559	34	Non vérifier	vérifier
4	18,954	14,998	115,6194	79,4894	33,5622	23,5638	34	vérifier	vérifier
3	13,452	10,552	82,0572	55,9256	29,4386	20,4898	34	vérifier	vérifier
2	8,626	6,686	52,6186	35,4358	24,4305	16,7268	34	vérifier	vérifier
1	4,621	3,53	28,1881	18,709	18,2756	12,0893	34	vérifier	vérifier
RDC	1,625	1,249	9,9125	6,6197	9,9125	6,6197	40,8	vérifier	vérifier

- Les déplacements inter-étage parallèlement au sens x-x ne sont pas vérifier (du 5^{ème} au 8^{ème} étage), et pour y remédier on peut rajouter des voiles parallèlement au sens x-x.

Chapitre III. Etude Dynamique

- Néanmoins, nous avons préféré de vérifier en premier lieu l'effort normal réduit dans les poteaux, ce qui nécessitera peut-être l'augmentation de la section des poteaux et donc augmentera la rigidité latérale selon x-x (sans l'ajout des voiles).

② Vérification de l'effort normale réduit du Modèle 1

Vérification spécifique aux sollicitations normales

D'après l'article [7.4.3.1], 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 :

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

Avec :

N_d : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous sollicitation Sismique (G+Q+E).

B_c : L'aire (section brute) de cette dernière

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPa).

Tableau III.6. Vérification de l'effort normal réduit **Modèle 1.**

Niveau	B_c (cm^2)	N_d (kN)	$v \leq$ 0.3	Observation	B_c (cm^2)	N_d (kN)	$v \leq$ 0.3	B_c (cm^2)	N_d (kN)	$v \leq$ 0.3
RDC	50*50	3576.985	0,57	Non vérifier	65*65	3736.017	0,35	75*75	3849.3356	0,27
1	45*45	3124.1973	0,61	Non vérifier	65*65	3262.7928	0,30	75*75	3360.7604	0,23
2	45*45	2700.0052	0,53	Non vérifier	60*60	2809,7552	0,31	70*70	2892.2851	0,23
3	40*40	2287.4161	0,57	Non vérifier	55*55	2369.4203	0,31	65*65	2435.5257	0,23
4	35*35	1881.2156	0,61	Non vérifier	50*50	1942.2939	0,31	60*60	1990.4976	0,22
5	35*35	1483.7493	0,48	Non vérifier	45*45	1527.4525	0,30	55*55	1556.7879	0,20
6	30*30	1086.9632	0,48	Non vérifier	40*40	1118.2196	0,27	50*50	1132.6026	0,18
7	30*30	636.0695	0,28	vérifier	40*40	666.6919	0,16	50*50	679.8762	0,10
8	30*30	313.3235	0,13	vérifier	30*30	318.8757	0,14	40*40	320.9201	0,08

Remarque : Le Modèle 2 de l'étape③est le Modèle 1 dont la section des poteaux (colonne 9) du tableau III.6.) vérifient l'effort normal réduit.

③ **Modèle 2**

a- **Caractéristiques dynamique propres du Modèle 2**

Tableau III.7. Période et participation massique du **Modèle 2.**

<i>Mode</i>	<i>Period</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>SumUX</i>	<i>SumUY</i>
1	0,766	<u>0,6413</u>	0,0189	0,6413	0,0189
2	0,628	0,0154	<u>0,6468</u>	0,6567	0,6656
3	0,46	0,0269	0,0056	0,6836	0,6713
4	0,205	0,1851	0,0024	0,8687	0,6737
5	0,159	0,0017	0,2028	0,8704	0,8765
6	0,118	0,0001	4,116E-05	0,8705	0,8766
7	0,116	0,0014	0,0003	0,8719	0,8768
8	0,116	0,0066	0,0009	0,8785	0,8777
9	0,112	0,001	7,677E-07	0,8795	0,8777
·	·	·	·	·	·
·	·	·	·	·	·
·	·	·	·	·	·
20	0,103	0,0002	2,256E-05	0,8799	0,8778

Vu l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3 \sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20$ sec.

On a : $K = 3 \sqrt{9} = 9$ $T_9 = 0,112 \leq 0.20$ sec.

Donc le nombre des modes à retenir est 9 modes utiles. L'analyse a été reconduite avec uniquement 9 modes.

b- Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a donné les résultats suivants :

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèle à x-x (de l'ordre de 64.13 %).
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèle à y-y (de l'ordre de 64.68 %).
- Le troisième mode est un mode de rotation.
- 9 modes utiles.

c- Résultantes des forces sismiques :

On a : $W = 90218.4265 \text{ kN}$

On aura donc :

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} * W = \frac{0.25 \cdot 2.041 \cdot 1.2}{5} * 90218.4265 = 11048.14 \text{ kN}$$

$$V_x = 11048.14 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad 0,8 \times V_x = 0,8 \times 11048.14 = 8838.51 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} * W = \frac{0.25 \cdot 2.01 \cdot 1.2}{5} * 90218.4265 = 10880.34 \text{ kN}$$

$$V_y = 10880.34 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad 0,8 \times V_y = 0,8 \times 10880.34 = 8704.27 \text{ kN}$$

Les résultantes des forces horizontales à la base de la structure (donnée par l'ETABS) sous sollicitations sismiques sont :

$$F1 = V_t^x = 8336.7945 \text{ kN} < 0,8 \times V_x = 8838.51 \text{ kN} \rightarrow r_x = \frac{0.8V_x}{V_t^x} = 1.06$$

$$F2 = V_t^y = 9436.2753 \text{ kN} > 0,8 \times V_y = 8704.27 \text{ kN}$$

d- Vérification des déplacements inter étage

Tableau III.8. Vérifications des déplacements inter-étages du **Modèle 2.**

Etage	δ_{eK}^X (mm)	δ_{eK}^Y (mm)	δ_K^X (mm)	δ_K^Y (mm)	Δ_K^X (mm)	Δ_K^Y (mm)	Δ (mm)	Observation	
								x-x	y-y
8	31,691	24,751	167,9623	123,755	22,0798	17,185	34	vérifier	vérifier
7	27,525	21,314	145,8825	106,57	22,7105	17,455	34	vérifier	vérifier
6	23,24	17,823	123,172	89,115	23,373	17,59	34	vérifier	vérifier
5	18,83	14,305	99,799	71,525	22,5409	16,795	34	vérifier	vérifier
4	14,577	10,946	77,2581	54,73	21,3378	15,62	34	vérifier	vérifier
3	10,551	7,822	55,9203	39,11	19,3026	13,845	34	vérifier	vérifier
2	6,909	5,053	36,6177	25,265	16,4671	11,495	34	vérifier	vérifier
1	3,802	2,754	20,1506	13,77	12,6882	8,61	34	vérifier	vérifier
RDC	1,408	1,032	7,4624	5,16	7,4624	5,16	40,8	vérifier	vérifier

Remarque : Les déplacement inter-étage sont largement vérifiés dans les deux sens (et sur tout dans le sens y-y), c'est pourquoi, et dans le but de diminuer la rigidité latérale, nous avons décidé d'éliminer les voiles des derniers niveaux.

Chapitre III. Etude Dynamique

Les résultats de cette analyse sont donnés dans l'étape suivantes.

④ Elimination des voiles sur les trois derniers niveaux

Dans ce qui suit, nous avons démarré avec la structure correspondant au **Modèle 2** à laquelle nous avons enlevé les voiles des derniers niveaux. Le récapitulatif des résultats de l'analyse dynamique est données dans le tableau suivants.

Tableau III.9. Résultats de l'analyse de la structure sans les voiles des derniers niveaux.

		<i>Avec tous les voiles (Modele 2)</i>	<i>Sans les voiles du 8^{ème} étage</i>	<i>Sans les voiles 8^{ème} et 7^{ème} étages</i>	<i>Sans les voiles 8^{ème}, 7^{ème} et 6^{ème} étages</i>
T_1 (s)		0.766	0.758	0.757	0.785
T_2 (s)		0.628	0.624	0.633	0.681
<i>Participation massique (%)</i>	<i>x-x</i>	64.13	63.89	62.61	58.78
	<i>y-y</i>	64.68	63.8	60.53	54.12
<i>Nombres de modes utiles</i>		9	9	9	9
W (kN)		90218.4265	89443.7705	88669.1145	87894.4585
V_t (kN)	<i>x-x</i>	8336.7945	8141.0973	8081.05	7535.2448
	<i>y-y</i>	9436.2753	9247.3183	8703.26	7662.1947
$0.8*V$	<i>x-x</i>	8838.51	8762.63	8686.73	8610.84
	<i>y-y</i>	8704.27	8629.53	8554.79	8480.05
r_x		1.06	1.07	1.07	1.14
r_y		/	/	/	1.1
$\text{Max} (\Delta_K^x)$ (mm)		23.373	25.1601	28.5439	36.6624
$\text{Max} (\Delta_K^y)$ (mm)		17.59	24.025	27.895	33.2255
$\bar{\Delta}$ (mm)		34	34	34	34

- **Constatations**

- La suppression des voiles des trois derniers niveaux (3^{ème} cas) a altéré les caractéristiques dynamique propre du modèle (participation massique inférieure à 60% dans les deux premiers modes), par contre dans les autres cas (1^{er} et 2^{ème}) la structure présente un comportement idéal en V.L.N.A.
- Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles dans le 3^{ème} cas, alors que c'est le contraire pour les deux autres cas (pour lesquels les déplacements max se rapprochent davantage des valeurs admissibles).

- **Conclusion**

Le modèle final retenu correspond au bâtiment du **Modèle 2** sans les voiles sur les deux derniers niveaux que nous appellerons « **Modèle Final** ».

⑤ **Modèle Final**

Il s'agit de la structure correspondant au **Modèle 2** sans les voiles du 7^{ème} et 8^{ème} étages.

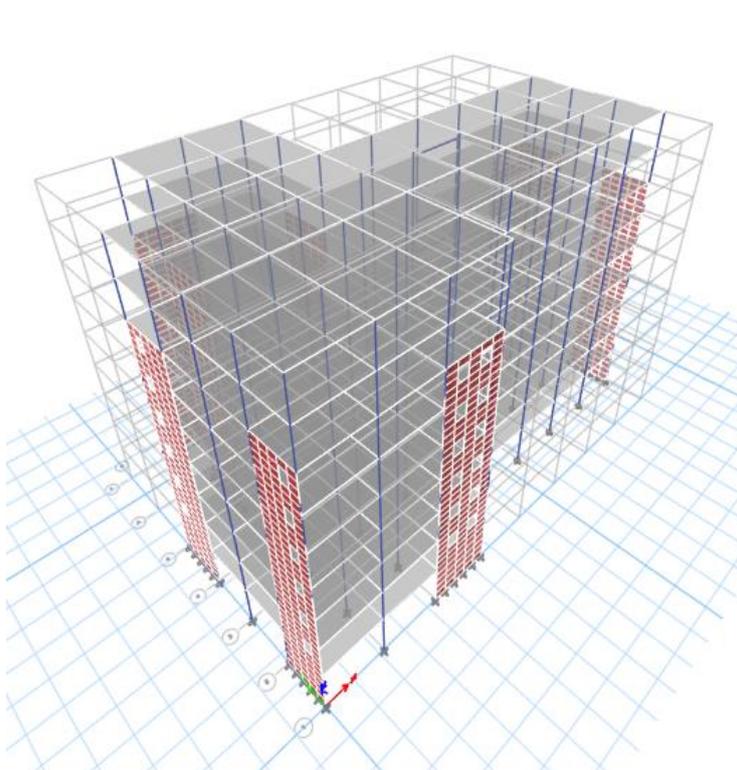


Figure III.2. Vue en 3D de la structure du **Modèle Final**.

a- Caractéristiques dynamique propres du Modèle Final

Tableau III.10. Période et facteurs de participation massique du **Modèle Final**.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,757	0,6261	0,0171	0,6261	0,0171
2	0,633	0,0137	0,6053	0,6398	0,6224
3	0,487	0,0166	0,0025	0,6564	0,6248
4	0,292	0,119	0,0006	0,7754	0,6254
5	0,267	0,0014	0,134	0,7769	0,7594
6	0,231	0,0032	0,0006	0,7801	0,76
7	0,149	0,1093	0,0009	0,8894	0,761
8	0,126	0,0004	0,0944	0,8898	0,8553
9	0,123	0,0003	1,258E-05	0,8901	0,8553
·	·	·	·	·	·
·	·	·	·	·	·
·	·	·	·	·	·
20	0,105	0,0008	9,616E-07	0,8946	0,8561

Vu l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir est :

$$K = 3 \sqrt[3]{9} = 9 \quad T_9 = 0,123 \leq 0.20 \text{ sec.}$$

Donc : le nombre des modes à retenir est : 9 modes utiles.

L'analyse a été reconduite avec uniquement 9 modes.

b- Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a donné les résultats suivants :

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèle à x-x (de l'ordre de 62.61 %).
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèle à y-y (de l'ordre de 60.53 %).
- Le troisième mode est un mode de rotation.
- 9 modes utiles.

c- Résultantes des forces sismiques :

On a : $W = 88669.1145 \text{ kN}$

On aura donc :

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} * W = \frac{0.25 \cdot 2.041 \cdot 1.2}{5} * 88669.1145 = 10858.41 \text{ kN}$$

$$V_x = 10858.41 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad 0,8 \times V_x = 0,8 \times 10858.41 = 8686.73 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} * W = \frac{0.25 \cdot 2.01 \cdot 1.2}{5} * 88669.1145 = 10693.49 \text{ kN}$$

$$V_y = 10693.49 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad 0,8 \times V_y = 0,8 \times 10693.49 = 8554.79 \text{ kN}$$

Les résultantes des forces horizontales à la base de la structure (donnée par l'ETABS) sous sollicitations sismiques sont :

$$F1 = V_t^x = 8081,05 \text{ kN} < 0,8 \times V_x = 8686.73 \text{ kN} \rightarrow r_x = \frac{0.8V_x}{V_t^x} = 1.07$$

$$F2 = V_t^y = 8703,26 \text{ kN} > 0,8 \times V_y = 8554.79 \text{ kN} .$$

d- Vérification des déplacements inter étage

Tableau III.11. Vérifications des déplacements inter-étages du **Modèle Final**.

Etage	δ_{eK^X} (mm)	δ_{eK^Y} (mm)	δ_{K^X} (mm)	δ_{K^Y} (mm)	Δ_{K^X} (mm)	Δ_{K^Y} (mm)	Δ (mm)	Observation	
								x-x	y-y
8	32,364	26,499	173,1474	132,495	27,5739	27,895	34	vérifiée	vérifiée
7	27,21	20,92	145,5735	104,6	28,54225	26,405	34	vérifiée	vérifiée
6	21,875	15,639	117,03125	78,195	22,18645	15,345	34	vérifiée	vérifiée
5	17,728	12,57	94,8448	62,85	21,20205	14,525	34	vérifiée	vérifiée
4	13,765	9,665	73,64275	48,325	20,2551	13,69	34	vérifiée	vérifiée
3	9,979	6,927	53,38765	34,635	18,3933	12,21	34	vérifiée	vérifiée
2	6,541	4,485	34,99435	22,425	15,72365	10,185	34	vérifiée	vérifiée
1	3,602	2,448	19,2707	12,24	12,1338	7,65	34	vérifiée	vérifiée
RDC	1,334	0,918	7,1369	4,59	7,1369	4,59	40,8	vérifiée	vérifiée

a- Vérification spécifique aux sollicitations normales du Modèle Final

Tableau III.12. Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux du **Modèle Final**.

Niveau	N_d (kN)	B_c (cm ²)	$\nu \leq 0.3$	Observation
RDC	-3850,4204	75*75	0,27381	vérifier
1	-3361,9214	75*75	0,23907	vérifier
2	-2893,575	70*70	0,23621	vérifier
3	-2436,962	65*65	0,23072	vérifier
4	-1992,092	60*60	0,22134	vérifier
5	-1558,5722	55*55	0,20609	vérifier
6	-1134,8561	50*50	0,18158	vérifier
7	-713,8996	50*50	0,11422	vérifier
8	-336,0308	40*40	0,08401	vérifier

⑥ Justification du choix du coefficient de comportement du Modèle Final

Dans le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (**système 4.a**) ainsi définie par l'**RPA99 v2003**,

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent conjointement les charges horizontales proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

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

a- Justification des voiles sous charge verticale

On a considéré les efforts sous la combinaison ELS

Tableau III.13. Justification des voiles sous charges verticales (**Modèle Final**).

	P _{tot} (kN)	P _{voile} (kN)	Pourcentage	Justification
Effort	101059.087	17939,2849	17.75	ok

Les voiles de contreventement reprennent moins de 20% de sollicitation dus aux charges verticales.

b- Pourcentage des efforts tranchants dus aux charges horizontales E repris par les Portiques

Tableau III.14. Pourcentages des efforts tranchants dus aux charges horizontales repris par les portiques du **Modèle Final**.

Étage	V _{x tot} (kN)	V _{x portique} (kN)	% V _{x portique}	V _{y tot} (kN)	V _{y portique} (kN)	% V _{y portique}
8^{ème}	2093,6564	2093,6564	100	2396,7304	2396,7304	100
7^{ème}	3341,0657	3341,0657	100	3812,3841	3812,3841	100
6^{ème}	4434,2678	1135,4777	25,606881	4950,1738	1270,0321	25,656313
5^{ème}	5421,4829	2040,7645	37,642183	5978,5701	1871,725	31,307235
4^{ème}	6218,4523	2023,4616	32,539634	6832,2464	1850,9666	27,091625
3^{ème}	6868,1115	2069,8172	30,136628	7523,9505	1965,158	26,118699
2^{ème}	7395,5796	2017,7062	27,282597	8055,2729	2050,6752	25,457551
1^{er}	7765,1272	2134,1124	27,48329	8405,8883	2120,6774	25,228475
RDC	8081,05	2889,5743	35,757411	8703,26	3040,3095	34,932996

Remarque :

Avant de lire à partir du fichier de sortie de l'ETABS les efforts nécessaires aux ferraillements des éléments résistants, nous avons multiplié chaque composante de la fonction de spectre de réponse par 1.07 selon X ($r_x = 1.07$).

Chapitre III. Etude Dynamique

L'effort tranchants repris par les portiques est supérieurs à 25% dans tous les niveaux et dans les deux sens.

En conclusion, vu que les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des charges verticales et que les portiques reprennent plus de 25% des charges horizontales pour tous les niveaux et dans les deux directions alors la valeur 5 attribuer au coefficient de comportement est justifiée.

⑦ Influence de l'épaisseurs des voiles sur la rigidité latérale du bâtiment

Le tableau suivant récapitule les résultats pour 3 épaisseurs différentes des voiles de la structure correspondant au **Modèle Final**.

Tableau III.15. Résultats de l'analyse de la structure pour 3 épaisseurs des voiles de contreventement.

	<i>e =20cm</i>	<i>e =18cm</i>	<i>e =15cm</i>
T_1 (s)	0.757	0.766	0.78
T_2 (s)	0.633	0.64	0.651
W (kN)	88669.1145	88105.9929	87261.3105
V_t^x (kN)	8081.05	7891.8749	7821.7306
V_t^y (kN)	8703.26	8543.6535	8502.8497
$0.8*V_x$	8686.73	8631.56	8548.82
$0.8*V_y$	8554.79	8500.46	8418.97
r_x	1.07	1.09	1.09
r_y	/	/	/
$Max(\Delta_K^x$ (mm))	28.5422	28.7542	28.9558
$Max(\Delta_K^y$ (mm))	27.895	28.105	28.312
$\bar{\Delta}$ (mm)	34	34	34
P_{Totale} (kN)	101059.087	98202.7195	97561.1905
P_{voile} (kN)	17939,2849	15469.3652	13612.9137
P_{totale} / p_{voile} (%)	17.75	15.75	13.95

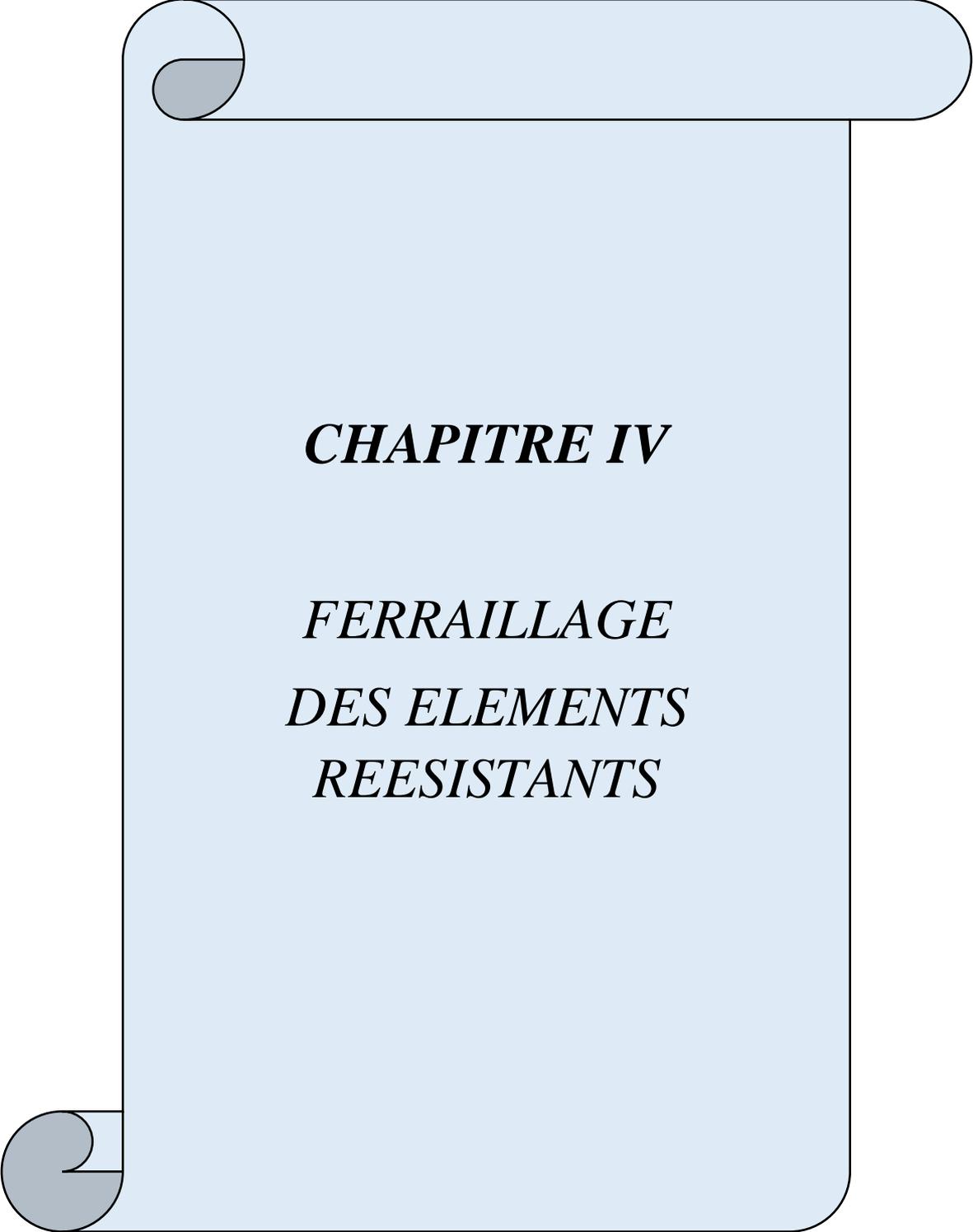
Chapitre III. Etude Dynamique

On constate à partir du tableau précédent que la diminution de l'épaisseur des voiles n'affecte pas la rigidité latérale du bâtiment de manière considérable.

En effet une différence de 5 cm implique une différence de 1.42% en terme de déplacement

($\frac{28.9558-28.5422}{28.9558} = 1.42\%$) selon X et 1.47% selon Y ce qui est insignifiant (ou négligeable).

C'est pourquoi nous allons continuer l'étude avec des voiles d'épaisseur égale à 20 cm.



CHAPITRE IV

***FERRAILLAGE
DES ELEMENTS
RESISTANTS***

IV.1. Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage.

Le ferrailage des éléments principaux sera fait conformément aux « **BAEL 91 modif 99** » et « **RPA 99 modif 2003** ».

Les éléments principaux calculés dans ce chapitre sont : les poteaux, les poutres et les voiles.

IV.2. Ferrailage des poteaux

IV.2.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux assurant la continuité et la transmission des charges des planchers/poutres jusqu'aux fondations.

Les poteaux sont soumis à une flexion composée due à un effort normal « N » (chargements verticaux), qui génère un moment à cause de son excentricité, ajouté à cela un moment fléchissant « M » dans les deux plans longitudinaux (action due au séisme).

Une section soumise à la flexion composée peut être à la fois soit :

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

Les sections d'armatures sont obtenues aux états limites de résistance (E.L.U) sous les sollicitations les plus défavorables selon les situations suivantes :

Tableau IV.1. Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	$f_{c28}(MPa)$	σ_{bc}	γ_s	$f_e(MPa)$	σ_s
Durable	1.5	25	14.17	1.15	500	435
Accidentelle	1.15		18.48	1		500

IV.2.2. Combinaisons d'actions :

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

Situation durable :

- ELU $\rightarrow 1.35G+1.5Q$
- ELS $\rightarrow G+Q$

Situation accidentelle :

- Combinaison 1 $\rightarrow G+Q\pm E$
- Combinaison 2 $\rightarrow 0.8G\pm E$

Avec : G : Charges permanentes.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Action du séisme.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant (N_{\max} , M_{corr}).
- Effort normal minimal et le moment correspondant (N_{\min} , M_{corr}).
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant (M_{\max} , N_{corr}).

- **Armatures longitudinales :**

IV.2.3. Recommandations du « BAEL91 modif 99 » :

La section A_s des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_s = \min \left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ cm}^2 \text{ par mètre de longueur de parement.} \\ 0,2\% \leq A_s / B \leq 5\% \quad B: \text{ section de béton comprimé.} \end{array} \right.$$

IV.2.4. Recommandations des « RPA 99 modif 2003 » :

Pour les poteaux d'une structure en zone sismique III :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (H.A), droites et sans crochet.

Chapitre IV. Ferrailage des éléments résistants

- Le pourcentage d'armature dans chaque section :

- En zone de recouvrement $\implies 0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\%$

- En zone courante $\implies 0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 3\%$

Avec : A_s : La section d'acier.

B : La section du poteau.

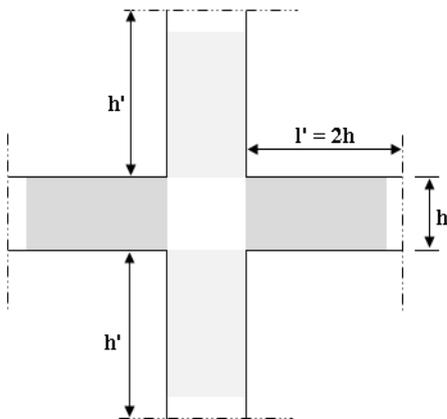
- Le diamètre minimal est de $\varnothing l = 12 \text{ mm}$.

- Une longueur de recouvrement minimale de $l_R = 50 \times \varnothing l$.

- L'espacement entre barres longitudinales dans une face des poteaux ne doit pas dépasser 20 cm et ne doit pas être inférieur à 5cm.

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

- Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs « h' » à prendre en compte pour chaque barre est définie comme suit :



$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

h_e : la hauteur d'étage.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

Figure IV.1. Zone nodale.

IV.2.5. Méthode de calcul :

- On fait le calcul pour le poteau le plus sollicité avec la combinaison la plus défavorable et on généralise le ferrailage pour les sections similaires.

- Le calcul du ferrailage est obtenu par le logiciel **SOCOTEC**.

Chapitre IV. Ferrailage des éléments résistants

- Situation durable : 1.35G+1.5Q :

Tableau IV.2. Ferrailages des poteaux en situations durable.

<i>Etage</i>	<i>RDC/1^{er}</i>	<i>2^{ème}</i>	<i>3^{ème}</i>	<i>4^{ème}</i>	<i>5^{ème}</i>	<i>6^{ème}/7^{ème}</i>	<i>8^{ème}</i>
<i>Section(cm²)</i>	75*75	70*70	65*65	60*60	55*55	50*50	40*40
<i>N^{max}</i>	-5102.99	- 3816.17	-3208.36	-2619.54	-2047.58	-1488.76	-429.83
<i>M₂^{CORR}</i>	2.47	11.61	12.81	15.68	18.69	16.38	8.05
<i>A'_s</i>	0	0	0	0	0	0	0
<i>A_s</i>	0	0	0	0	0	0	0
<i>N^{max}</i>	-5102.99	- 3816.17	-3208.36	-2619.54	-2047.58	-1488.76	-429.83
<i>M₃^{CORR}</i>	-48.84	-90.93	-98.01	-93.52	-95.01	-78.86	-23.87
<i>A'_s</i>	0	0	0	0	0	0	0
<i>A_s</i>	0	0	0	0	0	0	0
<i>N^{min}</i>	-1696.16	-1446.88	-1207.31	-975.57	-715.34	-317.15	-111.65
<i>M₂^{CORR}</i>	-49.9	-65.54	-66.58	-64.15	-69.69	-65.33	-40.46
<i>A'_s</i>	0	0	0	0	0	0	1.27
<i>A_s</i>	0	0	0	0	0	0	0
<i>N^{min}</i>	-1696.16	-1446.88	-1207.31	-975.57	-715.34	-317.15	-111.65
<i>M₃^{CORR}</i>	-68.23	-47.25	-46.63	-44.2	-46.07	-35.64	-49.52
<i>A'_s</i>	0	0	0	0	0	0	1.88
<i>A_s</i>	0	0	0	0	0	0	0
<i>M₃^{max}</i>	-127.04	104.11	105.06	101.18	107.78	-103.01	96.05
<i>N^{CORR}</i>	-4441.75	-3767.38	-3166.29	-2583.7	-2017.47	-931	-181.6
<i>A'_s</i>	0	0	0	0	0	0	0
<i>A_s</i>	0	0	0	0	0	0	4.45
<i>M₂^{max}</i>	148.41	-123.14	-126.28	-123.31	-135.17	141.22	67.47
<i>N^{CORR}</i>	-2884.46	-2415.88	-2015.34	-1622.41	-1236.46	-503.18	-203.55
<i>A'_s</i>	0	0	0	0	0	0	0
<i>A_s</i>	0	0	0	0	0	0	0.213

1.35G+ 1.5 Q

Chapitre IV. Ferrailage des éléments résistants

- Situation accidentelle : $0,8G \pm E$:

Tableau IV.3. Ferrailages des poteaux en situation accidentelle : ($0,8G \pm E$)

	Etage	RDC/1 ^{er}	2 ^{ème}	3 ^{ème}	4 ^{ème}	5 ^{ème}	6 ^{ème} /7 ^{ème}	8 ^{ème}
	Section (cm ²)	75*75	70*70	65*65	60*60	55*55	50*50	40*40
0,8G ± E	N^{max}	-2536.06	-1910.34	-1611.84	-1320.77	-1037.27	-760.83	-250.94
	M_2^{CORR}	-130.89	-90.16	-73.61	-67.42	-64.5	-35.1	-92.15
	A'_s	0	0	0	0	0	0	2.71
	A_s	0	0	0	0	0	0	0
	N^{max}	-2535.06	-1910.34	-1611.84	-1320.77	-1037.27	-760.83	-250.94
	M_3^{CORR}	-171.31	-125.62	-119.87	-110.21	-106.46	-77.96	-83.52
	A'_s	0	0	0	0	0	0	2.19
	A_s	0	0	0	0	0	0	0
	N^{min}	-423.67	-341.74	-268.42	-205.19	-149.1	-47.82	-18.56
	M_2^{CORR}	-24.69	-13.37	2.31	9.13	27.92	36.96	47.6
	A'_s	0	0	0	0	0	0	0
	A_s	0	0	0	0	0	1.07	2.4
	N^{min}	-423.67	-341.74	-268.42	-205.19	-149.1	-47.82	-18.56
	M_3^{CORR}	-16.22	-0.84	14.14	21.37	34.77	41.8	31.93
	A'_s	0	0	0	0	0	0	0
	A_s	0	0	0	0	0	1.28	1.53
	M_3^{max}	-192.29	-134.92	-127.7	-119.85	126.29	-184.97	-104.15
	N^{CORR}	-1492.70	-1152.69	-985.33	-818.5	-230.22	-333.2	-141.35
	A'_s	0	0	0	0	0	4.95	4.47
	A_s	0	0	0	0	2.61	0	0
M_2^{max}	-154.68	138.79	-123.08	118.11	-135.06	227.43	122.59	
N^{CORR}	-2128.19	-753.12	-1532.14	-510.12	-591.44	-186.21	-89.51	
A'_s	0	0	0	0	0	0	0	
A_s	0	0	0	0	0	8.44	6.07	

Chapitre IV. Ferrailage des éléments résistants

- Situation accidentelle : $G+Q\pm E$

Tableau IV.4. Ferrailages des poteaux carrés situations accidentelle ($G+Q+E$).

<i>Etage</i>	<i>RDC/1^{er}</i>	<i>2^{ème}</i>	<i>3^{ème}</i>	<i>4^{ème}</i>	<i>5^{ème}</i>	<i>6^{ème}/7^{ème}</i>	<i>8^{ème}</i>
<i>Section (cm²)</i>	75*75	70*70	65*65	60*60	55*55	50*50	40*40
N^{max}	-3850.42	-2893.58	-2436.96	-1992.09	-1558.57	-1134.86	-336.03
M_2^{CORR}	-130.07	-86.95	-70.14	-63.23	-59.59	-30.72	-90.04
A'_s	0	0	0	0	0	0	1.79
A_s	0	0	0	0	0	0	0
N^{max}	-3850.42	-2893.58	-2436.96	-1992.09	-1558.57	-1134.86	-336.03
M_3^{CORR}	-186.38	-154.14	-150.54	-139.42	-136.29	-102.07	-93.7
A'_s	0	0	0	0	0	0	2.01
A_s	0	0	0	0	0	0	0
N^{min}	-817.47	-678.86	-550.38	-433.17	-323.24	-119.5	-40.37
M_2^{CORR}	-42.76	-30.86	-15.55	-8.14	9.01	18.36	38.81
A'_s	0	0	0	0	0	0	0
A_s	0	0	0	0	0	0	1.69
N^{min}	-817.47	-678.86	-550.38	-433.17	-323.24	-119.5	-40.37
M_3^{CORR}	-27.9	-11.9	3.21	11	23.87	32.63	22.02
A'_s	0	0	0	0	0	0	0
A_s	0	0	0	0	0	0.15	0.76
M_3^{max}	-196.36	-154.14	-150.54	-139.42	151.56	-212.56	119.11
N^{CORR}	-3361.92	-2893.58	-2436.96	-1992.09	-1390.3	-713.9	-115.91
A'_s	0	0	0	0	0	2.94	0
A_s	0	0	0	0	0	0	5.61
M_2^{max}	-184.14	-157.68	-145.12	-136.63	-147.54	-240.8	126.35
N^{CORR}	-3157.07	-2711.51	-2274.82	-1848.38	-1380.74	-617.02	-127.71
A'_s	0	0	0	0	0	5.24	0
A_s	0	0	0	0	0	0	5.95

IV.2.6 Choix des armatures

Tableau IV.5. Choix des armatures des poteaux.

Section (cm²)	A_s calculer/face (cm²)	A_s nécessaire/face (cm²)	A_s^{Total} (cm²)	A_s^{min} (cm²)	A_s^{max} (Z.C) (cm²)	A_s^{max} (Z.R) (cm²)	A_s^{Adopté} (cm²)
75*75	0	/	/	50.625	225	337.5	52.82 4HA25+8HA20+4HA16
70*70	0	/	/	44.1	196	294	45.75 12HA20+4HA16
65*65	0	/	/	38.025	169	253.5	43.86 12HA20+4HA14
60*60	0	/	/	32.04	144	216	32.17 16HA16
55*55	2.61	7.7 4HA16+1HA14	30.29 12HA16+4HA14	27.225	121	1810.5	30.29 12HA16+4HA14
50*50	8.44	8.64 2HA16+3HA14	26.51 4HA16+12HA14	22.5	100	150	26.51 4HA16+12HA14
40*40	6.07	6.47 2HA14+3HA12	19.73 4HA14+12HA12	14.4	64	96	19.73 4HA14+12HA12

IV.2.6.1. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (Mser, Nser) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- État limite de compression du béton

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

La fissuration est considérée préjudiciable, donc :

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \xi = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\}$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A. : $\sigma_s = 250 \text{ MPa}$.

• Remarque

La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel *SOCOTEC*.

Chapitre IV. Ferrailage des éléments résistants

Tableau IV.6. Vérifications des contraintes des poteaux.

Section (cm ²)	Sollicitation	N _s (kN)	M _s (kN)	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Vérification
75*75	N _{max} ► M _{2corr}	-3700.23	1.76	116.8	250	7.79	15	Vérifiée
	N _{max} ► M _{3corr}	-3700.23	-35.06	124.3	250	8.34	15	Vérifiée
	M _{2max} ► N _{corr}	-2102.18	107.55	90.4	250	6.19	15	Vérifiée
	M _{3max} ► N _{corr}	-3220.63	-91.14	121.9	250	8.27	15	Vérifiée
70*70	N _{max} ► M _{2corr}	-2767.09	8.39	79.4	250	5.3	15	Vérifiée
	N _{max} ► M _{3corr}	-2767.09	-65.21	90.5	250	6.12	15	Vérifiée
	M _{2max} ► N _{corr}	-1759.9	-89.24	6.7	250	4.57	15	Vérifiée
	M _{3max} ► N _{corr}	-2730.96	74.64	91.8	250	6.21	15	Vérifiée
65*65	N _{max} ► M _{2corr}	-2326.59	9.27	77.9	250	5.17	15	Vérifiée
	N _{max} ► M _{3corr}	-2326.59	-70.29	91.9	250	6.24	15	Vérifiée
	M _{2max} ► N _{corr}	-1467.97	-91.51	69.2	250	4.76	15	Vérifiée
	M _{3max} ► N _{corr}	-2295.43	75.33	92	250	6.26	15	Vérifiée
60*60	N _{max} ► M _{2corr}	-1899.94	11.35	76.6	250	5.13	15	Vérifiée
	N _{max} ► M _{3corr}	-1899.94	-67.08	93.9	250	6.42	15	Vérifiée
	M _{2max} ► N _{corr}	-1181.66	-81.36	70.8	250	4.91	15	Vérifiée
	M _{3max} ► N _{corr}	-1873.39	72.57	94.6	250	6.48	15	Vérifiée
55*55	N _{max} ► M _{2corr}	-1485.59	13.53	72.6	250	4.88	15	Vérifiée
	N _{max} ► M _{3corr}	-1485.59	-68.13	94.1	250	6.49	15	Vérifiée
	M _{2max} ► N _{corr}	-900.51	-97.91	79.3	250	5.6	15	Vérifiée
	M _{3max} ► N _{corr}	-1463.2	77.25	96.6	250	6.69	15	Vérifiée
50*50	N _{max} ► M _{2corr}	-1080.86	11.86	64.8	250	4.38	15	Vérifiée
	N _{max} ► M _{3corr}	-1080.86	-56.64	87.7	250	6.11	15	Vérifiée
	M _{2max} ► N _{corr}	-366.75	102.18	86.4	250	6.63	15	Vérifiée
	M _{3max} ► N _{corr}	-676.98	-73.56	74.4	250	5.32	15	Vérifiée
40*40	N _{max} ► M _{2corr}	-315.34	5.83	31.9	250	2.19	15	Vérifiée
	N _{max} ► M _{3corr}	-315.34	-16.73	42.2	250	3	15	Vérifiée
	M _{2max} ► N _{corr}	-149.44	48.80	71.8	250	5.94	15	Vérifiée
	M _{3max} ► N _{corr}	-133.24	70.22	96.9	250	8.38	15	Vérifiée

IV.2.7. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{Tu}{b*d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,1 * f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa.}$$

Avec :

- Tu : L'effort tranchant maximum entre l'ELU et l'ELA.

- b : Largeur de la section du poteau.

Chapitre IV. Ferrailage des éléments résistants

- d : Hauteur utile de la section du poteau (h-c).

- τ_u : Contrainte de cisaillement.

- $\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

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

Selon [2]

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

- $\bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,1 \times\} * f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\}$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon [1]

$$\tau_u = \rho d * f_{c28}$$

$$\rho d = 0,075 \text{ si l'élanement } \lambda g \geq 5$$

$$\rho d = 0,040 \text{ si l'élanement } \lambda g < 5$$

Avec :

- λ : L'élanement du poteau $\lambda = \frac{L_f}{a}$

- L_f : Longueur de flambement.

- a : Coté du poteau dans le sens de calcul.

Chapitre IV. Ferrailage des éléments résistant

Tableau IV.7. Vérifications de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux Section (cm ²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρd	τ_u^{RPA} (MPa)	τ_u^{CBA} (MPa)	Obser
RDC (75*75)	97.52	0.18	3.81	0.040	1	2.5	vérif
1^{er} (75*75)	97.52	0.18	3.17	0.040	1	2.5	vérif
2^{ème} (70*70)	91.2	0.19	3.4	0.040	1	2.5	vérif
3^{ème} (65*65)	95.52	0.23	3.66	0.040	1	2.5	vérif
4^{ème} (60*60)	93.31	0.28	3.97	0.040	1	2.5	vérif
5^{ème} (55*55)	97.56	0.34	4.33	0.040	1	2.5	vérif
6^{ème} /7^{ème} (50*50)	134.94	0.57	4.76	0.040	1	2.5	vérif
8^{ème} (40*40)	82.24	0.56	5.95	0.075	1.875	2.5	vérif

IV.2.8. Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules suivantes Selon [2]

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

Chapitre IV. Ferrailage des éléments résistants

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

\emptyset_t : Diamètre des armatures transversales.

\emptyset_l : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon [1]
$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

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 : élancement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10 \phi_l \right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

\emptyset_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 :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation} \dots\dots\dots \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élançement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 500 \text{ MPa}$ (FeE50).

Selon [4]

Les armatures transversales doivent entourer toutes les barres longitudinales de diamètre supérieure à 20 mm. Toutes fois, on ne peut pas prendre en compte, dans les calculs, les armatures comprimées qui ne sont pas ligaturées tous les 15 diamètre au plus, par des armatures transversales [BAEL 91/A.4.2,1]

Le diamètre des armatures transversales \emptyset est donné par le tableau suivant à partir de la relation :

$$\emptyset_t \geq \frac{1}{3} \emptyset_{l \max}$$

$\emptyset_{l \max}$ étant le plus grand diamètre des armatures longitudinales

Tableau IV.8. Diamètre des armatures transversales.

$\emptyset_{l \max}$	≤ 20	25	32	40
\emptyset_t	6	8	10	14

Chapitre IV. Ferrailage des éléments résistants

Tableau IV.9. Espacement des cadres des poteaux.

Etage	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _l (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC/ 1^{er}	75*75	4HA25+8HA20+4HA16	16	10	15
2^{ème}	70*70	12HA20+4HA16	16	10	15
3^{ème}	65*65	12HA20+4HA14	14	10	10
4^{ème}	60*60	16HA16	16	10	15
5^{ème}	55*55	12HA16+4HA14	14	10	10
6^{ème} /7^{ème}	50*50	4HA16+12HA14	14	10	10
8^{ème}	40*40	4HA14+12HA12	12	10	10

Tableau IV.10. Choix des armatures transversale pour les poteaux.

Etage	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g	ρ _a	Tu ^{max}	Zone	S _l (cm)	A _l ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{Adopté} (cm ²)
RDC	75*75	2.856	3.81	3.75	97.52	N	10	2.56	8HA10	6.28
						C	15	4.61	8HA10	6.28
1^{er}	75*75	2.38	3.17	3.75	97.52	N	10	3.07	8HA8	4.02
						C	15	3.9	8HA8	4.02
2^{ème}	70*70	2.38	3.4	3.75	91.2	N	10	2.87	8HA10	6.28
						C	15	4.31	8HA10	6.28
3^{ème}	65*65	2.38	3.66	3.75	95.52	N	10	3.01	8HA10	6.28
						C	15	4.52	8HA10	6.28
4^{ème}	60*60	2.38	3.97	3.75	93.31	N	10	2.94	8HA8	4.02
						C	10	2.94	8HA8	4.02
5^{ème}	55*55	2.38	4.33	3.75	97.56	N	10	3.07	8HA8	4.02
						C	10	3.07	8HA8	4.02
6^{ème} /7^{ème}	50*50	2.38	4.76	3.75	134.94	N	10	4.25	8HA10	6.28
						C	10	4.25	8HA10	6.28
8^{ème}	40*40	2.38	5.95	2.5	82.24	N	10	1.72	8HA8	4.02
						C	10	1.72	8HA8	4.02

IV.2.9. Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50 \times \emptyset l$ (zone III) [1]

$\emptyset = 25 \text{ mm} \dots \dots \dots L_r = 125 \text{ cm}$

$\emptyset = 20 \text{ mm} \dots \dots \dots L_r = 100 \text{ cm}$

$\emptyset = 16 \text{ mm} \dots \dots \dots L_r = 80 \text{ cm}$

$\emptyset = 14 \text{ mm} \dots \dots \dots L_r = 70 \text{ cm}$

$\emptyset = 12 \text{ mm} \dots \dots \dots L_r = 60 \text{ cm}$

IV.2.10. Ferrailage des poteaux du sous-sol

Le calcul des poteaux du sous-sol se fait en compression simple, le ferrailage est donné par :

$$A_s \geq \left(\frac{Nu}{\alpha} - \frac{Br}{0,9} \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Br : Section réduite du poteau : $[Br = (a - 2)(b - 2)] \text{ cm}^2$

α : Coefficient dépendant de l'élançement.

$\lambda = L_f / i$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0,6 \times \frac{(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration. $i = \sqrt{I/B}$

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau ($B = a \times b$).

N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.

La longueur de flambement $L_f = 0,7 \times l_0$.

a- Calcul de l'effort normal pondéré

- Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est donné par l'ETABS

$$N_{u(RDC)} = 5102.99 \text{ kN}$$

$$N_{u(s.sol)} = 511.84 \text{ kN}$$

$$N_{u \text{ totale}} = 5614.83 \text{ kN}$$

b- Calcul de ferrailage :

$$i = \frac{a}{\sqrt{12}} = \frac{75}{\sqrt{12}} = 21.65 \text{ cm}$$

$$\lambda = L_f/i = 214.2/21.65 = 9.89 \dots\dots\dots \lambda \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 2\left(\frac{9.89}{35}\right)^2} = 0.837$$

$$B_r = (75-2) \times (75-2) = 5329 \text{ cm}^2$$

$$N_u = 5614.83 \text{ kN}$$

$$A_s \geq \left(\frac{5614.83 \times 10^3}{0.837} - \frac{5329 \times 10^2}{0.9} \cdot \frac{25}{1.5} \right) \frac{1.15}{500} = -72.68 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_{s \text{ min}}^{\text{RPA}} = 0.9\% B.$$

$$A_s = A_{s \text{ min}}^{\text{RPA}} = 50.625 \text{ cm}^2.$$

Le calcul en compression simple des poteaux du deux sous-sol a donné une section inférieure celle exigée par le **RPA 99/ version 2003**, par conséquent on retient pour le ferrailage de ces poteaux la même section d'armature que les poteaux du **RDC** :

$$4\text{HA}25+8\text{HA}20+4\text{HA}16 = 52.82 \text{ cm}^2.$$

IV.2.11. Schéma de ferrailage de poteaux

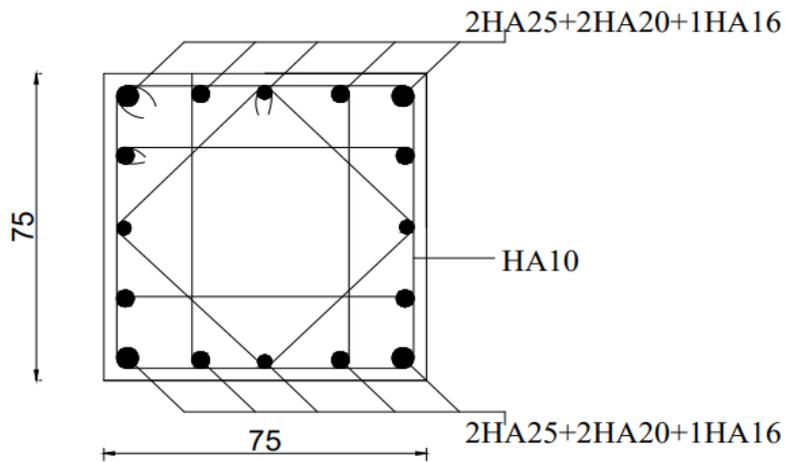


Figure IV.2. Schéma de ferrailage des poteaux de sous-sol, RDC.

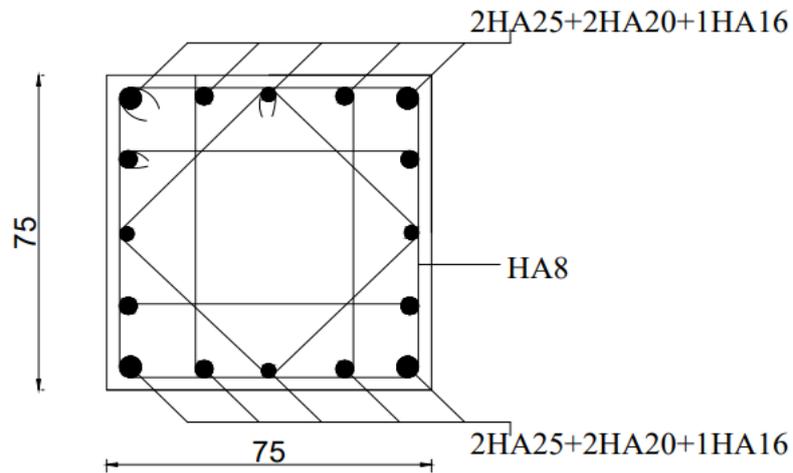


Figure IV.3. Schéma de ferrailage des poteaux de 1^{er} étage.

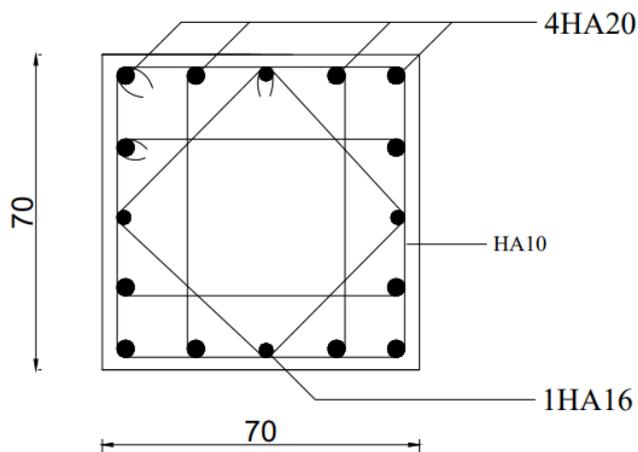


Figure IV.4. Schéma de ferrailage des poteaux de 2^{ème} étage.

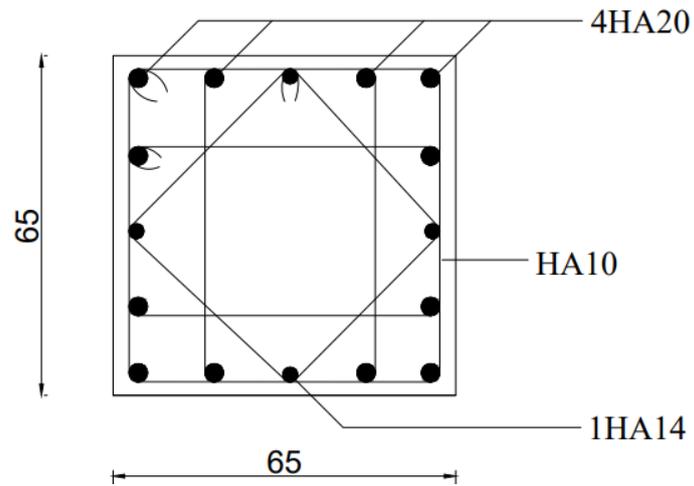


Figure IV.5. Schéma de ferrailage des poteaux de 3^{ème} étage.

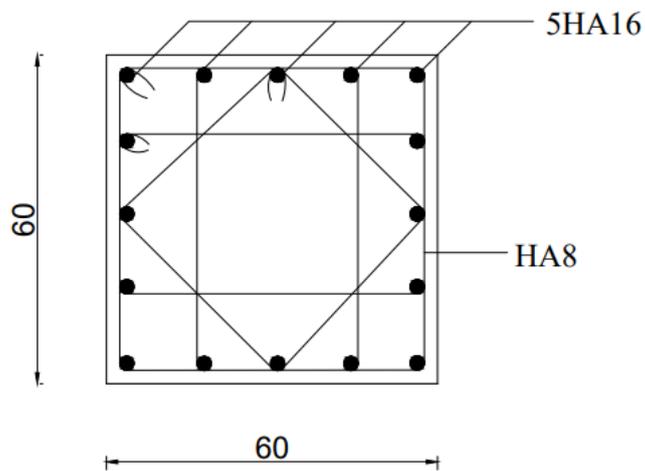


Figure IV.6. Schéma de ferrailage des poteaux de 4^{ème} étage.

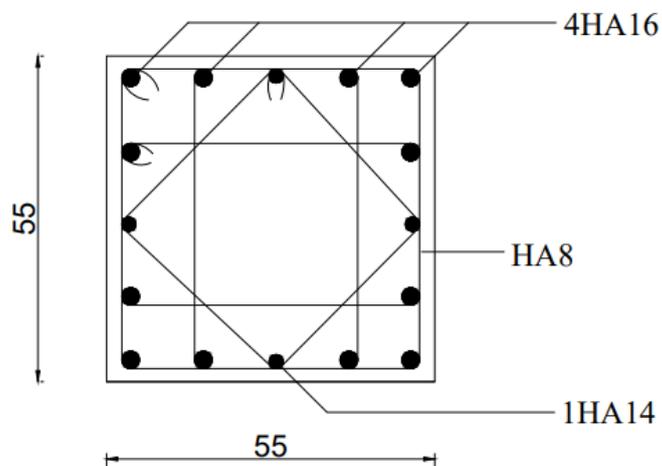


Figure IV.7. Schéma de ferrailage des poteaux de 5^{ème} étage.

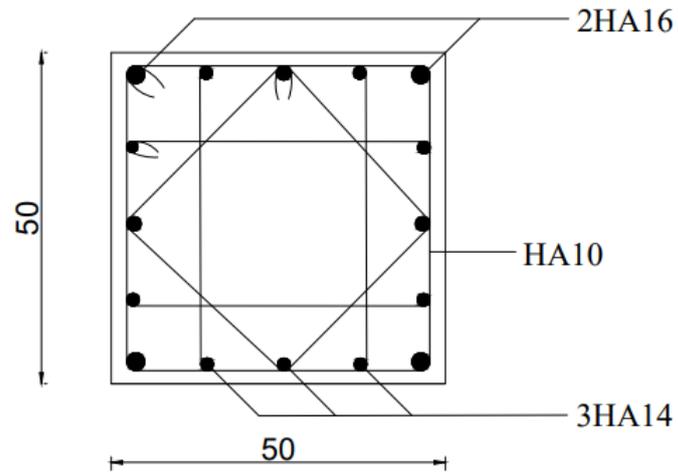


Figure IV.8. Schéma de ferrailage des poteaux de 6^{ème} et 7^{ème} étage.

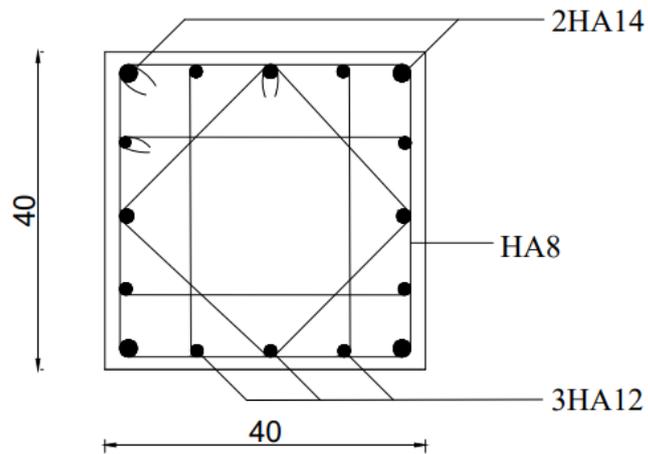


Figure IV.9. Schéma de ferrailage des poteaux de 8^{ème} étage.

IV.3. Ferrailage des poutres

IV.3.1. Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher vers les poteaux, Elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant. Leur ferrailage donc sera déterminé en flexion simple à l'ELU et l'ELA, puis vérifié à l'état limite de service (ELS), suivant les recommandations du RPA99/version 2003.

IV.3.2. Les combinaisons d'actions :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- Combinaisons fondamentales : selon [3] :

- E.L.U: $1.35 G + 1.5 Q$
- E.L.S: $G + Q$

- Combinaisons exigées par [1]

- $0.8 G \pm E$
- $G + Q \pm E$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

IV.3.3. Recommandations des règlements BAEL [2] et RPA99 [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 [1] :

4 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

- La longueur minimale de recouvrement est de $50 \varnothing$ en zone III [1].

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° [1].

- La quantité d'armatures transversales " A_t ", est donnée par : $A_t = 0,003 \times St \times b$ [1].

Avec :

b : largeur de la poutre.

St : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :

$$St \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4} ; 12\emptyset \right] \text{ (zone nodale).}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \text{ (zone courante).}$$

h : Hauteur de la poutre.

\emptyset : Diamètre maximale des barres d'acier longitudinales.

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes:

- Situation durable :
 - Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
 - Acier : $\gamma_s = 1.15$; FeE 500 ; $\sigma_s = 435$ MPa.
- Situation accidentelle :
 - Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa.
 - Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 500 ; $\sigma_s = 500$ MPa.

IV.3.4. Calcul du ferrailage

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel ETABS. Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

On dispose de 2 types de poutres :

- Poutre porteuse de : 30×45 cm²
- Poutre non porteuse de : 30×40 cm²

IV.3.4.1 Poutre porteuse 30×45

Tableau IV.11. Ferrailages des poutres porteuses situation durable.

<i>Etage</i>	<i>Section</i> (<i>cm</i> ²)	<i>Position</i>	<i>M</i> ^{max} <i>ELU</i> (<i>kN.m</i>)	<i>A</i> _s (<i>cm</i> ²)	<i>A</i> _s ' (<i>cm</i> ²)
<i>8^{ème}</i>	30*45	Travée	107.53	6.4	0
		Appui	-163.95	0	10.31
<i>7^{ème}/RDC</i>	30*45	Travée	85.06	4.97	0
		Appui	-176.29	0	11.24

Tableau IV.12. Ferrailages des poutres porteuses situation accidentelle 0.8G±E.

<i>Etage</i>	<i>Section</i> (<i>cm</i> ²)	<i>Position</i>	<i>M</i> ^{max} (<i>kN.m</i>)	<i>A</i> _s (<i>cm</i> ²)	<i>A</i> _s ' (<i>cm</i> ²)
<i>8^{ème}</i>	30*45	Travée	72.78	3.59	0
			46.25	2.25	0
		Appui	-41.29	0	2
			-140.91	0	7.2
<i>7^{ème}/RDC</i>	30*45	Travée	126.59	6.41	0
			33.05	1.6	0
		Appui	-28.08	0	1.35
			-188.76	0	9.91

Tableau IV.13. Ferrailages des poutres porteuses situation accidentelle G+Q±E.

<i>Etage</i>	<i>Section</i> (<i>cm</i> ²)	<i>Position</i>	<i>M</i> ^{max} (<i>kN.m</i>)	<i>A</i> _s (<i>cm</i> ²)	<i>A</i> _s ' (<i>cm</i> ²)
<i>8^{ème}</i>	30*45	Travée	95.52	4.76	0
			66.49	3.27	0
		Appui	-73.01	0	3.6
			-176.54	0	9.2
<i>7^{ème}/RDC</i>	30*45	Travée	131.45	6.68	0
			53.01	2.59	0
		Appui	-63.85	0	3.13
			-224.2	0	12.04

IV.3.4.2 Poutre non porteuse

Tableau IV.14. Ferrailages des poutres non porteuses situation durable.

<i>Etage</i>	<i>Section</i> (<i>cm</i> ²)	<i>Position</i>	<i>M</i> ^{max} <i>ELU</i> (<i>kN.m</i>)	<i>A_s</i> (<i>cm</i> ²)	<i>A_s'</i> (<i>cm</i> ²)
<i>8^{ème}</i>	30*40	Travée	28.82	1.84	0
		Appui	-39.07	0	2.52
<i>7^{ème}/ RDC</i>	30*40	Travée	32.44	2.08	0
		Appui	-75.02	0	5.02

Tableau IV.15. Ferrailages des poutres non porteuses situation accidentelle 0.8G±E.

<i>Etage</i>	<i>Section</i> (<i>cm</i> ²)	<i>Position</i>	<i>M</i> ^{max} (<i>kN.m</i>)	<i>A_s</i> (<i>cm</i> ²)	<i>A_s'</i> (<i>cm</i> ²)
<i>8^{ème}</i>	30*40	Travée	72.12	4.08	0
			12.34	0.67	0
		Appui	1.97	0.11	0
			-97.17	0	5.58
<i>7^{ème}/ RDC</i>	30*40	Travée	126.07	7.4	0
			14.09	0.77	0
		Appui	-2.53	0	0.14
			-150.79	0	9.02

Tableau IV.16. Ferrailages des poutres non porteuses situation accidentelle G+Q±E.

<i>Etage</i>	<i>Section</i> (<i>cm</i> ²)	<i>Position</i>	<i>M</i> ^{max} (<i>kN.m</i>)	<i>A_s</i> (<i>cm</i> ²)	<i>A_s'</i> (<i>cm</i> ²)
<i>8^{ème}</i>	30*40	Travée	68.43	3.86	0
			18.56	1.01	0
		Appui	-5.84	0	0.32
			-101.5	0	5.85
<i>7^{ème}/ RDC</i>	30*40	Travée	122.38	7.16	0
			21	1.15	0
		Appui	-4.08	0	0.22
			-169.36	0	10.28

Chapitre IV. Ferrailage des éléments résistants

Choix d'armature

Tableau IV.17. Choix des armatures pour les poutres porteuses (30*45).

<i>Etage Section (cm²)</i>	<i>Position</i>	<i>A_s^{cal} cm²</i>	<i>A_s^{cal} cm²</i>	<i>Choix D'armatures Supérieures</i>	<i>Choix D'armatures Inférieure</i>	<i>A_s^{Adopté} cm²</i>	<i>A_s^{Adopté} cm²</i>	<i>A_s^{min} (RPA) cm²</i>	<i>A_s^{max} (ZC) cm²</i>	<i>A_s^{max} (ZN) cm²</i>
<i>8^{ème} (30*45)</i>	Appui	10.31	0	3HA16+3HA14	3HA14	10.65	4.62	6.75	54	81
	Travée	0	6.4	3HA16	3HA14+2HA12	6.03	6.88			
<i>7^{ème}/RDC (30*45)</i>	Appui	12.04	0	6HA16	3HA14	12.06	4.62	6.75	54	81
	Travée	0	6.68	3HA16	3HA14+2HA12	6.03	6.88			

Tableau IV.18. Choix des armatures pour les poutres non porteuses (30*40).

<i>Etage Section (cm²)</i>	<i>Position</i>	<i>A_s^{cal} cm²</i>	<i>A_s^{cal} cm²</i>	<i>Choix D'armatures Inférieure</i>	<i>Choix D'armatures Supérieures</i>	<i>A_s^{Adopté} cm²</i>	<i>A_s^{Adopté} cm²</i>	<i>A_s^{min} (RPA) cm²</i>	<i>A_s^{max} (ZC) cm²</i>	<i>A_s^{max} (ZN) cm²</i>
<i>8^{ème} (30*40)</i>	Travée	4.08	0	5HA12	3HA12	5.65	3.39	6	48	72
	Appui	0	5.85	3HA12	6HA12	3.39	6.79			
<i>7^{ème}/RDC (30*40)</i>	Travée	7.4	0	5HA14	3HA16	7.7	6.03	6	48	72
	Appui	0	10.28	3HA14	3HA16+3HA14	4.62	10.65			

IV.3.5. Vérifications

IV.3.5.1. Condition de non-fragilité

$$A_s \geq A_{s \min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \quad f_e = 500 \text{ MPa}$$

Tableau IV.19. Vérification de condition de non fragilité.

<i>Type</i>	<i>Section</i>	<i>A_s^{min} choisis</i>	<i>A_s^{min}</i>	<i>observation</i>
<i>Poutre porteuse</i>	30*45	6.88	1.22	vérifiée
<i>Poutre non porteuse</i>	30*40	5.65	1.07	vérifiée

IV.3.6. Vérification des contraintes à 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 :** $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- **Acier :**

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \xi = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\}$.

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable. On doit vérifier que :

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

- **Remarque :** La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel *SOCOTEC*.

IV.3.6.1. Poutre porteuse

Tableau IV.20. Vérification des poutres porteuse à l'ELS.

<i>Etage</i>	<i>Position</i>	<i>M_{ser}</i> (<i>KN.m</i>)	<i>σ_{bc}</i> (<i>MPa</i>)	<i>σ̄_{bc}</i> (<i>MPa</i>)	<i>σ_s</i> (<i>MPa</i>)	<i>σ̄_s</i> (<i>MPa</i>)	<i>observation</i>
<i>8^{ème}</i> (30*45)	Appui	-120.39	11.4	15	302.6	250	Non vérifiée
	Travée	78.68	8.18	15	299.2	250	Non vérifiée
<i>7^{ème}/RDC</i> (30*45)	Appui	-127.97	11.7	15	285.8	250	Non vérifiée
	Travée	61.87	6.44	15	235.3	250	vérifiée

Remarque : L'ELS n'est pas vérifiée dans les aciers alors on peut augmenter la section d'armatures et/ou la section du béton pour une légère augmentation des diamètres des armatures pour des raisons de réalisation.

Chapitre IV. Ferrailage des éléments résistants

On augmente la section des poutres porteuses ; soit (30*55) cm² au lieu de (30*45) cm².

Tableau IV.21. Corrections des sections du béton et d'acier dans les poutres porteuses à l'ELS.

<i>Etage</i>	<i>Position</i>	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	<i>observation</i>
8^{ème} (30*55)	Appui	3HA14 = 4.62	5HA16+1HA12 = 11.18	8.45	15	244.8	250	vérifiée
	Travée	5HA14 = 7.7	3HA16 = 6.03	6.47	15	246.1	250	vérifiée
7^{ème}/RDC (30*55)	Appui	3HA16 = 6.03	6HA16 = 12.06	8.76	15	249.8	250	vérifiée
	Travée	3HA16+2HA12 = 8.29	3HA16 = 6.03	4.86	15	176.2	250	vérifiée

IV.3.6.2. Poutre non porteuse

Tableau IV.22. Vérification des poutres non porteuse à l'ELS.

<i>Etage</i>	<i>Position</i>	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	<i>observation</i>
8^{ème} (30*40)	Appui	-28.48	3.97	15	126.3	250	vérifiée
	Travée	20.83	3.09	15	110.2	250	vérifiée
7^{ème}/2^{ème} (30*40)	Appui	-54.63	6.34	15	156.9	250	vérifiée
	Travée	23.44	2.87	15	91.4	250	vérifiée

• **Choix finals des armatures**

Tableau IV.23. Choix finals des armatures des poutres.

<i>Poutres section (cm²)</i>	<i>Etage</i>	<i>Position</i>	<i>Armature Inferieure</i>	<i>Armature Supérieure</i>
<i>Poutre porteuse (30*55)</i>	<i>8^{ème}</i>	Appui	3HA14	5HA16+1HA12
		Travée	5HA14	3HA16
	<i>7^{ème}/RDC</i>	Appui	3HA16	6HA16
		Travée	3HA16+2HA12	3HA16
<i>Poutre non porteuse (30*40)</i>	<i>8^{ème}</i>	Travée	5HA12	3HA12
		Appui	3HA12	6HA12
	<i>7^{ème}/RDC</i>	Travée	5HA14	3HA16
		Appui	3HA14	3HA16+3HA14

IV.3.7. Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\tau = \frac{T_s}{b*d} \leq \bar{\tau} = \text{Min} \{0,1 * f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa. Selon [1].}$$

Avec :

- T_u : L'effort tranchant maximum entre l'ELU et l'ELA.
- b : Largeur de la section de la poutre.
- d : Hauteur utile de la poutre.

IV.3.7.1. Poutre porteuse

Tableau IV.24. Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres porteuses (30*55).

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>T_s (KN)</i>	<i>τ (Mpa)</i>	<i>τ̄ (MPa)</i>	<i>Observation</i>
<i>8^{ème}</i>	30*55	164.91	1.06	2.5	vérifiée
<i>7^{ème}/RDC</i>		174.29	1.12	2.5	vérifiée

IV.3.7.2. Poutre non porteuse

Tableau IV.25. Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres non porteuses.

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>T_s (KN)</i>	<i>τ (Mpa)</i>	<i>τ̄ (Mpa)</i>	<i>Observation</i>
<i>8^{ème}</i>	30*40	60.59	0.55	2.5	vérifiée
<i>7^{ème}/2^{ème}</i>	30*40	117.59	1.06	2.5	vérifiée

IV.3.8. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE500 (f_e = 500MPa).

Selon [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

Selon [1]

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

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

On prend : $\phi_t = 8\text{mm}$

Tableau IV.26. Choix des armatures transversales pour les poutres.

<i>Sens</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>T (kN)</i>	τ (Mpa)	<i>BAEL</i>	<i>RPA99/2003</i>		<i>S_t^{Adop} (cm)</i>		<i>A_t^{calculé} (cm²)</i>	<i>Choix (cm²)</i>
				<i>S_t (cm)</i>	<i>S_t (cm) ZN</i>	<i>S_t (cm) ZC</i>	<i>ZN</i>	<i>ZC</i>		
<i>Poutre porteuse</i>	30*55	174.29	1.12	40	13.75	27.5	10	25	2.25	4HA10 3.14
<i>Poutre non porteuse</i>	30*40	117.59	1.06	33.3	10	20	10	20	1.8	4HA8 2.01

IV.3.9 Recouvrement des armatures longitudinales

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

$\phi = 16\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 80\text{cm}$

$\phi = 14\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 70\text{cm}$

$\phi = 12\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 60\text{cm}$

IV.3.10. Arrêt des barres

- Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

- Armatures supérieures : $\begin{cases} \frac{L_{max}}{4} & \text{Appui en travée de rive} \\ \frac{L_{max}}{5} & \text{Appui en travée intermédiaire} \end{cases}$

Avec : $L_{max} = \max(L_{droite}, L_{gauche})$

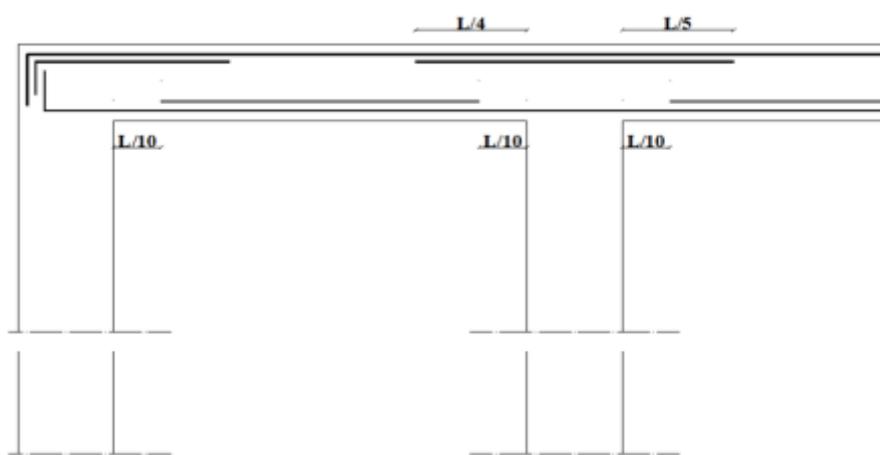


Figure IV.10. Les arrêtes des barres.

IV.3.11. Vérification de la flèche

On doit vérifier que : $f_{\max} \leq \bar{f}$

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

- **Remarque**

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

Tableau IV.27. Vérification de la flèche.

<i>Poutres section (cm²)</i>	<i>Etage</i>	Δ_f (mm)	f_{adm} (mm)	<i>Observation</i>
<i>Poutre porteuse (30*55)</i>	<i>8^{ème}</i>	4.14	11	vérifiée
	<i>7^{ème}/RDC</i>	2.3	11	vérifiée
<i>Poutre non porteuse (30*40)</i>	<i>8^{ème}</i>	1.23	10	vérifiée
	<i>7^{ème}/ RDC</i>	1.95	10.5	vérifiée

IV.3.12. Vérification des poutres sous contraintes thermiques

Le règlement **CBA93** [3] exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25m.

Il convient de fixer les valeurs des variations de température réellement subies par la structure compte tenu de l'inertie thermique des pièces et de leur isolation éventuelle. Les dilatations linéaires peuvent être évaluées en admettant forfaitairement un coefficient de dilatation du béton armé égal à 10^{-5} .

Selon le **C.B.A.93**, les variations uniformes de température sont les suivantes :

En Algérie du Nord (climat tempéré) : [35° C, 15° C].

Pour le proche et le moyen Sud : [45° C, 20° C].

Pour l'extrême Sud : [+ 50° C, 30° C].

Sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le rétrécissement de l'élément est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = \alpha l_0 \Delta T \dots\dots\dots(1)$$

$$\zeta = \frac{\Delta L}{l_0} \dots\dots\dots(2)$$

On substitue l'équation (2) dans l'équation (1), on obtient :

$$\zeta = \alpha \Delta T \dots\dots\dots(3)$$

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est :

$$\sigma = E \cdot \zeta \dots\dots\dots(4)$$

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient :

$$\sigma = E \cdot \alpha \cdot \Delta T \dots\dots\dots(5)$$

Avec :

ΔL : Variation de la longueur de l'élément.

ΔT : Variation de la température ($\Delta T = 20c^\circ$).

α : Coefficient de dilatation thermique ($\alpha = 10^{-5}$)

l_0 : Longueur de la poutre.

σ : Contrainte thermique.

E : Module de Young (E = 10818.87 MPa).

Chapitre IV. Ferrailage des éléments résistants

Donc : $\sigma = 10818.87 \cdot 10^{-5} \cdot 20 = 2.16 \text{ MPa}$

- La fissuration est considérée préjudiciable (uniquement pour les poutres de rive).

On doit vérifier que : $\left\{ \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \sigma < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \right.$

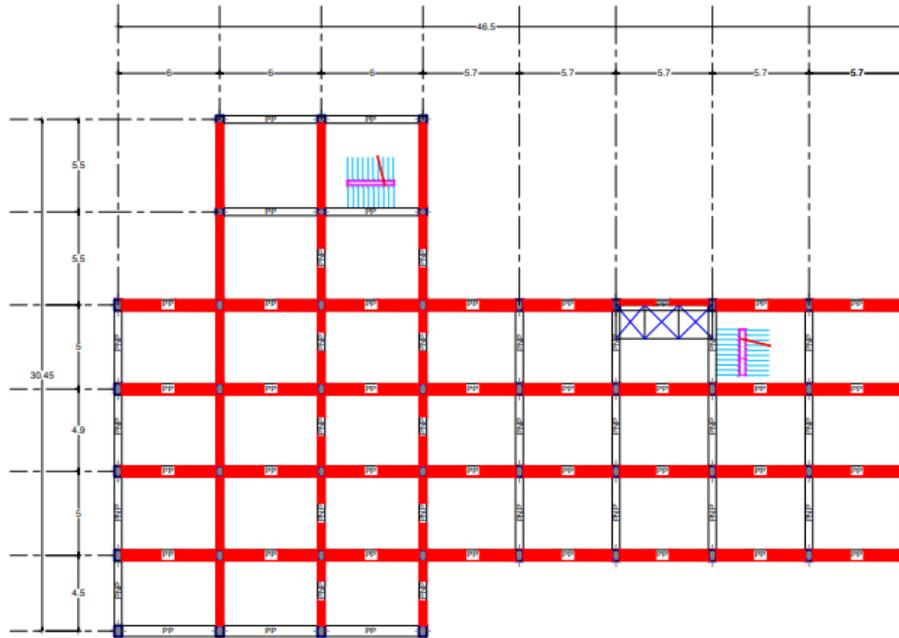


Figure IV.11. Vue en plan poutres terrasses.

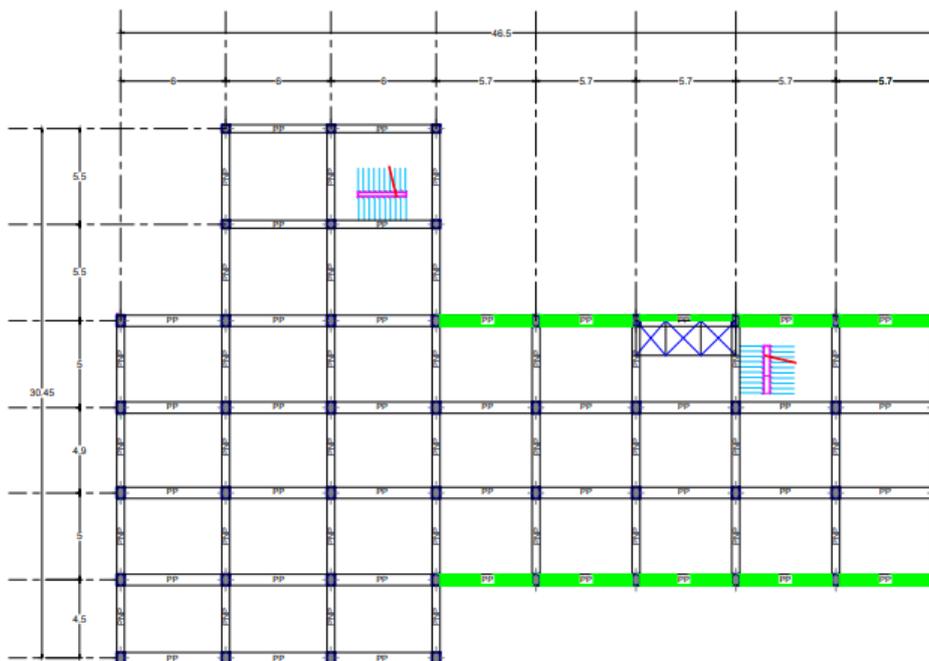


Figure IV.12. Vue en plan poutres étage courant.

La vérification de la contrainte thermique a été faite pour les poutres de la terrasse dépassant les 25m (voir en rouge sur la figure ci-avant) et pour les poutres du périmètre des étages (voir en vert sur la figure ci-avant).

Tableau IV.28. Vérification thermique.

Poutres	Etage Section (cm ²)	Position	M_{ser} (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ (MPa)	$\sigma_{bc} + \sigma$ (MPa)	σ_{bc}^{dd} (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s^{add} (MPa)	Vérification
Poutre porteuse (30*55)	8 ^{ème}	Appui	-127.53	8.45	2.16	10.61	15	244.8	250	vérifiée
		Travée	84.45	6.07	2.16	8.23	15	230.6	250	vérifiée
	7 ^{ème} /RDC	Appui	-77.53	4.15	2.16	6.31	15	135.4	250	vérifiée
		Travée	32.48	2.28	2.16	4.44	15	82.6	250	vérifiée
Poutre non porteuse (30*40)	8 ^{ème}	Appui	-27.12	3.78	2.16	5.94	15	120.3	250	vérifiée
		Travée	20.83	3.09	2.16	5.25	15	110.2	250	vérifiée

IV.3.13. Dessin de Ferrailage des Poutres

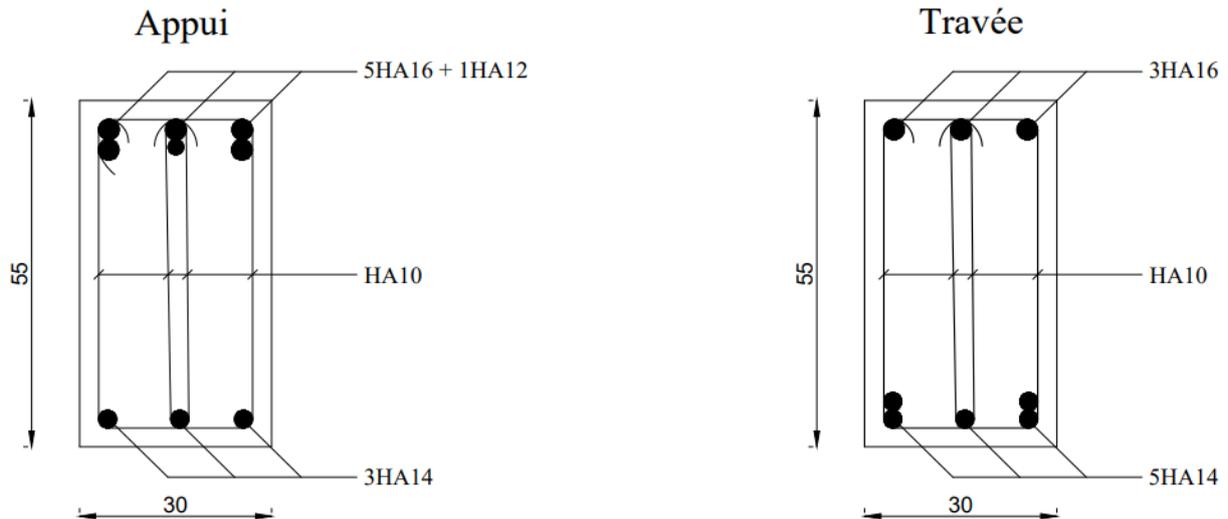


Figure IV.13. Schéma de ferrailages des poutres porteuses du 8^{ème} étage.

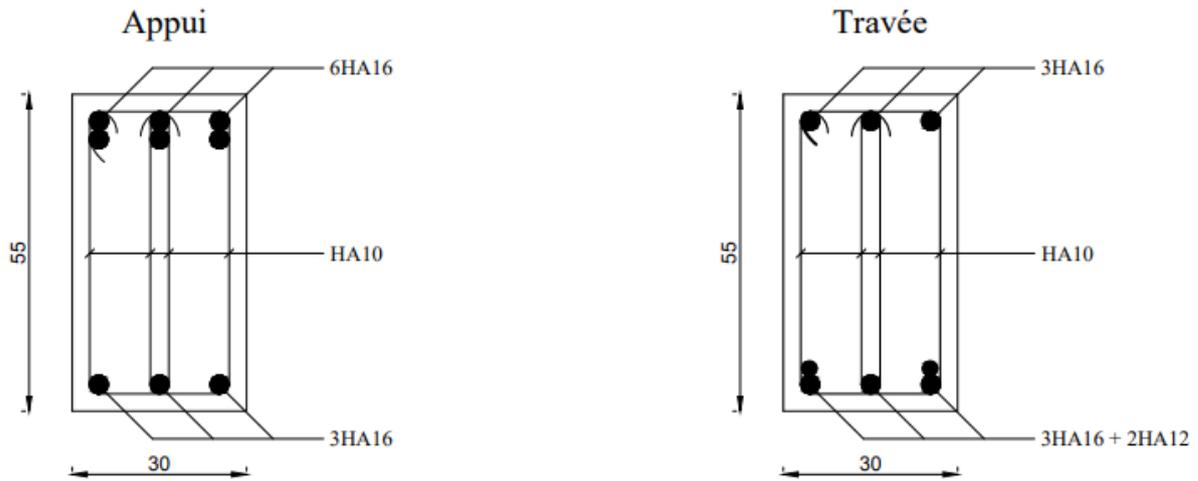


Figure IV.14. Schéma de ferrailages des poutres porteuses du RDC au 7^{ème}.



Figure IV.15. Schéma de ferrailages des poutres non porteuses du 8^{ème} étage.

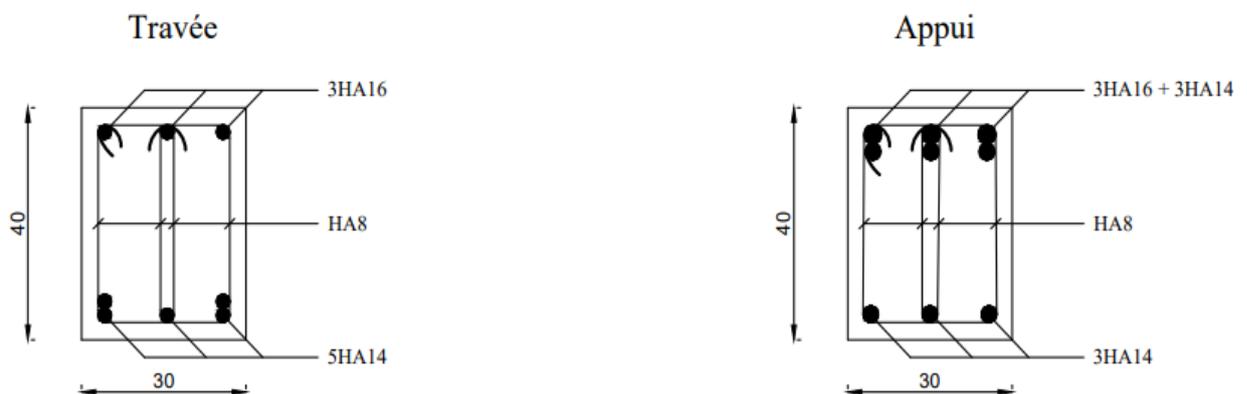


Figure IV.16. Schéma de ferrailages des poutres non porteuses RDC au 7^{ème}.

IV.4. Ferrailage des voiles

IV.4.1. Introduction

Les voiles sont des écrans rigides ayant deux dimensions en plan (longueur, largeur) plus importantes que la troisième dimension (épaisseur).

Les voiles sont chargés dans leur plan et ont pour principales fonctions :

- De reprendre une partie des charges verticales revenant des planchers.
- De participer au contreventement de la structure.
- Protection contre les incendies (cages d'escaliers et ascenseurs).
- Isolation acoustique.

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base.

La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête. Le ferrailage des voiles est constitué :

- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile et d'armatures verticales uniformément réparties.
- D'armatures horizontales, parallèles au plan du mur, uniformément réparties
- D'armatures transversales (épingles) (perpendiculaires aux parements du voile).

Les extrémités des voiles sont soumises à d'importants efforts de traction et de compression, ce couple est repris par les armatures disposées dans ces zones. Des armatures horizontales et verticales distribuées au long de l'âme du voile auront pour rôle de reprendre l'effort tranchant. Les cadres et épingles permettent d'assurer le confinement des armatures verticales.

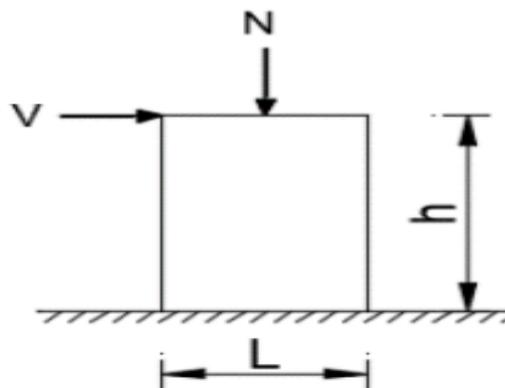


Figure IV.17. Éléments soumis à la flexion composée.

IV.4.2.1. Longueur de flambement (murs non raidis latéralement)

Soit :

l : la hauteur libre du mur.

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

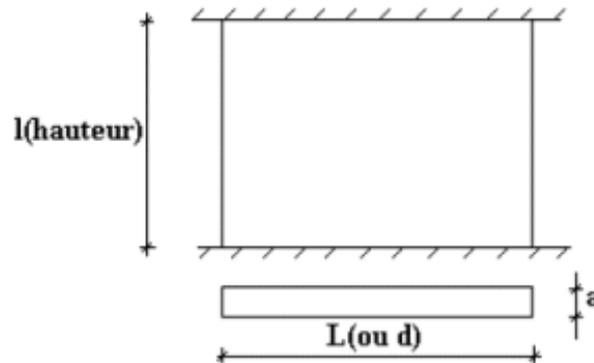


Figure IV.18. Dimension en élévation d'un mur.

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

Les valeurs du rapport (l_f/l) sont données par le tableau suivant :

Tableau IV.29. Valeur de coefficient K.

Liaison du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
		Valeurs de k	
Mur encasté en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0.80	0.85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0.85	0.90
Mur articulé en tête et en pied		1.00	1.00

Chapitre IV. Ferrailage des éléments résistant

L'élançement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

IV.4.2.2. Efforts de compression en ELU

Soient :

- l_f : longueur de flambement (§. V.4.2.2.2).
- a : Épaisseur du voile.
- d : Longueur du voile.
- f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à 28 jours.

f_e : Limite élastique de l'acier.

- $\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$).
- $\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$).

NB : Les valeurs de α données par le tableau ci-dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

Tableau IV.30. Calcule de σ_b et σ_{bna} .

	Notation	Unités	Voiles armé verticalement t	Voile non armé verticalement
Elancement	λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	M^2	$d(\alpha - 0,02)$	
Pour $\lambda \leq 50$ Pour $50 \leq \lambda \leq 80$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$ $0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$
Effort limite ELU	$N_{u \text{ lim}}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

Remarque : Si la contrainte moyenne de compression dépasse la contrainte de béton armé σ_{ba} , on devra Augmenter les dimensions du voile.

IV.4.2.3. Procédure De Ferrailage Des Trumeaux (méthode simplifiée basée sur les contraintes)

IV.4.2.3.1 Introduction

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements B.A.E.L [2] et RPA [1].

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

IV.4.2.3.2 Aciers verticaux

- Zone comprimée :

Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression.

Dans ce cas le Voile n'est pas armé à la compression, on prend :

$A_s = \text{Max} (\text{Min} \ll \text{BAEL [2]} \gg ; \text{Min} \ll \text{RPA [1]} \gg)$.

- Zone tendue :

Si $\sigma > 0 \rightarrow$ traction.

Lorsqu'une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne) σ_m vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_t}{e \times l_m}$$

Avec :

F_t : Force de traction.

e : Épaisseur du voile.

l_m : Longueur de la section considérée (maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier A_s tel que :

$$\frac{A_s}{s} = \frac{\sigma_m}{f_e} \Delta_s = A_v$$

Avec : $\Delta_s = e * l_m$

$\frac{A_s}{S}$: Quantité d'acier répartie sur les deux faces d'une surface S du voile.

Dans le modèle numérique, les voiles sont modélisés comme élément « Shell » à 4 nœuds, afin d'obtenir des résultats plus fiables, on procède à un maillage en petits éléments « Shell » aux dimensions « a » et « b » de façon à ce que le rapport « a/b » soit proche de l'unité.

Les valeurs des contraintes moyennes σ_m sont lues au milieu des mailles.

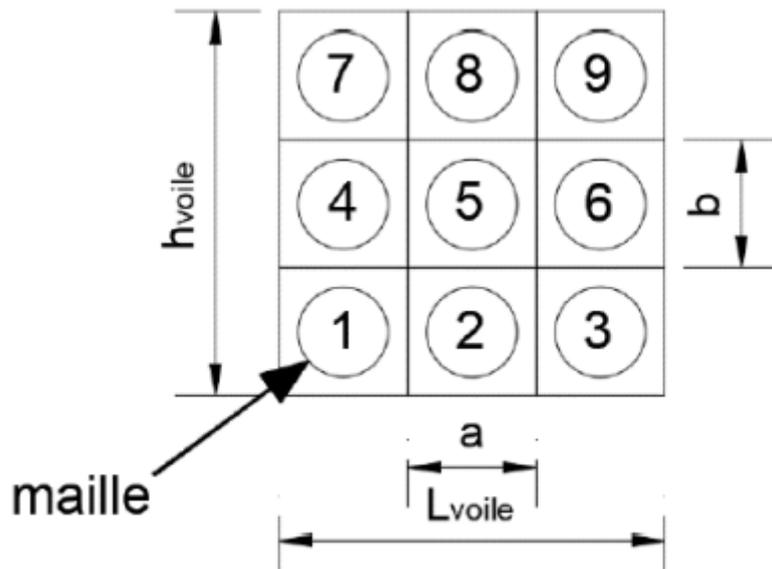


Figure IV.19. Maillage d'un voile.

IV.4.2.3.3 Aciers horizontaux

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \times b_0 \times S_t}{0.8(0.8 \times f_e)} = \frac{1.4 \times \tau_u \times a \times S_t}{0.8 \times f_e} \quad 1.25$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v$$

τ_u : Est donnée par l'interface graphique du ETABS

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v .

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau) $A_h \geq \text{Max} (A_{h1} ; A_{h2})$.

IV.4.2.4. Recommandations du RPA 99 pour le ferrailage des voiles

a. Armatures verticales (Article 7.7.4.1)

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendu devant rester au moins égale à 0.20 % de la section horizontale du béton tendu
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- Chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

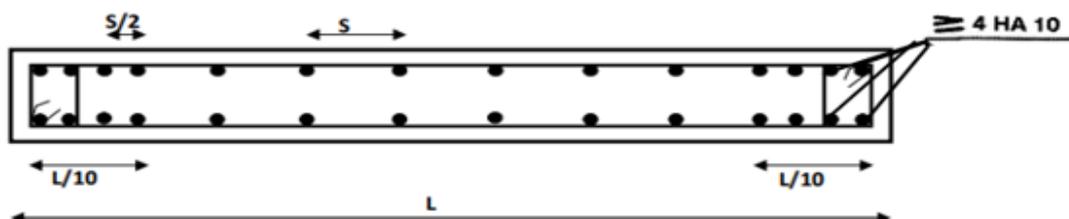


Figure IV.20. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

b. Armatures horizontales (Article 7.7.4.2)

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\emptyset$. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c. Règles communes (Article 7.7.4.3)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5 a$$

$$S \leq 30\text{cm}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
- $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible;
- $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

IV.4.2.5. Présentation des résultats

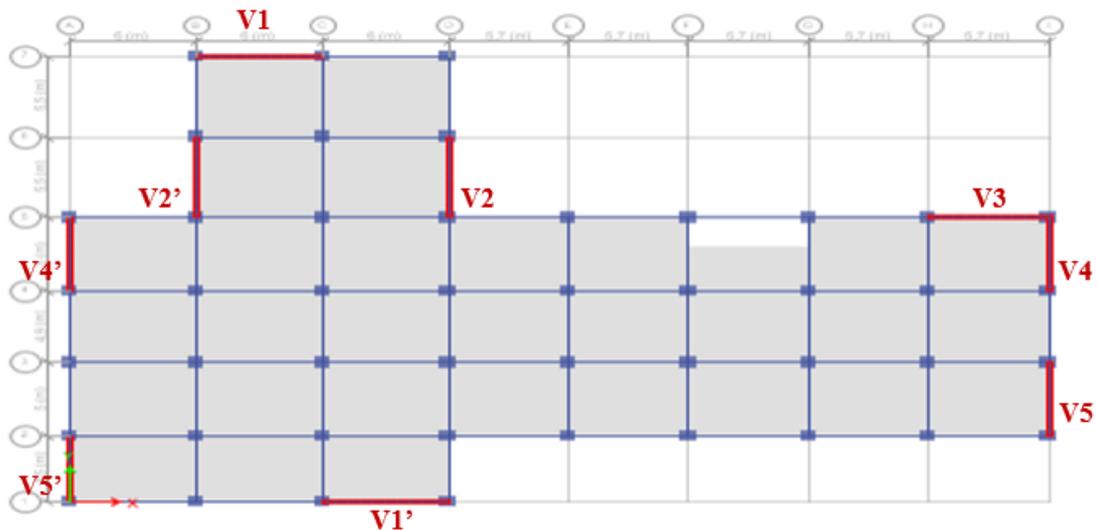


Figure IV.21. Repérage des voiles.

Tableau qui présente les caractéristiques des voiles :

Tableau IV.31. Caractéristiques des voiles.

Type de voile	Epaisseur (cm)	Longueur (m)	Nombre de maille	Li (m)
V1 et V1'	20	6	5	1.2
V2 et V2'	20	5,5	5	1.1
V3	20	5,7	5	1.14
V4 et V4'	20	5	5	1
V5	20	5	5	1
V5'	20	4,5	5	0.9

IV.4.2.5.1. Exemple de calcul (V4 ; V5)

Les deux voiles V4 et V5 ont les mêmes dimensions et se situe sur la même file de portique. D'après les résultats donnés par logiciel ETABS, on a trouvé que le voile V5 a des contraintes plus importantes, donc on ferraille ce dernier.

Soit :

Le voile de longueur : $L = 5 \text{ m}$

$a = 0.2 \text{ m}$ (épaisseur)

$h_e = 3.4 \text{ m}$ (hauteur d'étage courant).

Le voile est découpé en 5 mailles horizontales de même longueur $L_i = 1 \text{ m}$ et de section

$$S_i = L_i * a.$$

- **Contraintes limites :**

Pour une hauteur d'étage de $3.74d$ où la hauteur libre est égale à :

$$h_e = 3.4 - 0.4 = 3 \text{ m} \text{ (} 0.4 \text{ m : hauteur de la poutre).}$$

Tableau IV.32. Calcul de σ_b et σ_{bna} pour le voile V5.

	<i>Béton armé</i>	<i>Béton non armé</i>
<i>Longueur de flambement l_f (m)</i>	$0.8 * 3 = 2.4$	$0.85 * 3 = 2.55$
<i>Élancement λ</i>	$\lambda = \frac{2.4 * \sqrt{12}}{0.2} = 41.57$	$\lambda = \frac{2.55 * \sqrt{12}}{0.2} = 44.17$
<i>Coefficient α</i>	0.66	0.45
<i>Section réduite Br (par ml) $Br = d * (a - 0.02)$ Avec $d = 1m$</i>	$1 * (0.2 - 0.02) = 0.18$	$1 * (0.2 - 0.02) = 0.18$
<i>Contraintes limites $\sigma_{ba} = \frac{Nu \text{ lim}}{a * d}$ (étage courant)</i>	14.68	9.78
$\sigma_{ba} = \frac{Nu \text{ lim}}{a * d}$ (RDC)	15.45	8.47

Tableau IV.33. Calcule des armatures verticales pour le voile V5 (1^{er} étage).

<i>Maille</i>	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>
<i>L_i (m)</i>	1	1	1	1	1
<i>Dimension</i> <i>S_j = L_i*a. (m²)</i>	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
<i>Contrainte moyenne par maille σ_j</i> <i>(MPa)</i>	2.5	1.92	1.88	2.71	3.6
<i>Force de traction</i> <i>Ft = σ_{mi} × S_j</i>	0.5	0.384	0.376	0.542	0.72
<i>Section d'acier (cm²) A_s = Ft/σ_s</i> <i>(Situation accidentelle γ_s= 1)</i>	10	7.68	7.52	10.84	14.4
<i>Aciers minimaux (cm²) :</i> <i>1. Selon BAEL : 0,1%S_{béton}</i> <i>2. Selon RPA99 : 0,20 %S_{béton}</i>	2 4	2 4	2 4	2 4	2 4
<i>Acier total</i> <i>(sur 2 faces en cm²)</i>	2*7HA12 = 15.83	2*5HA12 = 11.31	2*5HA10 = 7.85	2*5HA12 = 11.31	2*7HA12 = 15.83
<i>S_i : espacement (cm)</i>	10	20	20	20	10
<i>S_i ≤ (1,5a ; 30cm)</i> <i>S_i ≤ 30cm</i>	30	30	30	30	30

IV.4.2.5.2. Armatures de joint de bétonnage (aciens de couture)

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

$$\bar{V} = 1,4 \times V_{cal}$$

$$V_{cal} = S_{12} \times a \times L_i$$

$$V_{ucal} = S_{12} * a * L_i = 1.29 * 200 * 1000 = 258 \text{ kN.}$$

$$\bar{V} = 361.2 \text{ kN.}$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} = 1.1 \frac{361\ 200}{500} = 7.95 \text{ cm}^2.$$

IV.4.2.5.3. Aciers horizontaux

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \times a \times S_t}{0.8(0.8 \times f_e)} \quad \bar{\tau}_u = 1.4 \times \tau_u = 1.4 S_{12} \quad S_{t\min} = 300\text{mm}$$
$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v \quad A_v = \{\text{section d'acier vertical de la bande la plus armé}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 1.4 \times \tau_u = 1.4 S_{12} = 1.4 * 1.29 = 1.81 \text{ MPa.}$$

$$A_{h1} = \frac{1.21 * 200 * 300}{0.8 * (0.8 * 500)} = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (15.83) = 10.55 \text{ cm}^2$$

D'après [1] a :

$$A_{h\min} = 0,15\%B = 0,0015 * 20 * 100 = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_h = \text{Max} (A_{h1} ; A_{h2} ; A_{h\min}) = 10.55 \text{ cm}^2$$

On prend 2*5HA12 = 11.31 cm²

esp = 10 cm

IV.4.2.5.4. Résultats du ferrailage pour le reste des voiles du Bâtiment

Les résultats de ferrailage des voiles sont regroupés dans les tableaux suivant

La combinaison d'action la plus défavorable est $0.8G \pm Q$

- **Voiles V5 ; V4**

Tableau IV.34. Calcule des armatures verticales pour les voiles V4 et V5.

<i>Hauteur (m)</i>	<i>Mailles</i>	<i>Li (m)</i>	<i>Si (m²)</i>	σ_j (MPa)	<i>Ft (MN)</i>	<i>A_S (cm²)</i>	<i>Choix</i>	<i>A_{V adop} (cm²)</i>	<i>St (cm)</i>
RDC	1	1	0.2	3.14	0.628	12.56	2*7HA14	21.55	10
	2	1	0.2	2.41	0.482	9.64	2*5HA14	15.39	20
	3	1	0.2	2.46	0.492	9.84	2*5HA12	11.31	20
	4	1	0.2	3.61	0.722	14.44	2*5HA14	15.39	20
	5	1	0.2	4.9	0.98	19.6	2*7HA14	21.55	10
1^{er}/2^{ème}	1	1	0.2	2.5	0.5	10	2*7HA12	15.83	10
	2	1	0.2	1.92	0.384	7.68	2*5HA12	11.31	20
	3	1	0.2	1.88	0.376	7.52	2*5HA10	7.85	20
	4	1	0.2	2.71	0.542	10.84	2*5HA12	11.31	20
	5	1	0.2	3.6	0.72	14.4	2*7HA12	15.83	10
3^{ème}/4^{ème}	1	1	0.2	1.55	0.31	6.2	2*7HA10	11	10
	2	1	0.2	1.17	0.234	4.68	2*5HA10	7.85	20
	3	1	0.2	1.14	0.228	4.56	2*5HA10	7.85	20
	4	1	0.2	1.6	0.32	6.4	2*5HA10	7.85	20
	5	1	0.2	2.52	0.504	10.08	2*7HA10	11	10
5^{ème}/6^{ème}	1	1	0.2	0.46	0.092	1.84	2*7HA10	11	10
	2	1	0.2	0.36	0.072	1.44	2*5HA10	7.85	20
	3	1	0.2	0.44	0.088	1.76	2*5HA10	7.85	20
	4	1	0.2	0.7	0.14	2.8	2*5HA10	7.85	20
	5	1	0.2	1.15	0.23	4.6	2*7HA10	11	10

• **Voiles V2**

La combinaison d'action la plus défavorable est $0.8G \pm Q$

Tableau IV.35. Calcul des armatures verticales pour le voile V2.

<i>Hauteur (m)</i>	<i>Mailles</i>	<i>Li (m)</i>	<i>Si (m²)</i>	<i>σ_j (MPa)</i>	<i>Ft (MN)</i>	<i>A_S (cm²)</i>	<i>Choix</i>	<i>A_{V adop} (cm²)</i>	<i>St (cm)</i>
<i>RDC/1^{er}</i>	1	1.1	0.22	1.62	0.356	7.12	2*7HA10	11	15
	2	1.1	0.22	0.16	0.035	0.7	2*4HA10	6.28	30
	3	1.1	0.22	-0.76	/	/	/	/	30
	4	1.1	0.22	0.31	0.068	1.36	2*4HA10	6.28	30
	5	1.1	0.22	1.78	0.392	7.84	2*7HA10	11	15
<i>2^{ème}/3^{ème}</i>	1	1.1	0.22	0.8	0.176	3.52	2*7HA10	11	15
	2	1.1	0.22	-0.27	/	/	/	/	30
	3	1.1	0.22	-0.85	/	/	/	/	30
	4	1.1	0.22	-0.1	/	/	/	/	30
	5	1.1	0.22	0.95	0.209	4.18	2*7HA10	11	15
<i>4^{ème}/5^{ème}/6^{ème}</i>	1	1.1	0.22	0.15	0.033	0.66	2*7HA10	11	15
	2	1.1	0.22	-0.53	/	/	/	/	30
	3	1.1	0.22	-0.82	/	/	/	/	30
	4	1.1	0.22	-0.43	/	/	/	/	30
	5	1.1	0.22	0.1	0.022	0.44	2*7HA10	11	15

Chapitre IV. Ferrailage des éléments résistants

- Voiles V2'

La combinaison d'action la plus défavorable est $0.8G \pm Q$

Tableau IV.36. Calcul des armatures verticales pour le voile V2'.

<i>Hauteur (m)</i>	<i>Mailles</i>	<i>Li (m)</i>	<i>Si (m²)</i>	<i>σ_j (MPa)</i>	<i>Ft (MN)</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>Choix</i>	<i>A_{v adop} (cm²)</i>	<i>St (cm)</i>
<i>RDC/1^{er}</i>	1	1.1	0.22	2.45	0.539	10.78	2*7HA12	15.83	15
	2	1.1	0.22	0.65	0.143	2.86	2*4HA10	6.28	30
	3	1.1	0.22	-0.36	/	/	/	/	30
	4	1.1	0.22	0.8	0.176	3.52	2*4HA10	6.28	30
	5	1.1	0.22	2.56	0.563	11.26	2*7HA12	15.83	15
<i>2^{ème}/3^{ème}</i>	1	1.1	0.22	1.45	0.319	6.38	2*7HA10	10.99	15
	2	1.1	0.22	0.23	0.05	1	2*4HA10	6.28	30
	3	1.1	0.22	-0.42	/	/	/	/	30
	4	1.1	0.22	0.46	0.101	2.02	2*4HA10	6.28	30
	5	1.1	0.22	1.7	0.374	7.48	2*7HA10	10.99	15
<i>4^{ème}/5^{ème}/6^{ème}</i>	1	1.1	0.22	0.65	0.143	2.86	2*7HA10	10.99	15
	2	1.1	0.22	-0.13	/	/	/	/	30
	3	1.1	0.22	-0.45	/	/	/	/	30
	4	1.1	0.22	0.13	0.028	0.56	2*4HA10	6.28	30
	5	1.1	0.22	0.960	0.211	4.22	2*7HA10	10.99	15

Chapitre IV. Ferrailage des éléments résistants

- Voiles V1 ; V1'

La combinaison d'action la plus défavorable est $0.8G \pm Q$

Tableau IV.37. Calcul des armatures verticales pour le voile V1 et V1'.

Hauteur (m)	Mailles	Li (m)	Si (m ²)	σ_j (MPa)	Ft (MN)	A _s (cm ²)	Choix	A _{v adop} (cm ²)	St (cm)
RDC/1 ^{er}	1	1.2	0.24	3.7	0.888	17.76	2*8HA12	18.10	12.5
	2	1.2	0.24	1.66	0.398	7.69	2*5HA10	7.85	25
	3	1.2	0.24	0.25	0.06	1.2	2*5HA10	7.85	25
	4	1.2	0.24	1.38	0.331	6.62	2*5HA10	7.85	25
	5	1.2	0.24	3.4	0.816	16.32	2*8HA12	18.10	12.5
2 ^{ème} /3 ^{ème}	1	1.2	0.24	2.78	0.667	13.34	2*8HA12	18.10	12.5
	2	1.2	0.24	1.68	0.403	8.06	2*5HA10	7.85	25
	3	1.2	0.24	0.76	0.182	3.64	2*5HA10	7.85	25
	4	1.2	0.24	1.43	0.343	6.86	2*5HA10	7.85	25
	5	1.2	0.24	2.55	0.612	12.24	2*8HA12	18.10	12.5
4 ^{ème} /5 ^{ème} /6 ^{ème}	1	1.2	0.24	1.85	0.444	8.88	2*8HA12	18.10	12.5
	2	1.2	0.24	1.3	0.312	6.24	2*5HA10	7.85	25
	3	1.2	0.24	0.8	0.192	3.84	2*5HA10	7.85	25
	4	1.2	0.24	1.07	0.257	5.14	2*5HA10	7.85	25
	5	1.2	0.24	1.65	0.393	7.86	2*8HA12	18.10	12.5

Chapitre IV. Ferrailage des éléments résistants

- Voiles V4' ; V5'

La combinaison d'action la plus défavorable est $G + Q \pm E$.

Tableau IV.38. Calcul des armatures verticales pour les voiles V4' et V5'.

Hauteur (m)	Mailles	Li (m)	Si (m ²)	σ_f (MPa)	Ft (MN)	A _s (cm ²)	Choix	A _{v adop} (cm ²)	St (cm)
RDC	1	1	0.2	2.56	0.512	10.24	2*7HA10	11	12.5
	2	1	0.2	0.91	0.128	2.56	2*4HA10	6.28	25
	3	1	0.2	-0.01	/	/	/	/	25
	4	1	0.2	1.1	0.22	4.4	2*4HA10	6.28	25
	5	1	0.2	2.71	0.542	10.84	2*7HA10	11	12.5
1^{er}	1	1	0.2	2.03	0.406	8.12	2*7HA10	11	12.5
	2	1	0.2	0.4	0.08	1.6	2*4HA10	6.28	25
	3	1	0.2	-0.04	/	/	/	/	25
	5	1	0.2	1.92	0.384	7.68	2*7HA10	11	12.5
2^{ème}/3^{ème}	1	1	0.2	1.49	0.298	5.96	2*7HA10	11	12.5
	2	1	0.2	0.27	0.054	1.08	2*4HA10	6.28	25
	3	1	0.2	-0.25	/	/	/	/	25
	5	1	0.2	1.69	0.338	6.76	2*7HA10	11	12.5
4^{ème}/5^{ème}/6^{ème}	1	1	0.2	0.84	0.368	7.36	2*7HA10	11	12.5
	2	1	0.2	0.06	0.012	0.24	2*4HA10	6.28	25
	3	1	0.2	-0.22	/	/	/	/	25
	5	1	0.2	1.55	0.31	6.2	2*7HA10	11	12.5

Chapitre IV. Ferrailage des éléments résistant

- Voiles V3

La combinaison d'action la plus défavorable est $G + Q \pm E$.

Tableau IV.39. Calcul des armatures verticales pour le voile V3.

<i>Hauteur (m)</i>	<i>Mailles</i>	<i>Li (m)</i>	<i>Si (m²)</i>	<i>σ_j (MPa)</i>	<i>Ft (MN)</i>	<i>A_S (cm²)</i>	<i>Choix</i>	<i>A_{V adop} (cm²)</i>	<i>St (cm)</i>
<i>RDC</i>	1	1.14	0.228	4.2	0.958	19.16	2*7HA14	21.55	15
	2	1.14	0.228	2.49	0.568	11.36	2*4HA14	12.31	30
	3	1.14	0.228	1.2	0.274	5.48	2*4HA12	9.05	30
	4	1.14	0.228	1.74	0.398	7.96	2*4HA14	12.31	30
	5	1.14	0.228	3.25	0.741	14.82	2*7HA14	21.55	15
<i>1^{er}/2^{ème}/3^{ème}</i>	1	1.14	0.228	2.95	0.673	13.46	2*7HA12	15.83	15
	3	1.14	0.228	1.82	0.415	8.3	2*4HA12	9.05	30
	5	1.14	0.228	2.5	0.57	11.4	2*7HA12	15.83	15
<i>4^{ème}/5^{ème}/6^{ème}</i>	1	1.14	0.228	2.11	0.481	9.62	2*7HA10	11	15
	3	1.14	0.228	1.09	0.249	4.98	2*4HA10	6.28	30
	5	1.14	0.228	1.34	0.306	6.12	2*7HA10	11	15

- **Armature verticale de compression**

$$\sigma_{comp}^{max} = 0.85 \text{ MPa} < \sigma_{bna} = 8.47 \text{ MPa}$$

Donc on va adopter la section minimale tel que :

Aciers minimaux (cm²) :

1. Selon [2] : **0,1%S_{béton}**

2. Selon [1] : **0,2%S_{béton}**

$$A_v = \text{Max} (0,1\%S_{b\acute{e}ton} ; 0,2\%S_{b\acute{e}ton})$$

- **Le tableau présente les valeurs des sections d'aciers de compression**

Tableau IV.40. Calcule des aciers de compression.

<i>Voiles</i>	<i>L_i</i> (m)	<i>S</i> (m ²)	0,2%S_{béton} (cm ²)	<i>Choix</i>	<i>A_{v adop}</i> (cm ²)
V2	1.1	0.22	4.4	2*4HA10	6.28
V2'	1.1	0.22	4.4	2*4HA10	6.28
V4'	1	0.2	4	2*4HA10	6.28

Chapitre IV. Ferrailage des éléments résistant

- Armature de joint de bétonnage (acier de couture)

Tableau IV.41. Calcul des aciers de coutures des voiles.

<i>Voiles</i>	<i>Etage</i>	\bar{V} (kN)	A_{vj}^{cal} (cm ²)	<i>Choix</i>	$A_{s\ adop}$ (cm ²)
<i>V4 e ; V5</i>	<i>RDC</i>	280	6.16	2*4HA12	9.05
	<i>1^{er}/2^{ème}</i>	364	8.01	2*6HA10	9.42
	<i>3^{ème}/4^{ème}</i>	336	7.39	2*5HA10	7.85
	<i>5^{ème}/6^{ème}</i>	280	6.16	2*5HA10	7.85
<i>V2</i>	<i>RDC/1^{er}</i>	301.84	6.64	2*4HA12	9.05
	<i>2^{ème}/3^{ème}</i>	344.69	7.59	2*5HA10	7.85
	<i>4^{ème}/5^{ème}/6^{ème}</i>	292.6	6.44	2*5HA10	7.85
<i>V2'</i>	<i>RDC/1^{er}</i>	317.24	6.98	2*4HA12	9.05
	<i>2^{ème}/3^{ème}</i>	388.08	8.54	2*6HA10	9.42
	<i>4^{ème}/5^{ème}/6^{ème}</i>	341.88	7.52	2*5HA10	7.85
<i>V1 ; V1'</i>	<i>RDC/1^{er}</i>	403.2	8.87	2*4HA14	12.31
	<i>2^{ème}/3^{ème}</i>	520.8	11.46	2*4HA14	12.31
	<i>4^{ème}/5^{ème}/6^{ème}</i>	349.44	7.69	2*5HA10	7.85
<i>V4' ; V5'</i>	<i>RDC</i>	758.8	16.69	2*6HA14	18.47
	<i>1^{er}</i>	568.4	12.5	2*6HA12	13.57
	<i>1^{er}/2^{ème}/3^{ème}</i>	473.2	10.41	2*5HA12	11.31
	<i>4^{ème}/5^{ème}/6^{ème}</i>	434	9.55	2*7HA10	11
<i>V3</i>	<i>RDC</i>	1090.64	23.99	2*6HA16	24.13
	<i>2^{ème}/3^{ème}</i>	941.64	20.71	2*6HA16	24.13
	<i>4^{ème}/5^{ème}/6^{ème}</i>	673.51	10.58	2*7HA10	11

Chapitre IV. Ferrailage des éléments résistant

- Aciers horizontaux

Tableau IV.42. Calcul des aciers horizontaux des voiles.

<i>Voiles</i>	<i>Etage</i>	τ (MPa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	$A_{h\ min}$ (cm ²)	A_h (cm ²)	<i>Choix</i>	$A_{h\ adop}$ (cm ²)	<i>St</i> (cm)
V4 e ; V5	RDC	1	2.63	13.41	3	13.41	2*6HA12	13.57	10
	1^{er}/2^{ème}	1.3	3.42	10.26	3	10.26	2*5HA12	11.31	10
	3^{ème}/4^{ème}	1.2	3.15	7.54	3	7.54	2*5HA10	7.85	10
	5^{ème}/6^{ème}	1	2.63	5.23	3	5.23	2*4HA10	6.28	15
V2	RDC/1^{er}	0.98	2.57	5.23	3.3	5.23	2*4HA10	6.28	15
	2^{ème}/3^{ème}	1.12	2.94	5.23	3.3	5.23	2*4HA10	6.28	15
	4^{ème}/5^{ème}/6^{ème}	0.95	2.49	5.23	3.3	5.23	2*4HA10	6.28	15
V2'	RDC/1^{er}	1.03	2.7	7.54	3.3	7.54	2*5HA10	7.85	10
	2^{ème}/3^{ème}	1.26	3.31	5.23	3.3	5.23	2*4HA10	6.28	15
	4^{ème}/5^{ème}/6^{ème}	1.11	2.91	7.23	3.3	7.23	2*5HA10	7.85	10
V1 ; V1'	RDC/1^{er}	1.2	3.15	12.31	3.6	12.31	2*6HA12	13.57	10
	2^{ème}/3^{ème}	1.55	4.07	9.05	3.6	9.05	2*4HA12	9.05	15
	4^{ème}/5^{ème}/6^{ème}	1.04	2.73	6.28	3.6	6.28	2*4HA10	6.28	15
V4' ; V5'	RDC	2.71	7.11	7.33	3	7.33	2*5HA10	7.85	10
	1^{er}	2.03	5.32	7.33	3	7.33	2*5HA10	7.85	10
	1^{er}/2^{ème}/3^{ème}	1.69	4.44	7.33	3	7.33	2*5HA10	7.85	10
	4^{ème}/5^{ème}/6^{ème}	1.55	4.07	7.33	3	7.33	2*5HA10	7.85	10
V3	RDC	4.2	11.03	14.37	3.42	14.37	2*5HA14	15.39	10
	2^{ème}/3^{ème}	2.95	7.74	10.55	3.42	10.55	2*5HA12	11.31	10
	4^{ème}/5^{ème}/6^{ème}	2.11	5.54	7.33	3.42	7.33	2*5HA10	7.85	10

IV.5. Ferrailage des linteaux

Les linteaux sont des éléments considérés comme des poutres courtes de faible raideur, bi-encastés dans les trumeaux.

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

La méthode de ferrailage décrite ci-dessus est proposée dans le RPA [1]. Les contraintes de cisaillement (dans les linteaux (et les trumeaux)) dans le béton à ;

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\bar{\tau}_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad \text{avec} \quad \bar{V} = 1,4 \times V_{\text{cal}}$$

$$\text{ou bien : } \tau_b = 1.4 \tau_u^{\text{cal}} \quad \tau_u^{\text{cal}} = (\text{S12 du fichiers résultants de l'Etabs})$$

Avec :

b_0 : Épaisseurs du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile = 0,9 h.

h : Hauteur totale de la section brute.

➤ Premier Cas : $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$

- Dans ce cas les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M et V)
- On devra disposer :
 - Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
 - Des aciers transversaux (A_t)
 - Des aciers en partie courante, également appelés aciers de peau (A_c).

a. Aciers Longitudinaux

Les aciers longitudinaux inférieurs ou supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e}$$

Avec : $Z = h - 2d'$

Où : h : la hauteur totale du linteau.

d' : la distance d'enrobage.

M : Moment dû à l'effort tranchant ($\bar{V} = 1,4 \cdot V_{cal}$).

b. Aciers Transversaux

Deux cas se présentent :

- **Premier sous cas** : Linteaux Longs ($\lambda g = \frac{l}{h} > 1$)

On a :
$$S \leq \frac{A_t f_e Z}{\bar{V}}$$

Où :

S : Représente l'espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Représente la section d'une cour d'armatures transversales.

$Z = h - 2 d'$

V : Représente l'effort tranchant dans la section considérée ($\bar{V} = 1,4 \times V_{cal}$)

l : Représente la portée du linteau.

- **Deuxième Sous Cas** : Linteaux Courts ($\lambda g < 1$) :

$$S \leq \frac{A_t f_e Z}{V A_t f_e}$$

Avec : $V = \text{Min}(V1, V2)$

$$\left\{ \begin{array}{l} V2 = 2 * V_{cal} \\ V1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}} \end{array} \right.$$

Avec :

M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d'about à droite et à gauche du linteau de portée l_{ij} et calculés par :

$$M_c = A_1 f_e Z \quad \text{où : } Z = h - 2 d'$$

➤ **Deuxième cas : ($\tau_b > 0,06 \times f_c$)**

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimums réglementaires. Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (compression et traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

Le calcul de A_D se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin \alpha}$$

$$\text{avec : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h-2d}{l}$$

$$V = V_{u \text{ cal}} (\text{sans majoration}) \quad \left(\tau_u = \frac{V_{u \text{ cal}}}{e h} = S12 \right)$$

$$\text{Longueur d'ancrage : } L_a = \frac{h}{4} + 50 \emptyset$$

- **Ferrailage minimal**

b : Épaisseurs du linteau

h : Hauteur totale du linteau

S_t : Espacement des armatures transversales.

- **Armatures longitudinales A_1 et A_1'**

$$(A_1, A_1') \geq 0,0015 * b * h$$

A_1 : Armatures inférieurs

A_1' : Armatures supérieures.

IV.5.1. Armatures Transversales A_t

$$\tau_b \leq 0.025 f_{c28} \rightarrow A_t \geq 0.0015 b * S_t$$

$$\tau_b > 0.025 f_{c28} \rightarrow A_t \geq 0.0025 b * S_t$$

$$S_t \leq \frac{h}{4}$$

IV.5.2. Armatures de Peau (ou en section courante) A_c

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égale à 0,2%

$$A_c \geq 0.0020 b * h \text{ (2 nappes).}$$

IV.5.3. Armatures Diagonales A_D

$$\tau_b \leq 0.06 f_{c28} \rightarrow A_t = 0$$

$$\tau_b > 0.06 f_{c28} \rightarrow A_t \geq 0.0015 b * h$$

IV.5.4. Exemple de calcul de linteaux

Linteau type 1 :

Soit le linteau suivant :

$$h = 0.68 \text{ m ; } L = 1 \text{ m ; } b = 0.20 \text{ m.}$$

$$S_{12} = \tau_b = 2.45 \text{ MPa} < \overline{\tau_b} = 0.2 * f_{c28} = 5 \text{ MPa.}$$

$$0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

$\tau_b > 0.06 f_{c28}$ \Rightarrow on est dans le 2ème cas :

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

- **Armatures longitudinales**

$$A_l = A_l' \geq 0,0015 * 20 * 68 = 2.04 \text{ cm}^2 \text{ on prend } \mathbf{2HA12} ; A_s = \mathbf{2.26} \text{ cm}^2$$

Chapitre IV. Ferrailage des éléments résistant

- **Armatures de peau**

$$A_c \geq 0,002 * 20 * 68 = 2.72 \text{ cm}^2 \text{ on prend } \mathbf{2HA14} ; A_s = \mathbf{3.08} \text{ cm}^2 \text{ en deux nappes.}$$

- **Armatures transversales**

$$0,025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa.} \quad \longrightarrow \quad \tau_b > 0.025 f_{c28}$$

$$\text{Alors : } A_t \geq 0.0025 * b * S_t = 0.0025 * 20 * 17 = 0.85 \text{ cm}^2 ; \text{ avec } S_{t \max} = \frac{h}{4} = \frac{68}{4} = 17 \text{ cm.}$$

$$\text{On prend : } 10T8 = 5.03 \text{ cm}^2 ; \quad S_t = \frac{100 - (0.5 * 10)}{9} = 10.55 \text{ cm}^2 < S_{t \max} = 17 \text{ cm.}$$

- **Armatures diagonales**

$$A_D = \frac{\tau_u b \times h}{2f_e \sin \alpha}$$

$$t_g \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = \frac{68 - 2(3)}{100} = 0.62 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 31.8^\circ.$$

$$A_D = \frac{2.45 * 200 * 680}{2 * 500 * \sin(31.8)} = \text{cm}^2.$$

On prend : $2 * 4HA12 = 9.05 \text{ cm}^2 > 0.0015 * b * h = 0.0015 * 20 * 68 = 2.04 \text{ cm}^2$...c'est vérifié.

- **Longueur d'ancrage**

$$L_a \geq \frac{h}{4} + 50 \varnothing = \frac{68}{4} + 50 (1.2) = 77 \text{ cm.} \quad \longrightarrow \quad L_a = 80 \text{ cm.}$$

Le calcul de ferrailage est donné par le tableau suivant :

Tableau IV.43. Calcule de ferrailage des linteaux.

<i>Types</i>	<i>h</i> (m)	<i>l</i> (m)	<i>b</i> (m)	τ_u (MPa)	$\tau_b >$ $0.06f_{c28}$	$\tau_b >$ $0.025f_{c28}$	$A_l = A_l'$	A_c (cm ²)	A_t (cm ²)	A_D (cm ²)
Types 1	0.68	1	0.2	2.45	Oui	Oui	2.04	2.72	0.85	6.32
Types 2	0.68	1.2	0.2	4.38	Oui	Oui	2.04	2.72	0.85	11.3

Choix finale des armatures :

Tableau IV.44. Choix finale des armatures.

Types	$A_l = A_l'$	A_c (cm^2)	A_t (cm^2)	A_D (cm^2)
Types 1	2HA12 = 2.26	2HA14 = 3.08	10T8 = 5.03	2*4HA12 = 9.05
Types 2	2HA12 = 2.26	2HA14 = 3.08	10T8 = 5.03	2*4HA14 = 12.31

IV.6. Schéma de ferrailage des voiles

Voile 4 et 5 (exemple de ferrailage d'un voile sans ouverture)

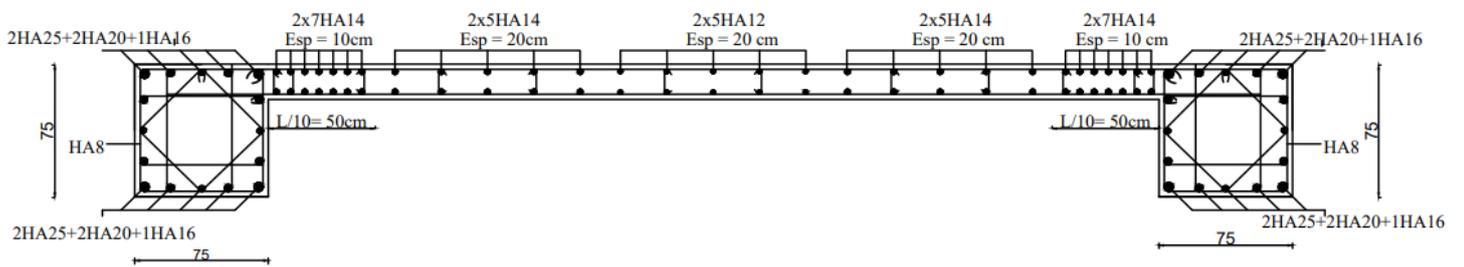


Figure IV.22. Schémas de ferrailage du voile 4 et voile 5 (RDC).

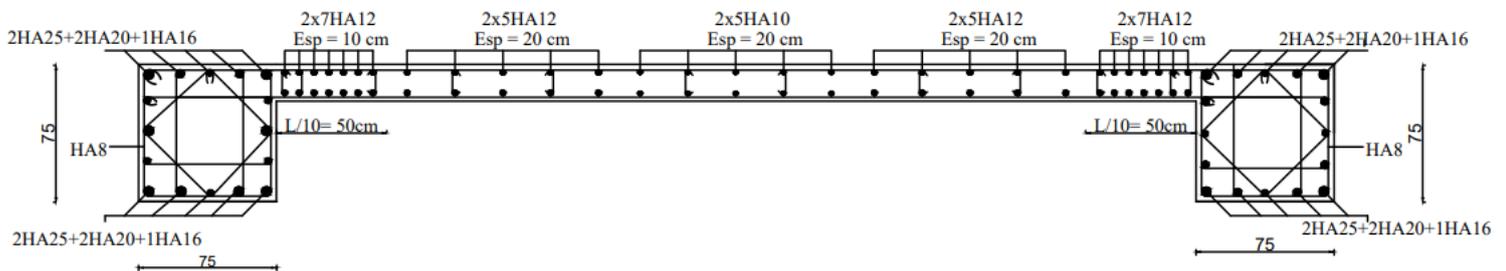


Figure IV.23. Schémas de ferrailage du voile 4 et voile 5 (1^{er} et 2^{ème} étage).

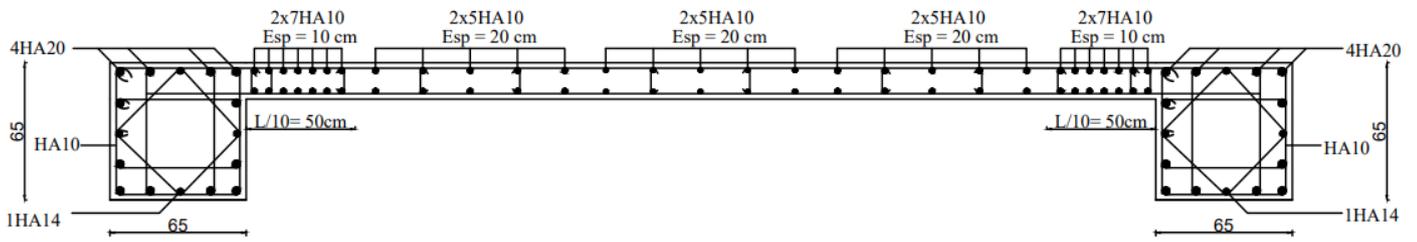


Figure IV.24. Schémas de ferrailage du voile 4 et voile 5 (3^{ème} et 4^{ème} étage).

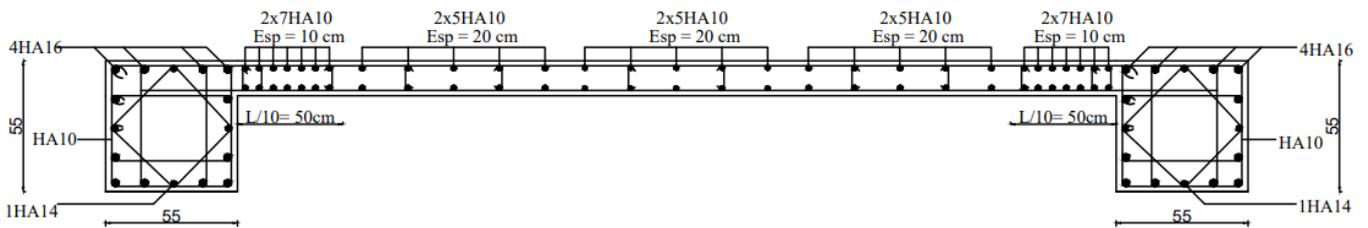


Figure IV.25. Schémas de ferrailage du voile 4 et voile 5 (5^{ème} et 6^{ème} étage).

Voile 4' et 5' (exemple de ferrailage d'un voile avec une ouverture)

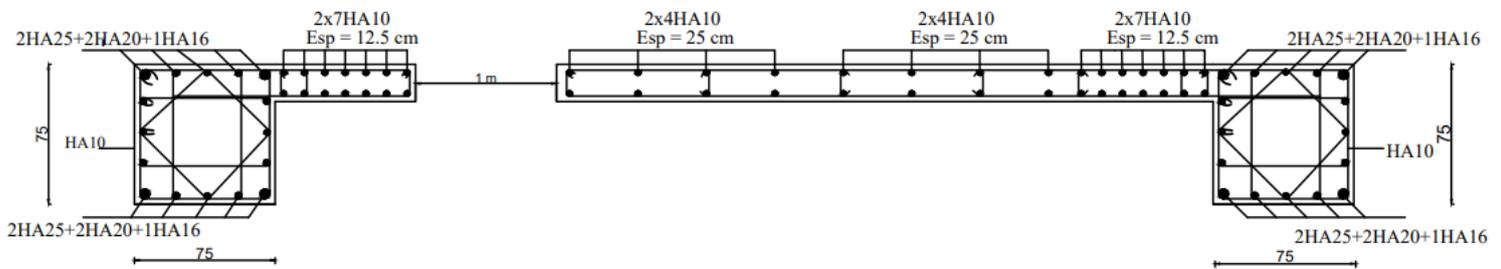


Figure IV.26. Schémas de ferrailage du voile 4' et voile 5' (1^{er} étage).

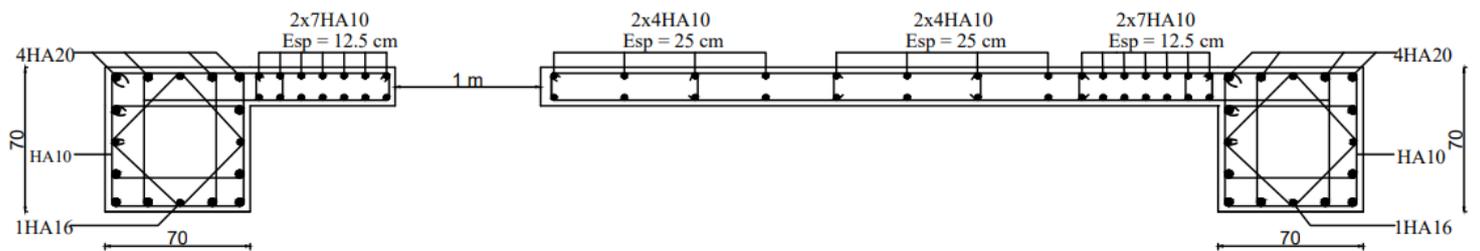


Figure IV.27. Schémas de ferrailage du voile 4' et voile 5' (2^{ème}/3^{ème} étage).

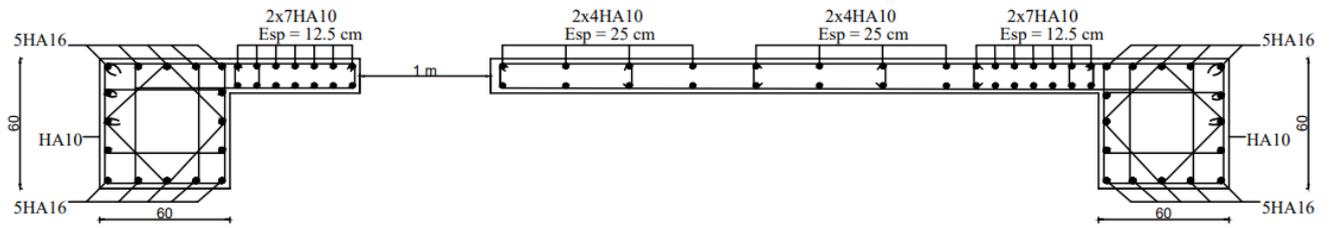


Figure IV.28. Schémas de ferrailage du voile 4' et voile 5' (4^{ème}/5^{ème}/6^{ème} étage).

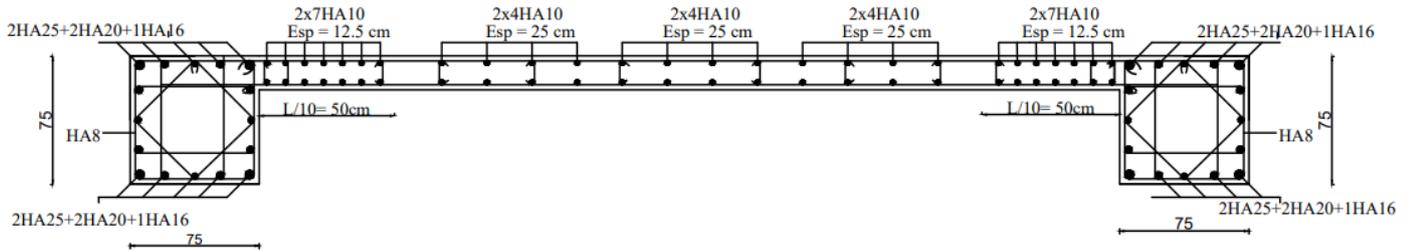


Figure IV.29. Schémas de ferrailage du voile 4' et voile 5' (RDC).

Voile V3 (exemple de ferrailage d'un voile avec deux ouvertures)

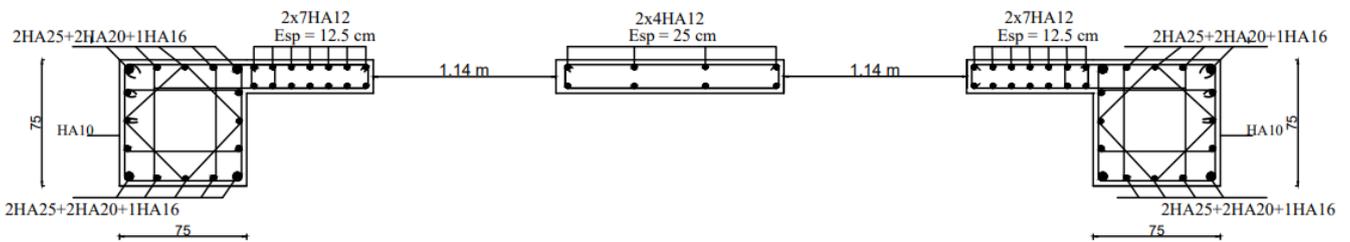


Figure IV.30. Schémas de ferrailage du voile 3 (1^{er}/2^{ème}/3^{ème} étage).

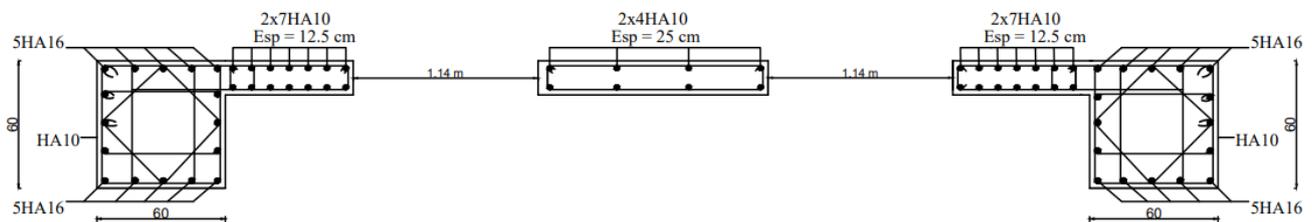


Figure IV.31. Schémas de ferrailage du voile 3 (4^{er}/5^{ème}/6^{ème} étage).

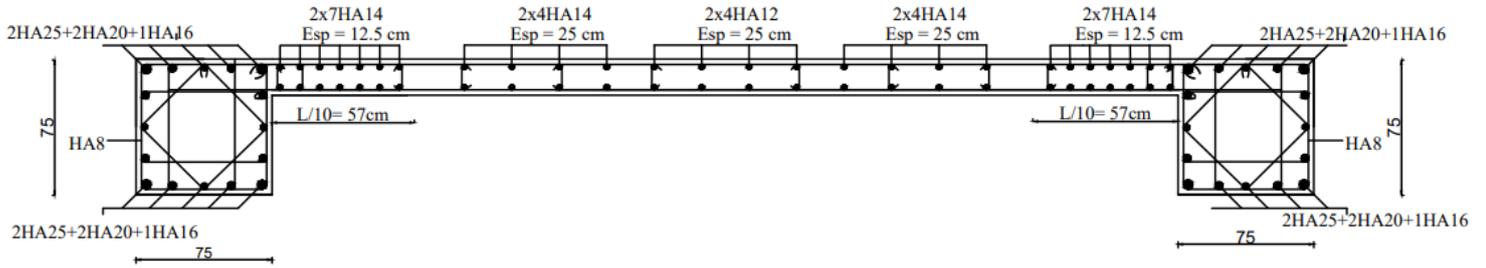


Figure IV.32. Schémas de ferrailage du voile 3 (RDC).

IV.6. Schéma de ferrailage des linteaux

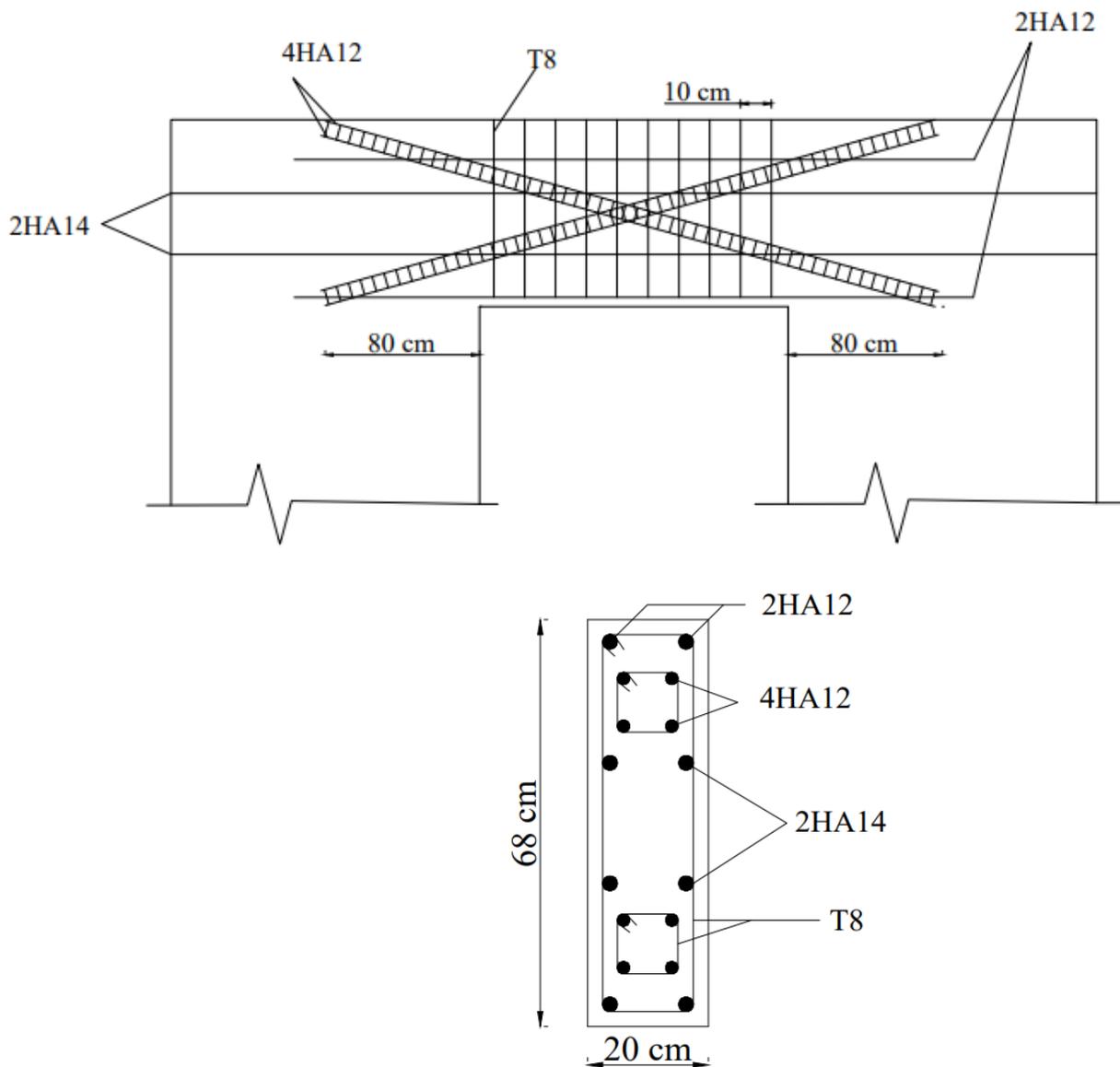


Figure IV.33. Schémas de ferrailage du linteau type 1.

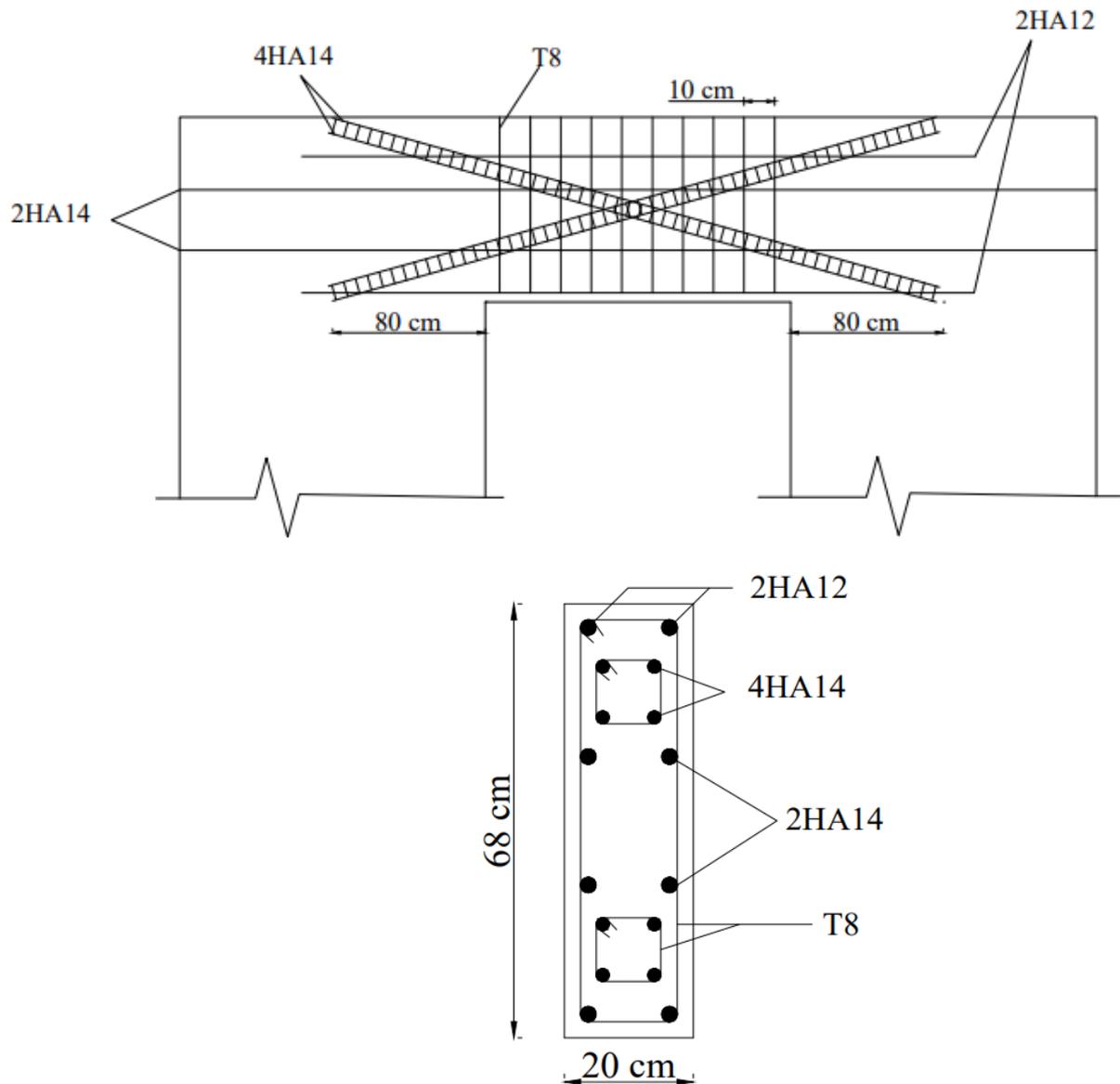
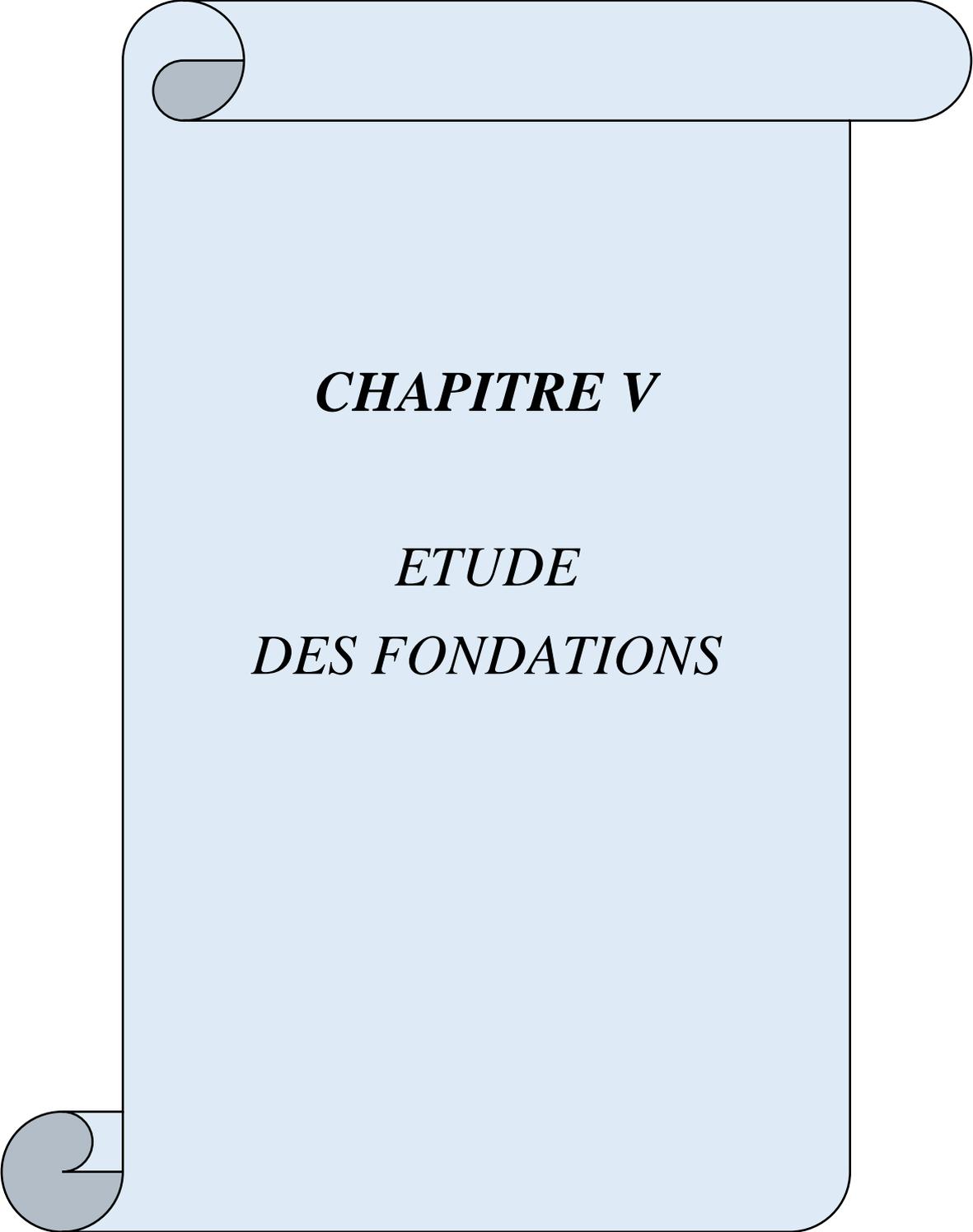


Figure IV.34. Schémas de ferrailage du linteau type 2.



CHAPITRE V

***ETUDE
DES FONDATIONS***

V.1. Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur le terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges engendrées par la superstructure, on distingue les fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radier général) et les fondations profondes (semelles sur pieux par exemple...)

Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

La classification de sol.

La réponse du sol et la réponse de la structure.

Les efforts transmis à la base, ...

Pour notre cas : $\sigma_{sol} = 2$ bars

- Pour savoir si notre fondation est un radier générale on doit vérifier la condition suivante :

Si $\frac{S_{nécc}}{S_{bat}}$ (%) > 50% alors la fondation nécessite un radier.

- **Superstructure :**

$$N_G = 87788.23 \text{ kN}$$

$$N_Q = 13270.85 \text{ kN}$$

- **Infrastructure (s.sol) :**

$$N_G = 9448.82 \text{ kN}$$

$$N_Q = 2264.63 \text{ kN}$$

Donc au totale on a : $N_G = 97237.05 \text{ kN}$; $N_Q = 15535.48 \text{ kN}$

avec : $\sigma_{sol} = 2$ bars

- Afin de prendre en considération le poids propre des fondations on devra majorer la charge permanente de 10%.

Alors :

$$N = 1.1 N_G + N_Q = 1.1 * 97237.05 + 15535.48 = 122496.24 \text{ kN.}$$

$$S_{néc} \geq \frac{122496.24}{200} = 612.48 \text{ m}^2 .$$

$$S_{bat} = 905.85 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{néc}}{S_{bat}} = \frac{612.48}{905.85} * 100 = 67.61 \% \geq 50\% \text{ donc la fondation du bâtiment étudié sera un radier.}$$

$$S_{néc} = 644.72 \text{ m}^2 < S_{bat} = 905.85 \text{ m}^2$$

Alors :

$S_{radier} = S_{batiment}$ plus un débord de 50 cm pour chaque côté ce qui donne :

$$S_{radier} = 983.75 \text{ m}^2 .$$

V.2. Calcul des fondations

Nous avons choisi d'opter pour un radier nervuré dans les deux sens qui est plus économique que le radier dalle.

V.2.1. Introduction :

Le radier nervuré est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide est soumis à la réaction uniforme du sol.

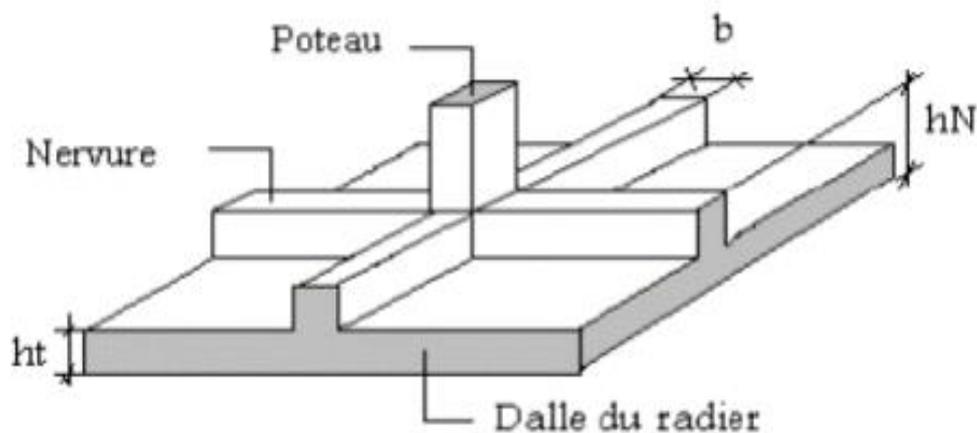


Figure V.1. Schéma du radier nervuré.

V.2.2. Pré dimensionnement du radier

V.2.2.1. Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire [6]**

$$h_1 \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 6m \Rightarrow h_1 \geq 30cm \rightarrow \text{soit } h_1 = 45 \text{ cm}$$

- **Condition de cisaillement**

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$

$$\text{Avec: } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot 1ml}{S_{rad}}$$

$N_u = N_u$ (superstructure) + N_u (sous-sol).

$$N_u = 154573.24 \text{ kN}$$

$b = 1 \text{ m}$: Largeur de la semelle.

$$L = 6 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L}{2S_{rad} b (0,9\bar{\tau})} = 20.9cm$$

$$\Rightarrow h_2 \geq 20.9cm$$

- **Le choix Final**

$h \geq \text{Max}(h_1 ; h_2) = 45 \text{ cm} \rightarrow$ on prend donc: $h = 45 \text{ cm}$.

V.2.2.2 Nervures

- **La largeur de la nervure**

$$a \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{600}{10} = 60\text{cm} \quad \text{donc on peut choisir } a = 60\text{cm}$$

- **La hauteur des nervures**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par

l'expression suivante : $\frac{\pi}{2} \times L_e + a \geq L_{\max}$

Avec :
$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{b \cdot K}}$$

Où :

E : Module d'élasticité du béton. → E = 20000 MPa

I : Inertie de la section du radier.

b : Largeur de semelle en contact avec le sol : $b = \frac{LG + LD}{2} = \frac{4.5 + 5}{2} = 4.75 \text{ m}$

K: Coefficient de réaction du sol.

K = 5 MPa/ml pour un très mauvais sol.

K = 40 MPa/ml pour un sol moyen.

K = 120 MPa/ml pour un très bon sol.

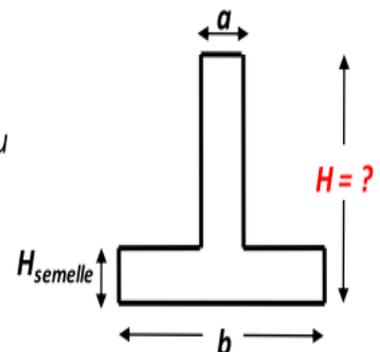
Pour un sol moyen on prendra K = 40 MPa/ml.

- **Procédure pratique pour fixer la hauteur de la nervure**

le concepteur peut choisir une inertie de la semelle telle que la condition

entre – axe des poteaux $\leq \frac{\pi}{2} l_e + a$ soit satisfaite

et calculer la semelle comme une poutre continue soumise à la réaction du sol (avec une répartition linéaire des contraintes du sol).



b = 4.75 m , $h_{\text{semelle}} = 0.45 \text{ m}$, a = 0.6m , entre-axe des poteaux = 6m.

Tableau V.1. Hauteur de la nervure calculée par une procédure pratique.

<i>Hauteur de nervure(m)</i>	<i>1</i>	<i>1.4</i>	<i>1.5</i>
$I(m^4)$	0.1159	0.2994	0.3676
$L_e(m)$	2.64	3.35	3.53
$\frac{\pi}{2}L_e + a(m)$	4.75	5.86	6.14

A partir du tableau précédent en déduit $h_{N1} = 1.5$ m.

- **Condition de la flèche**

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_N \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{on a : } L_{\max} = 6 \text{ m} \Rightarrow 40\text{cm} \leq h_N \leq 60\text{cm}$$

On prend : $h_{N2} = 60$ cm

Conclusion

$$h_N \geq \text{Max} (h_{N1} ; h_{N2}) = 150 \text{ cm}$$

On prend : $h_N = 150$ cm.

- **Résumé**

- Epaisseur de la dalle du radier $h = 45\text{cm}$
- Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_N = 150\text{cm} \\ b = 60\text{cm} \end{cases}$

V.2.3. Caractéristiques géométriques du radier

Tableau V.2. Caractéristiques géométriques du radier.

<i>Position de centre de gravité (m)</i>		<i>Moment d'inertie (m⁴)</i>	
X_G	Y_G	I_{xx}	I_{yy}
20.876	13.519	51138.523	173924.396

V.2.4. Vérifications Nécessaires

V.2.4.1. 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 (se trouvant au-dessus du débord).

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'ancrage de la structure.

- **Sens x-x**

$$M_0 = 176863.53 \text{ kN.m} ; V_0 = 8081.05 \text{ kN} ; h = 4.56 \text{ m} = (h_{s\text{-sol}} + h_N)$$

$$\text{Donc: } M_R = 213713.12 \text{ kN.m}$$

$$N = N_{G1} + 1.1N_{G2} + N_Q$$

N_{G1} : Poids propre de la structure (y compris le sous-sol).

N_{G2} : Poids propre du radier nervuré.

N_Q : poids de la surcharge d'exploitation de la structure (y compris le sous-sol).

On a :

$$N_{G1} = 87788.24 + 9448.82 = 97237.057 \text{ kN}$$

$$N_{G2} = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \cdot 983.75 \cdot 0.45 + 25 \cdot 247.86 \cdot 1.05 = 17573.51 \text{ kN}$$

$$1.1 \cdot N_{G2} = 19330.861 \text{ kN.}$$

$$N_{G1} + 1.1 N_{G2} = 116567.92 \text{ kN.}$$

$$N_Q = 13270.85 + 2264.63 = 15535.48 \text{ kN.}$$

$$\text{Donc : } N = 132103.4 \text{ kN.}$$

$$M_s = N \cdot X_G = 2757790.58 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 12.9 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **Sens-y-y**

$$M_0 = 196284.58 \text{ KN.m} ; V_0 = 8703.26 \text{ kN} ; h = 4.56 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_R = 235971.45 \text{ kN.m}$$

$$M_s = N * Y_G = 1785905.87 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 7.57 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

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.

V.2.4.2. Vérification des Contraintes Sous le Radier

On a $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$.

Les contraintes du sol sont données par :

a. Sollicitation du premier genre

$$\text{À l'ELS : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{132103.4}{983.75} = 134.29 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 134.29 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

b. Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V \leq 1.5 \sigma_{sol}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V \geq 0 \text{ pour éviter les tractions sous le radier.}$$

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1,33 \sigma_{sol}.$$

- **ELU**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 116567.92 + 1.5 * 15535.48 = 180669.91 \text{ kN}$$

M : est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Tableau V.3. Contraintes sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
<i>Sens x-x</i>	294.92	72.39	239.29
<i>Sens y-y</i>	207.91	159.4	195.78
<i>Vérification</i>	$\sigma_1^{\max} < 1.5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1.33 \sigma_{sol} = 266$

- **ELS**

$$N_{ser} = 132103.4 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Tableau V.4. Contraintes sous le radier à l'ELS.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
<i>Sens x-x</i>	245.55	23.02	189.92
<i>Sens y-y</i>	158.55	110.03	146.42
<i>Vérification</i>	$\sigma_1^{\max} < 1.5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1.33 \sigma_{sol} = 266$

Conclusion

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

c. Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

- **ELU** : $\sigma_u = 239.29 \text{ kN/m}^2$.
- **ELS** : $\sigma_{ser} = 189.92 \text{ kN/m}^2$.

V.2.4.3. Ferrailage du Radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le **BAEL 91**.

- **Ferrailage de la dalle**

Détermination des efforts

- Si $0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1.0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la

dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive

$$\text{- Moment en travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85M_x \\ M_{ty} = 0.85M_y \end{cases}$$

Panneau intermédiaire

$$\text{- Moment en travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.75M_x \\ M_{ty} = 0.75M_y \end{cases}$$

$$\text{- Moment sur appuis : } M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$$

Chapitre V. Étude des Fondations

- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$
- Moment sur appuis : $M_a = 0.5M_0$

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

- **Valeur de la pression sous radier**

- **ELU** : $q_u = \sigma_m^u \cdot 1 = 239.29 \text{ kN/ml.}$

- **ELS** : $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1 = 189.92 \text{ kN/ml.}$

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

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.5}{6} = 0.92 \leq 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux

sens. Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Calcul des moments à l'ELU (dalle du radier).

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)
5.5	6	0.92	0.0437	0.8251	239.29	316.32	268.87	261	221.85	158.16

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

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.6. Calcul des moments à l'ELS (dalle du radier).

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
5.5	6	0.92	0.0437	0.8251	189.92	251.06	213.4	207.15	176.08	125.53

Chapitre V. Étude des Fondations

- **Calcul du ferrailage**

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

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{t28} = 2.1\text{MPa} ; \sigma_{bc} = 14.17\text{MPa} ; f_e = 500\text{MPa} ; \sigma_s = 435\text{MPa} ; b = 100\text{cm} ;$$

$$h = 45 \text{ cm} ; d = 0.9h = 40.5 \text{ cm.}$$

- **Section minimale**

Sens y-y : $0.08\% b \cdot h = 3.6 \text{ cm}^2$.

Sens x-x : $A_{s \text{ min}} = 1.2 \cdot (A_{s \text{ min}} \text{ suivant y-y}) = 4.32 \text{ cm}^2$.

Tableau V.7. Ferrailage des Panneaux du Radier.

	<i>Sens</i>	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{mm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	$A_s^{min}(\text{cm}^2)$	<i>Choix</i>	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
<i>Travée</i>	x-x	268.87	0.116	0.154	380.03	16.26	4.32	9HA16	18.1
	y-y	221.85	0.095	0.126	384.65	13.26	3.6	7HA16	14.07
<i>Appui</i>	x-x	158.16	0.068	0.088	390.72	9.31	4.32	5HA16	10.05
	y-y								

- **Espacement**

$$\text{Esp} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(135 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm.}$$

- a. **En travée**

- **Sens x-x** $S_t = \frac{100}{9} = 11.11\text{cm} < 33\text{cm} ; \text{ on opte : } S_t = 10 \text{ cm.}$

- **Sens y-y**

$$\text{Esp} \leq \min(4h ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(180 ; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm.}$$

$$S_t = \frac{100}{7} = 14.29\text{cm} < 40\text{cm} ; \text{ on prend : } S_t = 10 \text{ cm.}$$

- b. **Aux Appuis**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < 33\text{cm} ; \text{ on prend : } S_t = 20 \text{ cm.}$$

- Vérifications nécessaires

- a. Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.91 \text{ cm}^2 < 10.05 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{ Vérifiée.}$$

- b. Vérification des contraintes à l'ELS

La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel *SOCOTEC*.

Tableau V.8. Vérification des contraintes.

	<i>Sens</i>	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	<i>Vérif</i>
<i>Travée</i>	<i>x-x</i>	213.4	18.1	7.35	15	306.4	250	Non vérifiée
	<i>y-y</i>	176.08	14.07	8.19	15	375.6	250	Non vérifiée
<i>Appui</i>	<i>x-x</i>	125.53	10.05	5.84	15	320.3	250	Non vérifiée
	<i>y-y</i>							

- Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature.

- Redimensionnement de la section d'armature

Tableau V.9. Redimensionnement des Armatures (dalle du radier).

	<i>Sens</i>	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_s^{\text{min}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
<i>Travée</i>	<i>x-x</i>	16.26	4.32	11HA16	22.12	8
	<i>y-y</i>	13.26	3.6	10HA16	20.11	10
<i>Appui</i>	<i>x-x</i>	9.31	4.32	7HA16	14.07	10
	<i>y-y</i>					

Tableau V.10. Vérification des contraintes après augmentation des sections d'acier.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérif
Travée	x-x	213.4	22.12	6.62	15	249.9	250	vérifiée
	y-y	176.08	20.11	5.74	15	228	250	vérifiée
Appui	x-x	125.53	14.07	4.93	15	230.6	250	vérifiée
	y-y							

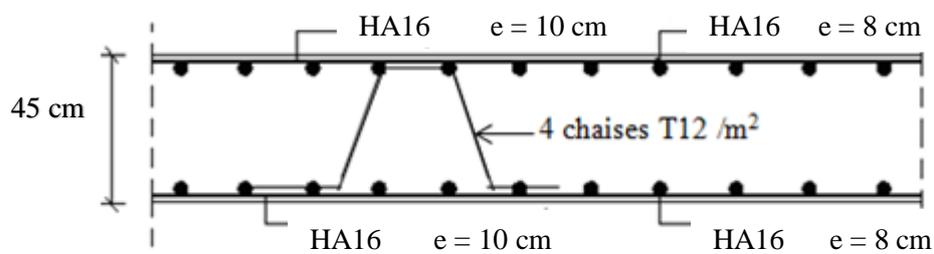


Figure V.2. Ferrailage de la Dalle du Radier.

V.2.4.4. Ferrailage des nervures

- **Calcul des efforts**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire. [2]

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

En travée : $M_t = 0.85M_0$

Sur appuis : $M_t = 0.50M_0$

- **Calcul des armatures**

b = 60 cm ; h = 150 cm ; d = 135 cm.

Chapitre V. Étude des Fondations

- **Sens porteur (x-x)**

$L = 6 \text{ m}$; $q_u = 239.29 \text{ kN/ml}$.

Tableau V.11. Ferrailage des nervures (sens porteur).

	$M_u(kNm)$	μ	α	$Z(mm)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
<i>Travée</i>	915.28	0.059	0.076	1308.88	16.08	8HA16	16.08
<i>Appuis</i>	538.4	0.035	0.044	1326.12	9.33	4HA16+2HA12	10.3

- **Sens non porteur (y-y)**

$L = 5.5 \text{ m}$; $q_u = 239.29 \text{ kN/ml}$.

Tableau V.12. Ferrailage des nervures (sens non porteur).

	$M_u(kNm)$	μ	α	$Z(mm)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
<i>Travée</i>	769.1	0.049	0.064	1315.62	13.43	4HA16+4HA14	14.2
<i>Appuis</i>	452.41	0.029	0.037	1330	7.82	4HA16	8.04

- **Condition de non fragilité**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 7.82cm^2$$

V.2.4.5. Vérifications nécessaires des contraintes à l'ELS et contrainte tangentielle du béton

a- Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau V.13. Vérification des contraintes.

	Sens	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$	Vérification
<i>Travée</i>	x-x	726.44	16.08	5.01	15	324.8	250	Non vérifiée
	y-y	610.41	14.2	4.48	15	308.5	250	Non vérifiée
<i>Appuis</i>	x-x	427.32	10.3	3.68	15	296.2	250	Non vérifiée
	y-y	359.07	8.04	3.5	15	317.6	250	Non vérifiée

- Redimensionnement de la section d'armature

Tableau V.14. Redimensionnement des Armatures.

	<i>Sens</i>	$A_s^{cal}(cm^2)$	$A_s^{min}(cm^2)$	<i>Choix</i>	$A_s^{adp}(cm^2)$
<i>Travée</i>	<i>x-x</i>	16.08	7.82	6HA20+2HA14	21.93
	<i>y-y</i>	13.43	7.82	4HA20+4HA16	18.73
<i>Appui</i>	<i>x-x</i>	9.33	7.82	4HA16+4HA12	12.56
	<i>y-y</i>	7.82	7.82	6HA16	12.06

Tableau V.15. Vérification des contraintes après augmentation des sections d'acier.

	<i>Sens</i>	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	<i>Vérif</i>
<i>Travée</i>	<i>x-x</i>	726.44	21.93	4.27	15	239.3	250	vérifiée
	<i>y-y</i>	610.41	18.73	3.89	15	234.9	250	vérifiée
<i>Appui</i>	<i>x-x</i>	427.32	12.56	3.34	15	243.7	250	vérifiée
	<i>y-y</i>	359.07	12.06	2.86	15	213.1	250	vérifiée

b- Vérification de la contrainte tangentielle du béton : [2]

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min.}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$

Avec :

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

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{239.29 \times 6}{2} = 717.87 kN$$

$$\tau_u = \frac{717.87 \times 10^3}{600 \times 1350} = 0.89 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

V.2.4.6. Armatures transversales

c- Selon [2] :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,4\text{MPa}$$

d- Selon [3] :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 75\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 6\text{cm}$$

$f_e = 500\text{MPa}$; $\tau_u = 0,89\text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$; $b = 60\text{cm}$; $d = 135\text{cm}$

On trouve :

$S_t = 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$

$S_t = 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

$A_t \geq 2,7\text{ cm}^2$ On prend : $4T10 = 3,14\text{cm}^2$

V.2.4.7. 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. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Leur section est au moins $3\text{ cm}^2 / \text{ml}$ par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

On a : $h = 150\text{ cm}$ donc : $3 \times 1,50 = 4,50\text{ cm}^2$

Alors : **On opte $3HA14 = 4,62\text{ cm}^2$**

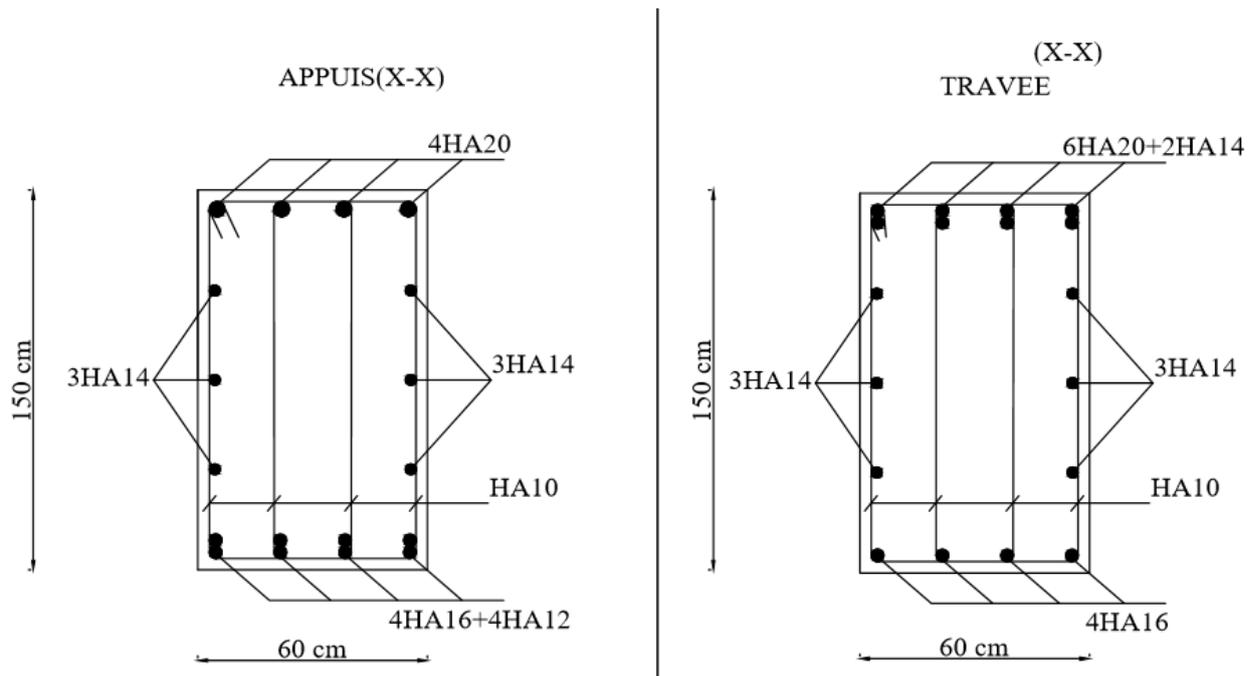


Figure V.3. Ferrailage des nervures du sens porteur (x-x).

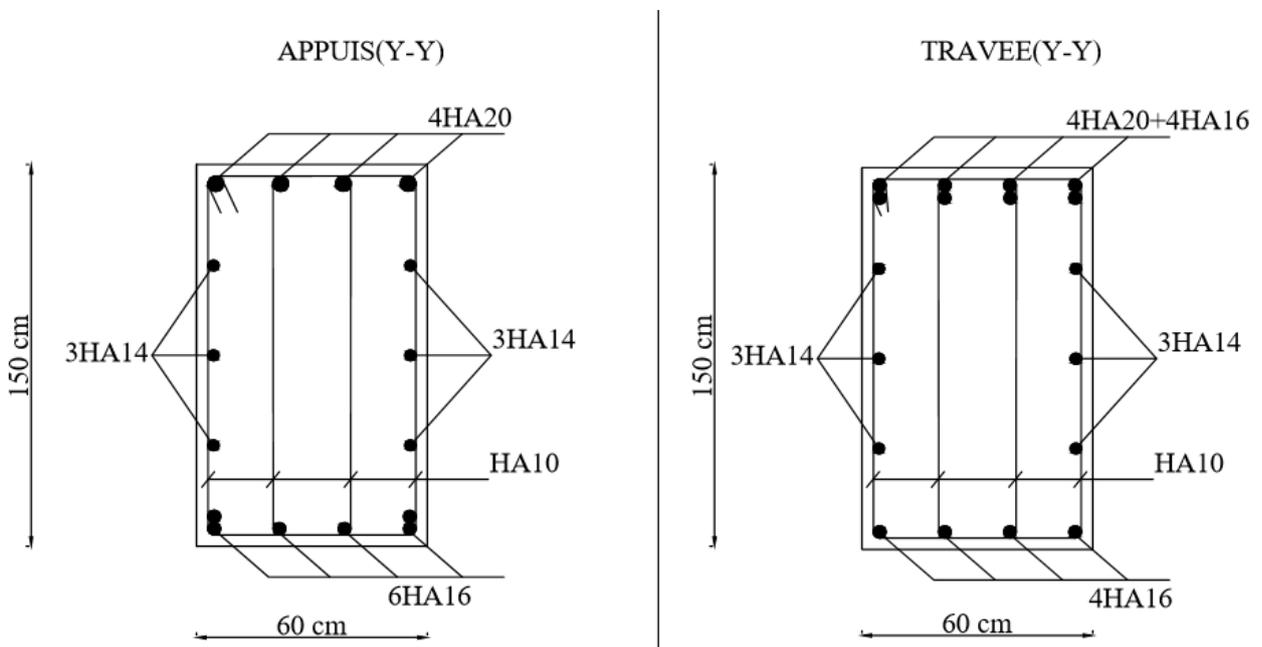


Figure V.4. Ferrailage des nervures du sens non porteur (y-y).

V.2.4.8. Ferrailage du Débord

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=0,5m$, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

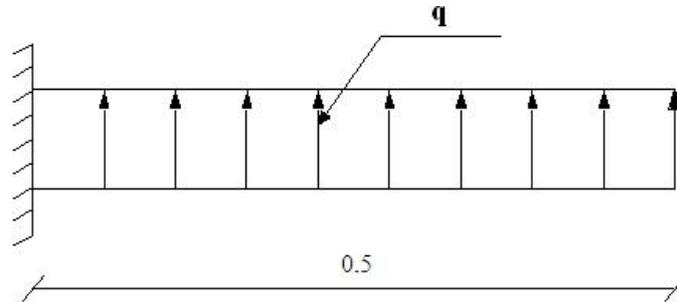


Figure V.5. Schéma statique des débords.

• Calcul de ferrailage

$q_u = 239.29 \text{ kN/ml}$, $b = 100\text{cm}$, $h = 45\text{cm}$, $f_{c28} = 25\text{MPa}$, $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$.

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 29.91 \text{ kNm} \quad ; \quad \sigma_s = 435\text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0.013$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.016$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 402.38 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = 1.71 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.91\text{cm}^2 > 1.71 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{non vérifié}$$

Choix : 6HA12, avec $A_s = 6.79 \text{ cm}^2$, $\text{esp} = 15\text{cm}$

• Armature de répartition

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.70\text{cm}^2 \leq A_r \leq 3.40\text{cm}^2$$

On prend : 4HA10 = 3.14 cm^2 , $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel *SOCOTEC*.

$$q_{ser} = 189.92 \text{ kN/ml} \quad M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 23.74 \text{ kNm}$$

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right) = 250 \text{ MPa}$

Tableau V.16. Vérifications des Contraintes du Béton et d'Acier.

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
23.74	6.79	1.9	15	90.3	250	vérifiée

- **Vérification de la flèche :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,9 \geq 0,062 \quad \text{vérifiée} \\ 0,0016 \leq 0,0084 \quad \text{vérifiée} \\ 0,9 \geq 0,1 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont satisfaites, nous sommes donc dispensés pour l'évaluation de la flèche.

- **Effort tranchant :**

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

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

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{717.87 \times 10^3}{1000 \times 405} = 1.77 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

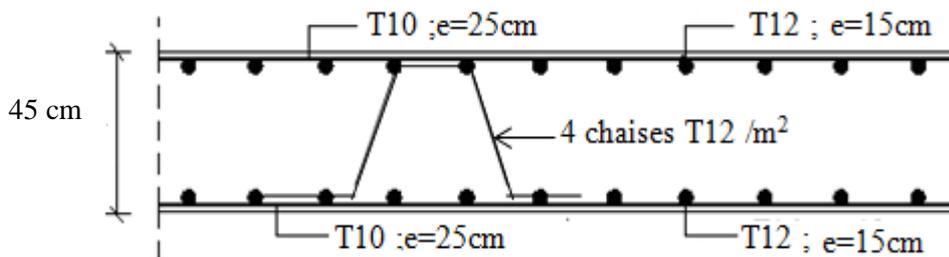


Figure V.6. Ferrailage du débord.

V.2.5. Etude du voile périphérique

V.2.5.1. Pré-dimensionnement

Pour le pré-dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
Épaisseur $e \geq 15\text{cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B : Section du voile.

V.2.5.2. Évaluation des Charges

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

$$L_x = 2.66 \text{ m} ; L_y = 6 \text{ m}.$$

Les charges et surcharges sont uniformément réparties sur une bande de 1m se situant à la base du voile (cas le plus défavorable).

La résultante P_G des poussées des terres (remblais), sur la hauteur « L » de l'écran, s'applique au tiers inférieur du parement [1] :

On considère :

$$\cdot \beta = 0.$$

$$\cdot \lambda = 0.$$

$$\cdot \varphi = 32.23^\circ.$$

$$\cdot \delta = 2\varphi/3.$$

$$\cdot \gamma = 11.34 \text{ KN/m}^3.$$

$$P_G = k_a \times \gamma \times \frac{L^2}{2}$$

$$K_a^\gamma = 0,3$$

$$L = 3.06 - 0.4 = 2.66 \text{ m.}$$

On obtient :

$$P = 12.04 \text{ kN/ml}$$

$$P_u = 16.25 \text{ kN/ml}$$

V.2.5.3 Effort dans la Dalle

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.44 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0.1049. ; \mu_y = 0.25.$$

$$M_x = \mu_x P_u L_x^2 = 12.06 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 3.02 \text{ kNm}$$

- Moment en travée

$$M_{tx} = 0.85 * M_x = 10.25 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0.85 * M_y = 2.57 \text{ kNm}$$

- Moment sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 6.03 \text{ kNm}$$

V.2.5.4 Calcul du Ferrailage

$$B = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.17. Ferrailage du Voile Périphérique.

	<i>Sens</i>	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	<i>Choix</i>	A_s^{adp} (cm ²)
<i>Travée</i>	<i>x-x</i>	10.25	0.022	0	0.028	17.796	1.32	4HA10	3.14
	<i>y-y</i>	2.57	0.005	0	0.007	17.949	0.33	4HA10	3.14
<i>Appuis</i>	<i>x-x</i>	6.03	0.013	0	0.016	17.881	0.78	4HA10	3.14
	<i>y-y</i>								

V.2.5.5. Condition de Non Fragilité

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30cm ($12 \leq h \leq 30$) (cm).

On a :

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 0,0006$ pour les barres FeE500

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 0.0006 * \left(3 - \frac{2.66}{6} \right) \frac{100 * 20}{2} = 1.53 cm^2 \\ A_y^{\min} = 0.0006 * 100 * 20 = 1.2 cm^2 \end{cases}$$

En travée

$$\begin{cases} A_x = 3.14 cm^2 > A_x^{\min} \\ A_y = 3.14 cm^2 > A_y^{\min} \end{cases}$$

Sur appuis

$$\begin{cases} A_x = 3.14 cm^2 > A_x^{\min} \\ A_y = 3.14 cm^2 > A_y^{\min} \end{cases}$$

V.2.5.6 Vérification de l'Effort Tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 MPa$

$$T_x = \frac{P_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 22.91 kN$$

$$T_y = \frac{P_u L_x}{3} = 14.41 kN$$

$$T_u = \max (T_x ; T_y)$$

$$\tau_u = \frac{22.91 * 10^3}{1000 * 180} = 0.127 MPa < 1.25 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

V.2.5.7 Vérification à l'ELS

a- Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.44 > 0.4$$

$$\mu_x = 0.1049$$

$$\mu_y = 0.25$$

$$Q_{ser} = 12.04 \text{ kN/ml}$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 8.94 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 2.24 \text{ kNm}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 * M_x = 7.6 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0.85 * M_y = 1.9 \text{ kNm}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 * M_x = 4.47 \text{ kNm}$$

b- Vérification des contraintes

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau V.18. Vérification des Contraintes à l'ELS.

	<i>Sens</i>	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	<i>Vérif</i>
<i>Travée</i>	<i>x-x</i>	7.6	3.14	2.65	15	153.5	250	Vérifiée
	<i>y-y</i>	1.9	3.14	0.66	15	38.4	250	Vérifiée
<i>Appui</i>	<i>x-x</i>	4.47	3.14	1.56	15	90.3	250	Vérifiée
	<i>y-y</i>							

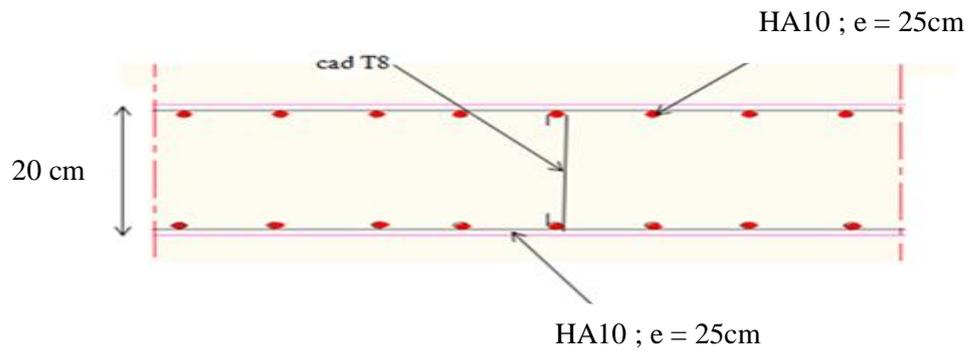


Figure V.7. Ferrailage du Voile Périphérique en Travée et en Appui.

CONCLUSION

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances que nous avons acquies durant notre cycle de formation de master, de les approfondir en nous basons sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les logiciels de calcul récents, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris en compte dans la conception et le calcul des structures en béton armé en zone sismique.

Ce dernier nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur pour le choix du modèle de calcul à considérer pour l'étude de la structure (Parmi ces difficultés on cite la disposition des voiles, et cela est dû à la forme géométrique en plan de notre structure).

L'outil informatique a tellement aidé l'ingénieur et a facilité sa tâche, mais il ne pourra jamais le remplacer ; le concepteur restera toujours celui qui prend les décisions, et responsable de l'application qu'il lui appartient de faire des avancés techniques que le génie parasismique met à sa disposition, mais l'ingénieur tout seul ne pourra rien faire, car la solution finale ne peut être que le résultat d'un travail en équipe composée de tous les intervenants dans le domaine du bâtiment , et tout en respectant les exigences de la réglementation en vigueur.

En fin, nous espérons que ce modeste travail pourra être utile aux prochaines promotions.

« L'ingénieur doit savoir, vouloir et pouvoir être Co-concepteur et non pas seulement calculateur ». DAVIDOVICI

❖ *Documents réglementaires*

[1]- D.T.R. "Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003".

[2]- D.T. "BAEL 91 Modifié 99".

[3]- D.T.R. "C.B.A.93".

[4]- VICTORE DAVIDOVICI, "Formulaire du béton armé : volume 1".

[5]- DTR B.C 2.2, "Charges permanentes et charges d'exploitation".

❖ *Mémoires de fin d'étude*

- RAHAL Mossab TAMAOUCHT Rachid 2020/2021 "CONCEPTION ET CALCUL PARASISMIQUE D'UN BATIMENT R+9 EN BETON ARME AVEC INVESTIGATION SUR LA CAPACITE PORTANTE" UINVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA1.
- KEDDAH Ahlem HASROURI Ahlem 2010/2011 " Conception et Calcul Parasismique d'Un Auditorium Comportant Deux Planchers Nervurés " UINVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA1.
- BENAÏSSA Benaïssa MOHAMED Bedrani 2012/2013 " Conception et Calcul Parasismique d'Une Structure Sous-Sol+ RDC+9etage Contreventé par des Voiles et Portique en Béton Armé « UINVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA1.

- *ALLAGU Abderrahim 2012/2013 " Conception et Calcul Parasismique d'Une Structure 2 Sous-Sol+ RDC+8 étages Contreventé par des Voiles et Portique en Béton Armé " UINVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA1.*
- *SEBBACHE Mohamed Lamine RAHIM Mohammed Lamine 2017/2018 " Etude d'un Bâtiment en (RDC+5 étages) a usage multiple Contreventé par des Voiles Porteurs UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE-BOUIRA.*
- *DAOUD Amel 2016/2017 " Etude d'un bâtiment R+4+deux entre sol, a usage multiple Contreventé par voiles porteurs" UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE-BOUIRA.*
- *FERARHA Abdelmadjid DJOUABI Djamel 2017/2018 " Etude d'un immeuble d'hôtel 4* étoile en (RDC et 10 étages avec Sous-sol) en béton armé" UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE-BOUIRA.*
- *BOUBLENZA Amine 2012/2013 " Etude d'un Hôtel en Béton Arme a Marsat Ben m'hidi " Université Abou Bekr Belkaid.*

❖ *Logiciels utilisés*

- ETABS 18.0.0
- AOTOCAD 16
- SOCOTEC

ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

LES DONNEES
Caractéristique du béton et
l'acier
Sollicitation M_u

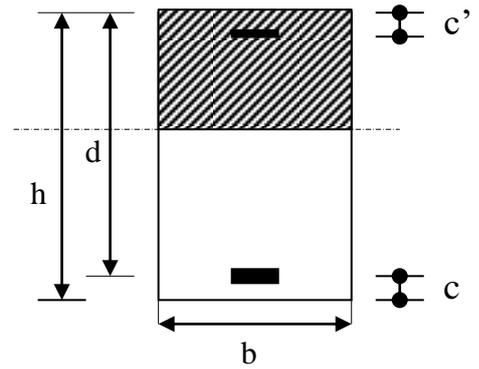
$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\zeta_{es}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \zeta_{es}}$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$



Situation durable :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{cases}$$

Situation accidentelle :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$$

Oui ($A_s' = 0$)

Non ($A_s' \neq 0$)

$$\mu < \mu_R$$

$$1,25 \cdot [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}]$$

$$\zeta_s = (3,5 \cdot 10^{-3} + \zeta_{es}) \cdot [(d - c')/d] - \zeta_{es}$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$Z_R = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

$$M_R = \mu_R \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_R$$

Oui

$$\mu \leq 0,186$$

Non

$$\zeta_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s = 3,5 \text{‰} \cdot \left[\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right]$$

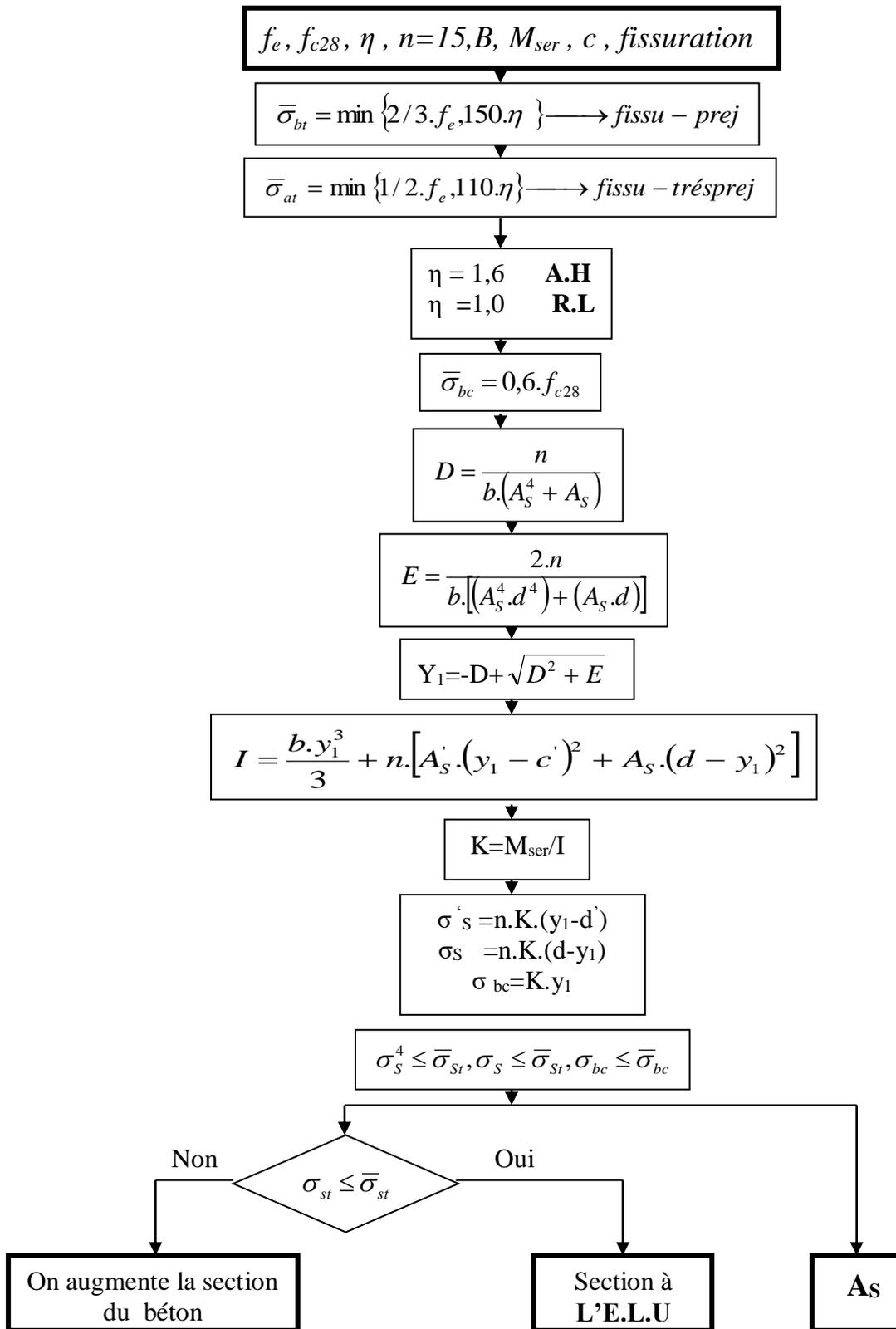
$$A_s' = (M_U - M_R) / [(d - c') \cdot \sigma_s']$$

$$A_s = M_U / (Z \cdot \sigma_s)$$

$$A_s = \left[\frac{M_U - M_R}{(d - c')} + \frac{M_R}{Z_R} \right] \cdot \frac{1}{f_e / \gamma_s}$$

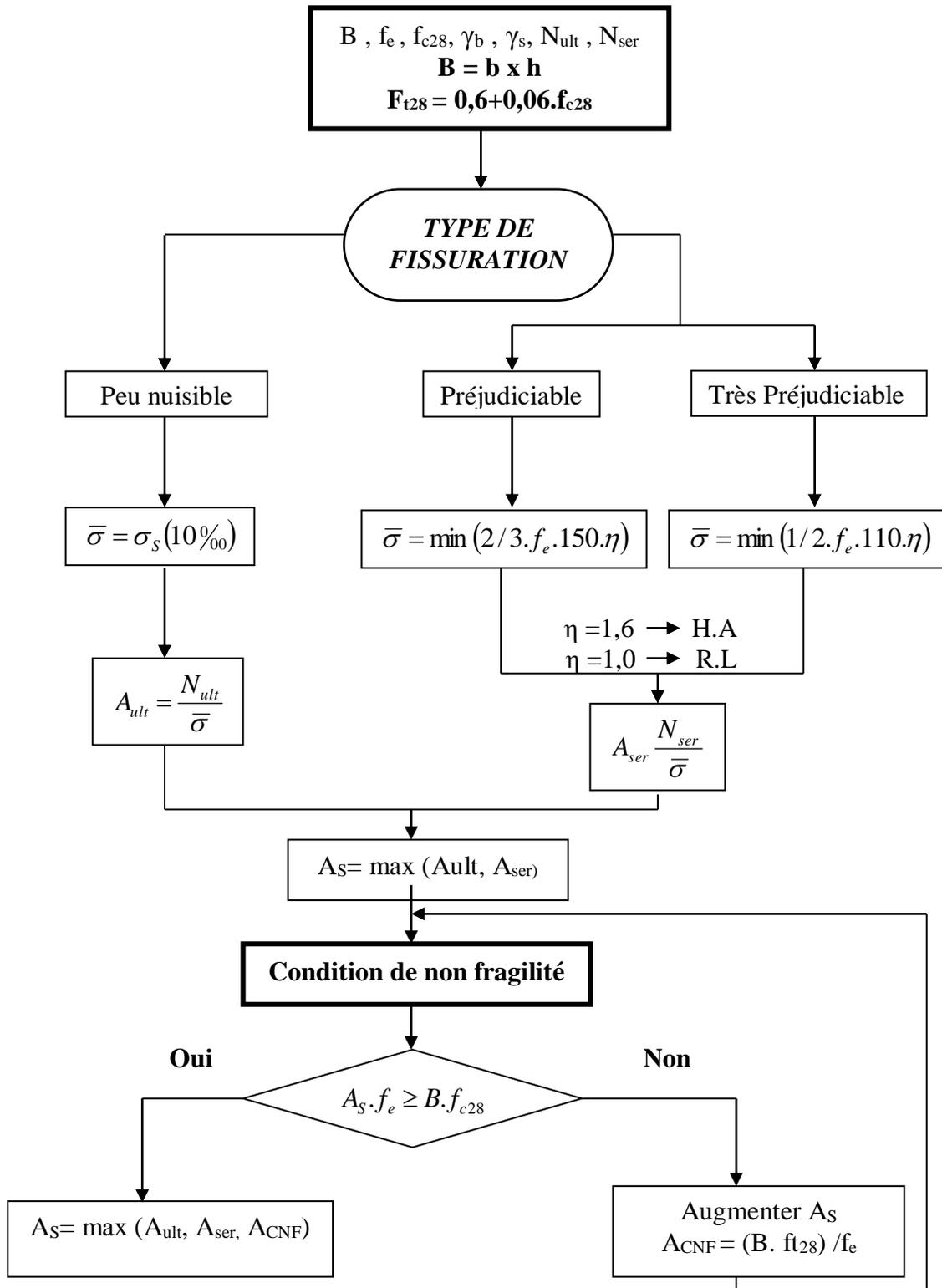
ORGANIGRAMME -II-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S



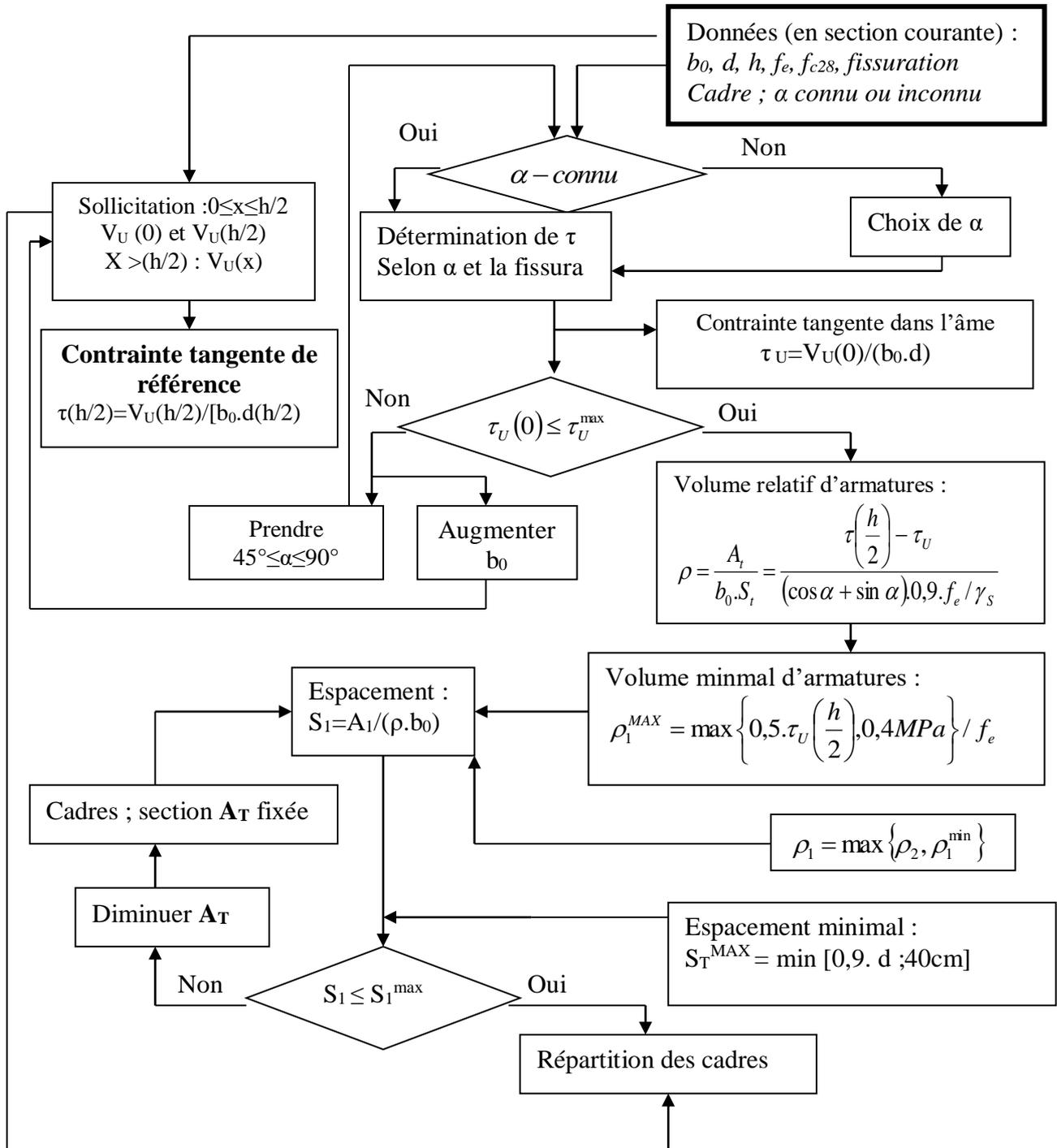
ORGANIGRAMME -III-

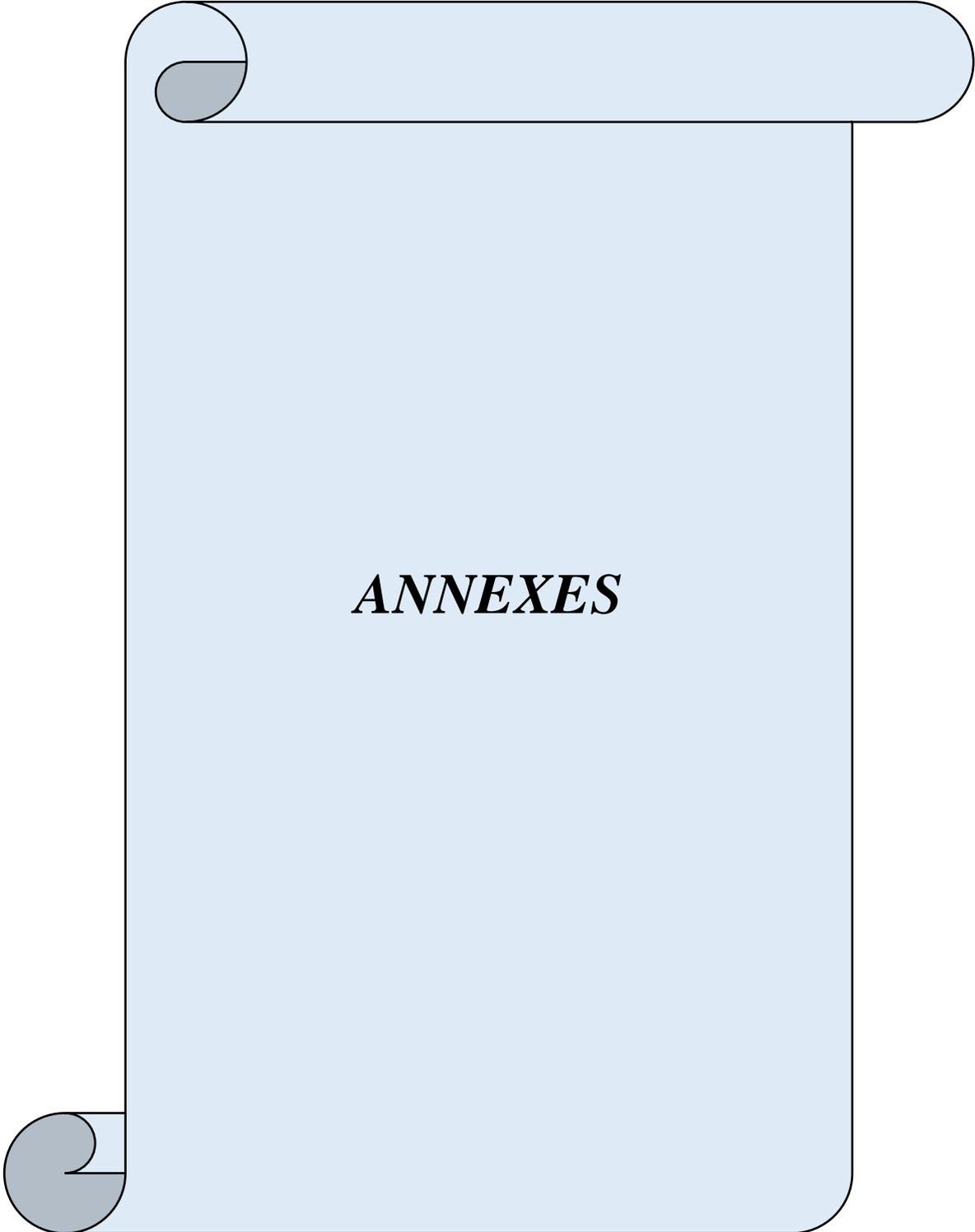
TRACTION SIMPLE



ORGANIGRAMME -IV-

CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT





ANNEXES

Calcul détaillé de l'acrotère

I.1 Introduction

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

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

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure. Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments secondaires suivants :

- L'acrotère.
- Les planchers à corps creux (poutrelles et table de compression).
- Les escaliers.
- Les dalles pleines.

I.2. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a le rôle de la sécurité et de la protection contre l'infiltration des eaux pluviales qui provoqueraient des fissures suivant la ligne conjoncture entre l'acrotère et la forme en pente.

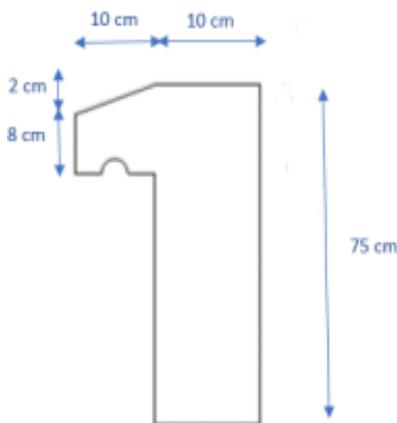


Figure I.1. Coupe transversale de l'acrotère

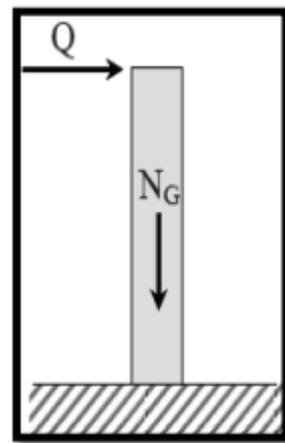


Figure I.2. Schéma statique de l'acrotère.

Annexe (A)

I.2.1. Principe de calcul Dans le calcul

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse. Il est soumis à son poids propre et une surcharge de 1KN/m due à la main courante.

Le calcul de ferrailage se fait pour une bande de 1m de largeur, 10 cm d'épaisseur, et 75 cm de hauteur. La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

I.2.2. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation

$$S = (0.10 * 0.75) + (0.80 * 0.10) + 0.1 * 0.02 = 0.084 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{acrotère}} = 25 * 0,084 = 2,1 \text{ kN/m}$$

Le poids des enduits en ciment ($e_p = 1,5 \text{ cm}$) ($\rho = 18 \text{ KN/m}^3$)

$$G_2 = \rho * p * e \quad \text{avec : } \rho : \text{ poids volumique du ciment}$$

P : périmètre transversale de l'acrotère

e : épaisseur des enduits de ciments = 1.5 cm

$$p = 0.75 + 0.1 + 0.1 + 0.08 + 0.1 + 0.65 = 1.78 \text{ m}$$

$$G_2 = 18 * 1.78 * 0.015 = 0.48 \text{ KN/m}$$

$$G = G_{\text{acrotère}} + G_2 = 2.1 + 0.48 = 2.58 \text{ KN/ml}$$

- Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ kN/ml}$

- Force horizontale d'origine sismique agissant sur l'acrotère

D'après **RPA 99 version 2003**, L'action des forces horizontales est donnée par :

$$F_P = 4.A.C_P.W_P$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone donné par l'RPA 99 version 2003 à partir du tableau (4.1) pour la zone III et le groupe d'usage 2 $\Rightarrow A = 0.25$

- C_P : Facteur de force horizontale donné par l'RPA 99 version 2003 à partir du tableau (6.1) $\Rightarrow C_P = 0,8$.

Annexe (A)

- W_P : Poids de l'acrotère $\Rightarrow W_P = 2.58 \text{ kN/ml}$.

$$\Rightarrow F_P = 4 \cdot 0,25 \cdot 0,8 \cdot 2.58 \quad F_P = 2.064 \text{ kN/ml}$$

$$Q = \text{Max} (1.5Q ; F_P) = \text{Max} (1.5 ; 2.064) = 2.064 \text{ kN/ml}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

$$G = 2.58 \text{ kN/ml} \text{ et } Q = 2.064 \text{ kN/ml}$$

I.2.3. Détermination des efforts

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de longueur.

État limite ultime (ELU) :

- $N_u = 1,35G = 3.483 \text{ kN}$.
- $M_u = 1,5 F_P \cdot h = 2.322 \text{ kN.m}$.
- $T_u = 1,5 F_P = 3.096 \text{ kN}$.

État limite de service (ELS) :

- $N_{ser} = G = 2.58 \text{ kN}$.
- $M_{ser} = F_P \cdot h = 1.548 \text{ kN.m}$.
- $T_{ser} = F_P = 2.064 \text{ kN}$.

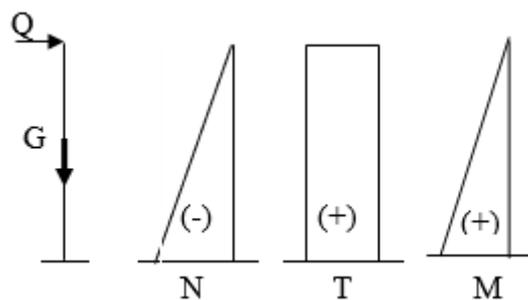


Figure I.3. Diagramme des efforts.

I.2.4. Ferrailage de l'Acrotère

$h = 10 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$; $c = c' = 2.5 \text{ cm}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$.

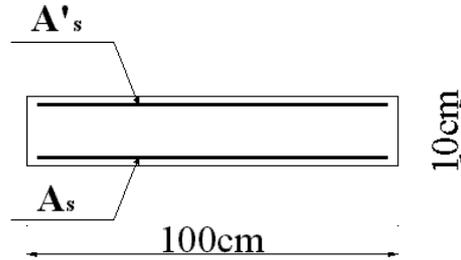


Figure I.4. Section de l'acrotère.

A l'ELU :

- **Calcul de l'excentricité**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.322}{3.483} = 0.67 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = 2.5 \text{ cm}$$

$$e_u = 67 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2.5 \text{ cm}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, alors on a une section partiellement comprimée (SPC).

- **Calcul du moment de flexion**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 2.41 \text{ kN.m d}^2$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0.03$$

D'après l'organigramme : $M = M_F = 2.41 \text{ kNm}$

$\mu = 0.03 < \mu_R = 0.392$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.03 \rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \alpha = 0.038$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 75(1 - (0.4 * 0.038)) = 73.86 \text{ mm}$$

Annexe (A)

$$A_s = \frac{Mf}{z \cdot \sigma_s} = \frac{2.41 \cdot 10^6}{73.86 \cdot 435} = 0.75 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = A_s' \quad \text{et} \quad A_2 = A_s - \frac{Nu}{\sigma_s} = 75 - \frac{3.483 \cdot 10^3}{435} = 0.67 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{s \text{ min}} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{ft28}{fe} = 0.23 \cdot 1000 \cdot 75 \cdot \frac{2.1}{500} = 0.72 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.72 \text{ cm}^2 > A = 0.67 \text{ cm}^2$$

On adopte pour : $A = A_{\text{min}} = 0.72 \text{ cm}^2$

On prend : $A = 4\text{HA}6 = 1.13 \text{ cm}^2$

- **Armature de répartition**

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \rightarrow \frac{1.13}{4} \leq A_r \leq \frac{1.13}{2} \rightarrow 0.2825 \leq A_r \leq 0.565$$

On prend : $A_r = 4\text{HA}6 = 1.13 \text{ cm}^2$

- **Espacement**

$$St = 25 \text{ cm} \leq S_{\text{min}} = [3h = 3 \cdot 10 = 30 \text{ cm}, 33 \text{ cm}] = 30 \text{ cm}$$

$$S_{\text{rep}} = 20 \text{ cm} \leq S_{\text{min}} = [4h = 4 \cdot 10 = 40 \text{ cm}, 45 \text{ cm}] = 40 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELS : * $N_{\text{ser}} = G = 2.58 \text{ kN}$. * $M_{\text{ser}} = F_p \cdot h = 1.548 \text{ kN.m}$

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme (flexion composée à l'ELS).

- **Vérification des contraintes**

- La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel *SOCOTEC*.

Tableau I.1. Vérification des contraintes.

$M_{\text{ser}}(\text{KNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
1.548	1.13	3.21	15	Vérifiée	-187.4	250	Vérifiée

Annexe (A)

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{Tu}{b*d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,1 * f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{3.096 * 10^3}{1000 * 75} = 0.0413 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Vérifier.}$$

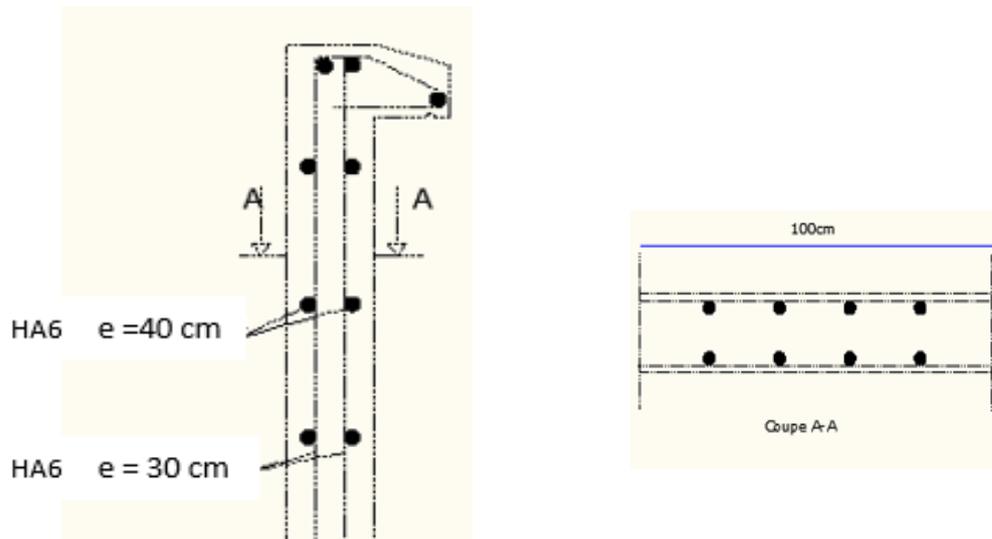


Figure I.5. Schéma ferrailage de l'acrotère.

Calcul détaillé des escaliers

I.3. Les Escaliers

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

III.3.1. Définition des éléments d'un escalier

- **La montée** : est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- **La marche** : est le plan horizontal sur lequel se pose le pied.
- **La hauteur de marche** : est la différence du niveau entre deux marches successives (h).
- **La contremarche** : est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- **Le nez de marche** : est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- **Le giron** : est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- **Une volée** : est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- **Un palier** : est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- **L'emmarchement** : est la longueur d'une marche.
- **La ligne de jour** : est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- **La ligne de foulée** : est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- **L'échappée** : est la distance verticale entre les nez de marches.
- **La paillasse** : est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier (avec L : Longueur horizontale de la paillasse et H : Hauteur verticale de la paillasse).

Annexe (B)

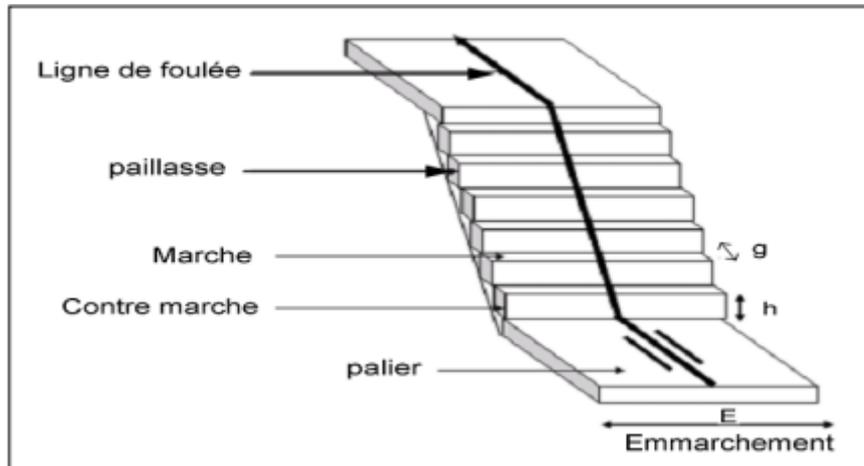


Figure I.6. Différents éléments d'un escalier.

I.3.1. Dimensionnement

- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse.

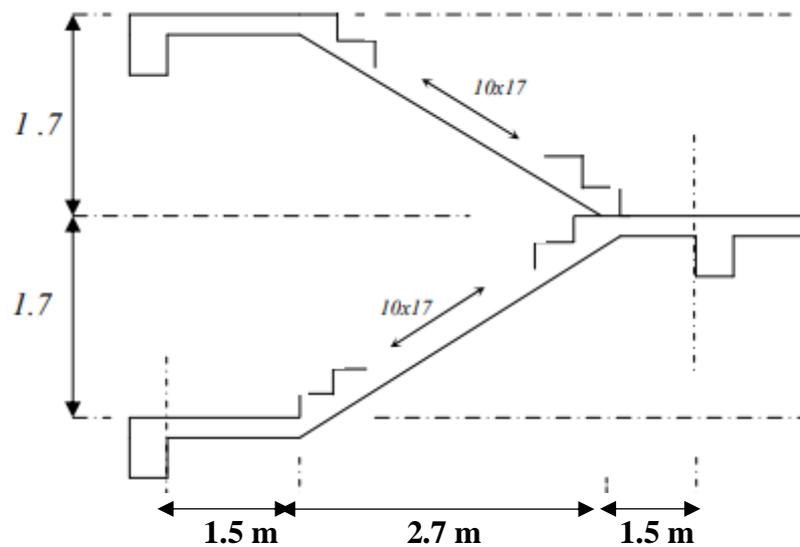


Figure I.7. Vu en élévation des escaliers.

Annexe (B)

Pour une réalisation idéale et confortable, on doit avoir selon la formule de Blondel « $2h+g=64$ »

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

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

$$64n^2 - n(64 + 340 + 270) + 340 = 0$$

$$64n^2 - 674n + 340 = 0$$

Donc : $n_1 = 0.53$

$n_2 = 10$ on prend : $n_2 = 10$

- le nombre de marche $(n-1) = 9$
- le nombre de contre marche $n = 10$

Alors on prend

$$\begin{array}{l} h = \frac{H}{n} = 17 \\ g = \frac{L}{n-1} = 30 \end{array} \quad \left\{ \begin{array}{l} h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Formule de BLONDEL : $2h+g = 64 \text{ cm}$ $2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ok}$

Formule de commodité : $g-h = 12 \text{ cm}$ $30 - 17 = 13 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \dots\dots \text{ok}$

Formule de sécurité : $g+h = 46 \text{ cm}$ $30 + 17 = 47 > 46 \text{ cm} \dots\dots \text{ok}$

b. L'épaisseur de palliase

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

$$\Rightarrow \frac{469}{30} \leq e_v \leq \frac{469}{20} \Rightarrow 15.63 \leq e_v \leq 23.45$$

Avec :

$$L = \sqrt{270^2 + 170^2} + 150 = 469 \text{ cm.}$$

Donc on prend : $e_v = e_p = 20 \text{ cm}$

NB : le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Annexe (B)

c. Angle d'inclinaison de la paillasse

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{170}{270} = 0,629 \Rightarrow \alpha = 32,19^\circ$$

I.3.2. Evaluation des charges

a- Palier :

- Charge permanente

Tableau I.2. Charge permanente du palier.

<i>Matière</i>	<i>Epaisseur</i> (cm)	<i>Masse volumique</i> (Kn/m ³)	<i>Masse surfacique</i> (Kn/m ²)
<i>Marbre</i>	3	27	0.81
<i>Mortier de pose</i>	2	20	0.40
<i>Lit de sable</i>	3	18	0.54
<i>Poids propre de la dalle</i>	20	25	5
<i>Enduit en ciment</i>	2	18	0.36
G_{Total}			7.11

- Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$.

b- Paillasse :

- Charge permanente

- Poids propre de la paillasse : $\frac{25 \cdot 0.2}{\cos(32.19)} = 5.91 \text{ kN/m}^2$.

- Poids propre de la marche : $\frac{25 \cdot 0.17}{2} = 2.13 \text{ kN/m}^2$.

Annexe (B)

Tableau I.3. Charge permanente de la paillasse.

<i>Matière</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Masse volumique (Kn/m³)</i>	<i>Masse surfacique (Kn/m²)</i>
<i>Marbre</i>	3	27	0.81
<i>Mortier de pose</i>	2	20	0.40
<i>Lit de sable</i>	3	18	0.54
<i>Enduit en ciment</i>	2	18	0.36
<i>Garde corp</i>	2	-	1
G_{Total}			11.15

- Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$.

I.3.3. Combinaison des charges

Tableau I.4. Combinaison des charges.

	<i>ELU (1.35G+1.5Q) (kN/ml)</i>	<i>ELS (G+Q) (kN/ml)</i>
<i>Palier</i>	13.35	9.61
<i>Paillasse</i>	18.80	13.65

I.3.4. Schéma statique

- L'ELU :

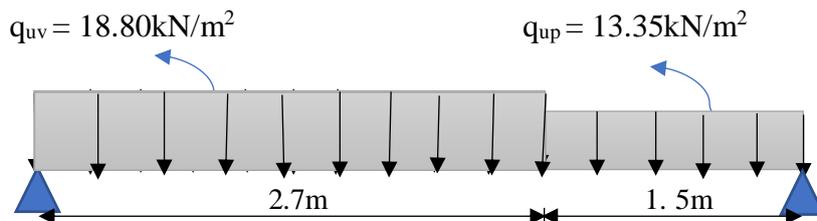


Figure I.8. Schéma statique.

Annexe (B)

- L'ELS :

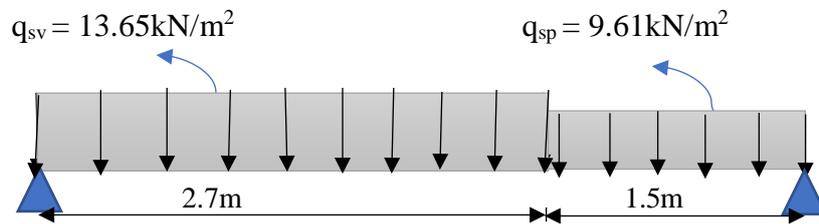


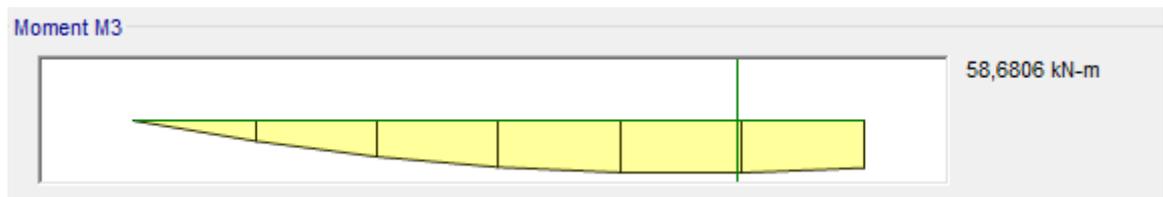
Figure I.9. Schéma statique.

I.3.5. Diagramme des efforts internes

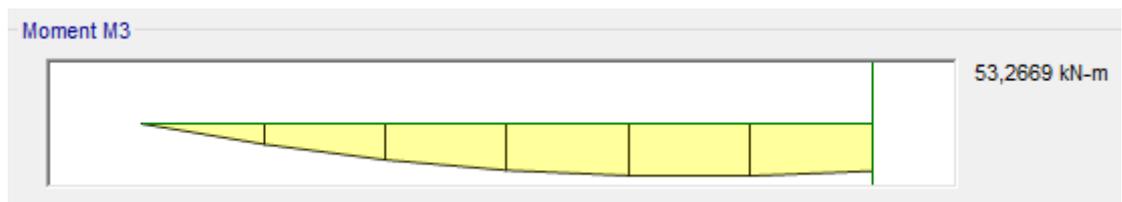
Moment fléchissant

- ELU :

- travé

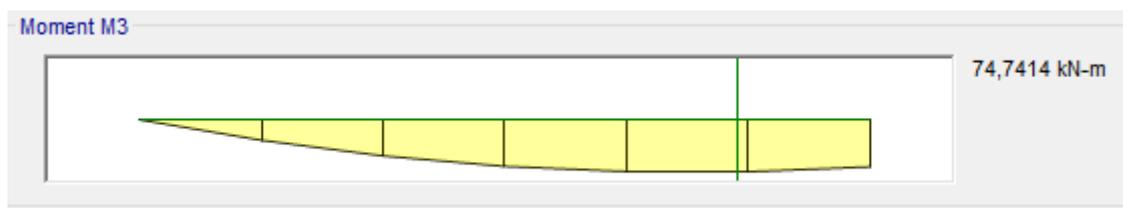


- appui



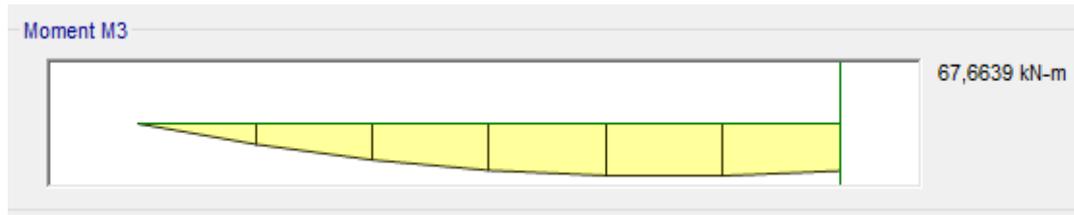
- ELS :

- Travée :



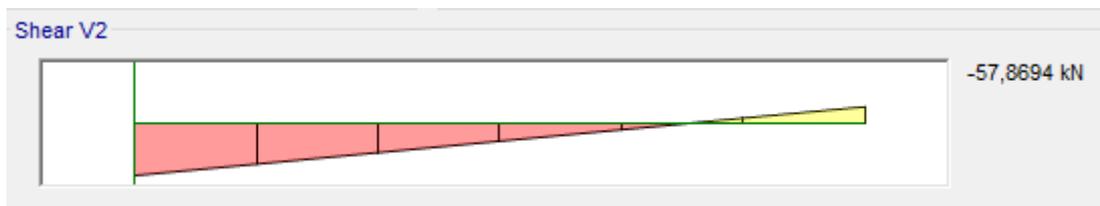
Annexe (B)

- Appui :

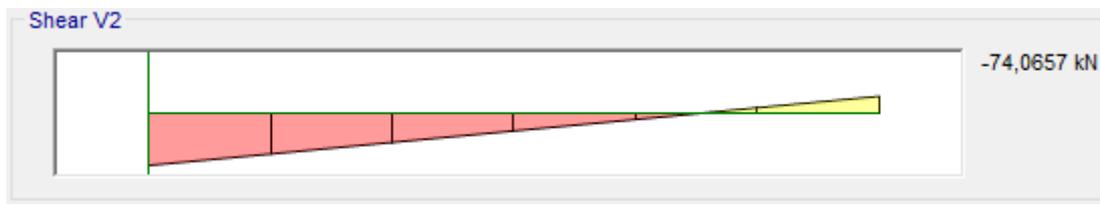


Effort tranchant

• ELU :



• ELS :



I.3.6. Calcul des armatures :

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

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

- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur :

$$f_{c28} = 25MPa ; f_{bc} = 14,17MPa ; f_{t28} = 2,10MPa ; \gamma_b = 1,5 ; d = 0,9h = 18cm$$

$$\sigma_s = 435MPa ; \gamma_s = 1,15 ; f_e = 500MPa$$

Annexe (B)

Tableau I.5. Ferrailage d'escalier.

	M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
Travée	58.68	0.127	Oui	0	0.170	16.776	8.04	6HA14	9.24
Appuis	52.27	0.114	Oui	0	0.152	16.905	7.1	5HA14	7.7

I.3.6.1. Espacement

- **En travée :** $esp \leq \frac{100}{6} = 16,67cm$

On prend : esp = 15cm

- **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{8} = 12,50cm$

On prend : esp = 12cm

I.3.6.2. Armature de répartition

- **En travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2,31cm^2/ml \leq A_r \leq 4,62cm^2/ml$

Le choix est de 4HA10 = 3.14cm² avec St = 25cm.

- **Sur appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,93cm^2/ml \leq A_r \leq 3,85cm^2/ml$

Le choix est de 4HA10 = 3.14cm² avec St = 15cm.

I.3.6.3. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{s \min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 1000 \cdot 180 \cdot \frac{2.1}{500} = 1.73cm^2 .$$

- **En travée :** $A_s = 9.24 cm^2 > A_{s \min} = 1.73cm^2$ vérifiée

- **Sur appui :** $A_s = 7.7 cm^2 > A_{s \min} = 1.73cm^2$ vérifiée

I.3.6.4. Effort tranchant

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

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

$$\tau_u = \frac{Tu}{b*d} = \frac{57,87 * 10^3}{1000 * 180} = 0,3215 \leq \tau_u = 3,33 \text{MPa}.$$

- **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 : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 57,87 * 10^3 - \frac{58,68 * 10^6}{0,9 * 180} = -304352,22 \text{ kN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

I.3.6.5. Vérification des armatures transversales

$$\tau_u = \frac{Tu}{b*d} = 0,3215 < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{MPa}.$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

I.3.6.6. Vérification à l'ELS

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

Annexe (B)

- **Vérification des contraintes du béton**

- La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel *SOCOTEC*.

Tableau I.6. Vérification à l'ELS

	$M_{ser}(KNm)$	$A_s(cm^2)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	74.74	9.24	12.9	15	Vérifiée
Appui	67.66	7.7	12.5	15	Vérifiée

I.3.6.7. Vérification de la flèche

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{469} = 0.0426 < 0.0625 \dots\dots\dots \text{Non vérifier} \\ \frac{9.24}{100*18} = 0.0051 < 0.0084 \dots\dots\dots \text{Vérifier} \\ \frac{20}{469} = 0.0426 < 0.1 \dots\dots\dots \text{Non vérifier} \end{array} \right.$$

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

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{500} \end{array} \right. \quad L = 4.69 < 5 \text{ m}$$

Annexe (B)

• **Moment d'inertie de la section homogène I_0**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = 75537.067$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

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

$$E_i = 32164,20 \text{MPa} ; E_v = 10818,87 \text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau I.6. Vérification de la flèche

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
74.74	9,24	0.0051	449.37	4.117	1.647	0.673	75537.067	22035.86	39408.81

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 2.47 \text{ cm} \\ f_v = 3.85 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow \Delta f_t = f_v - f_i = 1.38 \text{ cm}$$

$$f = 0.5 + \frac{469}{500} = 1.44 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_t = 1.38 \text{ cm} < 1.44 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Annexe (B)

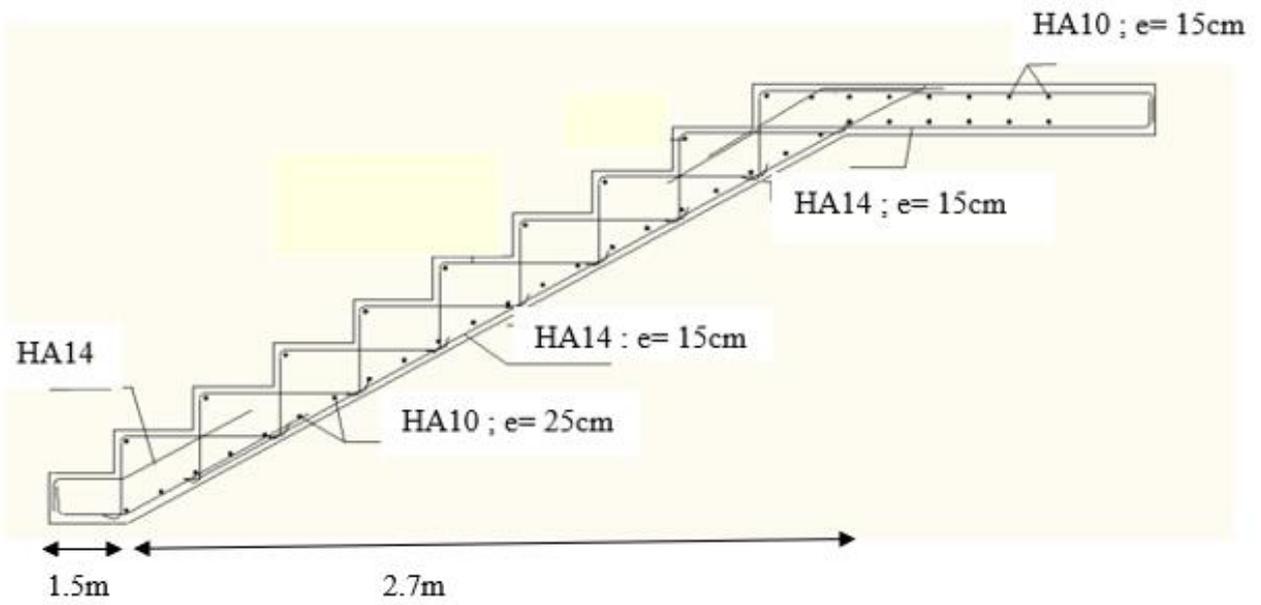


Figure I.10. Schéma ferrailage escalier.

Calcul détaillé de la dalle pleine (balcon)

I.4. Les balcons

Notre bâtiment comprend des balcons en dalle pleine de 15 cm d'épaisseur. Elles sont de type console (dalle pleine encastrée au niveau du plancher).

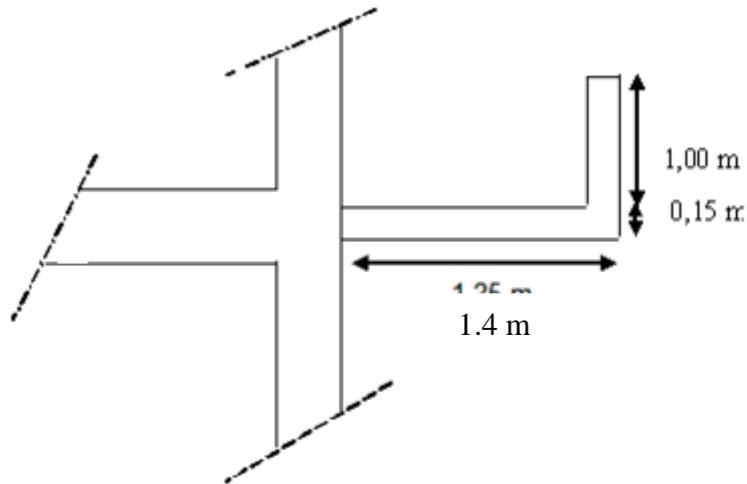


Figure I.11. Dimensions du balcon

I.4.1. Détermination des charges et surcharges

- Charges permanentes de la dalle pleine (étage courant) : $G1=6.17 \text{ KN/m}^2$
- Charges de garde-corps (en maçonnerie) : $G2=1.62 \text{ KN/ml}$
- Surcharges sur le balcon : $Q1 = 3,5 \text{ KN/ m}^2$
- Charge concentré « F » :

- Enduit au ciment	0,36 kN/m^2
- Maçonnerie (ép = 10 cm)	0,90 kN/m^2
- Enduit au ciment	0,36 kN/m^2
F = 1,62 kN/m^2	

Moment du à la main courante :

$$M_{mc} = Q \times L = 1 \times 1 \times 1 = 1 \text{ kN.m}$$

- Schéma statique

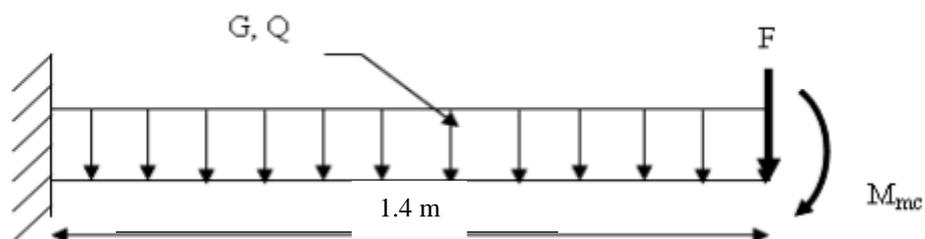


Figure I.12. Schéma statique du balcon.

I.4.2. Combinaison des charges

Tableau I.7. Combinaison de charges.

	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
<i>q (kN/ml)</i>	13.58	9.67
<i>F (kN)</i>	2.19	1.62
<i>M_{mc}</i>	1.5	1

I.4.2. Calcul des efforts internes

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

- **Moment fléchissant:** $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx + M_{mc}\right)$
- **Effort tranchant:** $T(x) = (qx + F)$

Tableau I.8. Calcul des efforts internes

	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
<i>M (kN.m)</i>	17.87	12.74
<i>T (kN)</i>	21.2	15.16

Annexe (C)

I.4.3. Calcul de ferrailage

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m.

$$f_{c28} = 25MPa ; f_{bc} = 14,17MPa ; f_{t28} = 2,10MPa ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=13.5 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 435MPa ; \gamma_s = 1,15 ; f_e = 500MPa$$

Tableau I.9. Ferrailage du balcon.

M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
17.87	0.069	Oui	0	0.089	13.016	3.15	5HA12	5.65

I.4.3.1. Espacement

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} (3h; 33cm) \dots\dots\dots \text{pour une charge répartie} \\ (2h; 22cm) \dots\dots\dots \text{pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 33cm \\ 22cm \end{cases} \Rightarrow S_t = 20cm \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

I.4.3.2. Armatures de répartitions

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.39cm^2 \leq A_r \leq 2.78cm^2$$

Le choix est de: 5T8/ml=2.51cm² avec: S_t=20cm

I.4.3.3. Condition de non fragilité

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

$$A_s = 5.65cm^2 > A_s^{\min} = 1,63cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Annexe (C)

I.4.3.4. Vérification de l'effort tranchant

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

Avec:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{Tu}{b*d} = \frac{13.58*10^3}{1000*135} = 0.101 \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa.vérifiée}$$

I.4.3.5. Vérification à l'ELS

On considère que la fissuration est préjudiciable

- **Vérification des contraintes**
 - La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel *SOCOTEC*.

Tableau I.10. Vérification des contraintes du balcon.

$M_{ser}(KNm)$	$A_s(cm^2)$	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
12.74	5.65	4.51	15	Vérifiée	-184.4	250	Vérifiée

I.4.3.6. Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{140} = 0.107 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{5.65}{100*13.5} = 0.00418 < 0.0084 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{15}{140} = 0.107 > 0.1 \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$

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

Annexe (C)

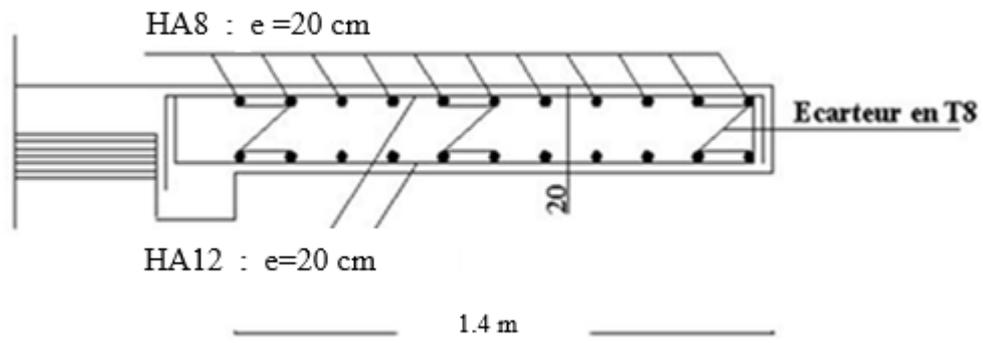


Figure I.13. Schéma de ferrailage du balcon.

Calcul détaillé des poutrelles

I.5. Les poutrelles

I.5.1. Pré-dimensionnement

Les poutrelles sont des poutres de section en **T** associées à des planchers, ils seront calculés en deux phases :

- **1^{er} phase** : avant le coulage du béton, la poutrelle est supposée simplement appuyées, elle est soumise à son poids propre et elle travaille iso statiquement, le moment fléchissant maximal en travée est :

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

Dans cette phase la poutrelle se trouve incapable de reprendre cette sollicitation d'où la nécessité d'un **étalement** à mi travée pour diminuer la flèche.

- **2^{ème} phase** : Dans cette phase la poutrelle prend corps avec la dalle de compression elle travaille hyper statiquement sur des appuis continus et par conséquent création des moments au niveau des appuis continus d'où un soulagement pour la poutrelle, ce soulagement est traduit par diminution du moment en mi- travée.

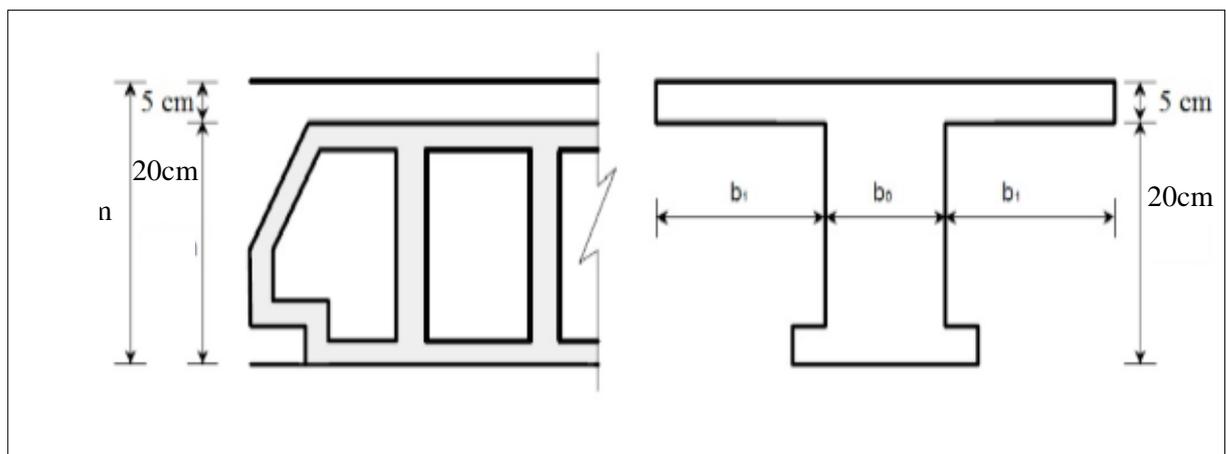


Figure I.14. Plancher corps creux.

Notre plancher en corps creux :

$$h_t = 25 \text{ cm} \begin{cases} 20 \text{ cm corps creux} \\ 5 \text{ cm dalle de compression} \end{cases}$$

Annexe (D)

I.5.2. Dimension des poutrelles

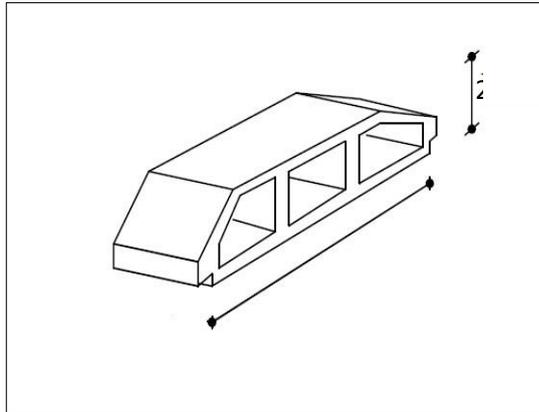


Figure I.15. Dimension du Corps Creux

$$b_0 = (0,3 \div 0,5)h_t \rightarrow b_0 = (7,5\text{cm} \div 12,5\text{cm})$$

On prend : $b_0 = 12\text{cm}$

$$l_n = 60 + 12 = 72\text{cm} \text{ (Distance entre axe des poutrelles)}$$

$$b_1 = \frac{l_n - b_0}{2} = \frac{72 - 12}{2} \rightarrow b_1 = 30\text{ cm}$$

I.5.3. Evaluation des charges

- 1^{ère} phase :

a- Charge permanente

- Poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,05 \times 25 = \mathbf{0,15\text{ kN/ml}}$
- Poids propre du corps creux : $0,60 \times 1,2 = \mathbf{0,72\text{ kN/ml}}$

$$\mathbf{G_{tot} = 0,87\text{ kN/ml}}$$

b- Charge d'exploitation

$$Q = 1 \times 0,6$$

$$\mathbf{Q = 0,6\text{ kN/ml}}$$

c- Combinaison :

$$\mathbf{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q \quad \mathbf{q_u = 2,07\text{ kN/ml}}$$

$$\mathbf{ELS : } q_s = G + Q \quad \mathbf{q_s = 1,47\text{ kN/ml}}$$

Annexe (D)

d- Calcul des moments :

$$M_u = \frac{ql^2}{8} \quad M_u = \frac{2.07(5.5)^2}{8} \quad M_u = 7.83 \text{ kN.m}$$

$$M_s = \frac{ql^2}{8} \quad M_s = \frac{1.47(5.5)^2}{8} \quad M_s = 5.56 \text{ kN.m}$$

e- Calcul de ferrailage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'ELU :

$M_u = 7.83 \text{ kN.m}$; $b = 12 \text{ cm}$; $d = 4.5 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$.

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

$$\mu_u = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} = 2.27 > \mu_r \text{ Sachant qu'il est impossible d'avoir } \mu_u > 1.$$

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 étaielements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

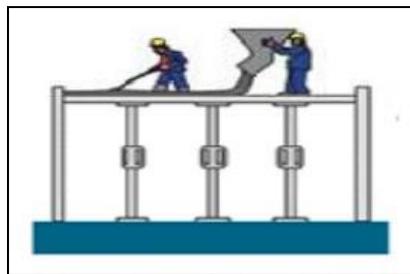


Figure I.16. Les étaielements.

- 2^{ème} phase :

Après le coulage de l'hourdis en place sur les entrevous, la poutrelle travaille comme une poutre en **Té**.

a- Charge permanente :

- Terrasse :

$$G = 6.99 \times 0.6 \quad G = 4.19 \text{ kN/ml}$$

- Etage courant :

$$G = 5.97 \times 0.6 \quad G = 3.58 \text{ kN/ml}$$

Annexe (D)

b- Charge d'exploitation :

- **Terrasse :**

$$Q=1 \times 0.6$$

$$Q= 0.6 \text{ kN/ml}$$

- **Etage courant :**

$$G=1.5 \times 0.6$$

$$Q = 0.9 \text{ kN/ml}$$

c- Combinaison :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q$$

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

Tableau I.11. Calcul des combinaisons

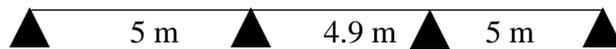
	<i>Terrasse</i>	<i>Etage courant</i>
<i>ELU (kN.m)</i>	6.56	6.18
<i>ELS (kN.m)</i>	4.79	4.48

d- Conclusion :

Le plancher terrasse est le plus sollicitée.

- **Nous avons 3 type de poutrelles :**

- Poutrelle a 3 travées (5 ; 4.9 ; 5) m



- Poutrelle a 4 travées (4.5 ; 5 ; 4.9 ; 5) m



- Poutrelle a 6 travées (4.5 ; 5 ; 4.9 ; 5 ; 5.5 ; 5.5) m



Annexe (D)

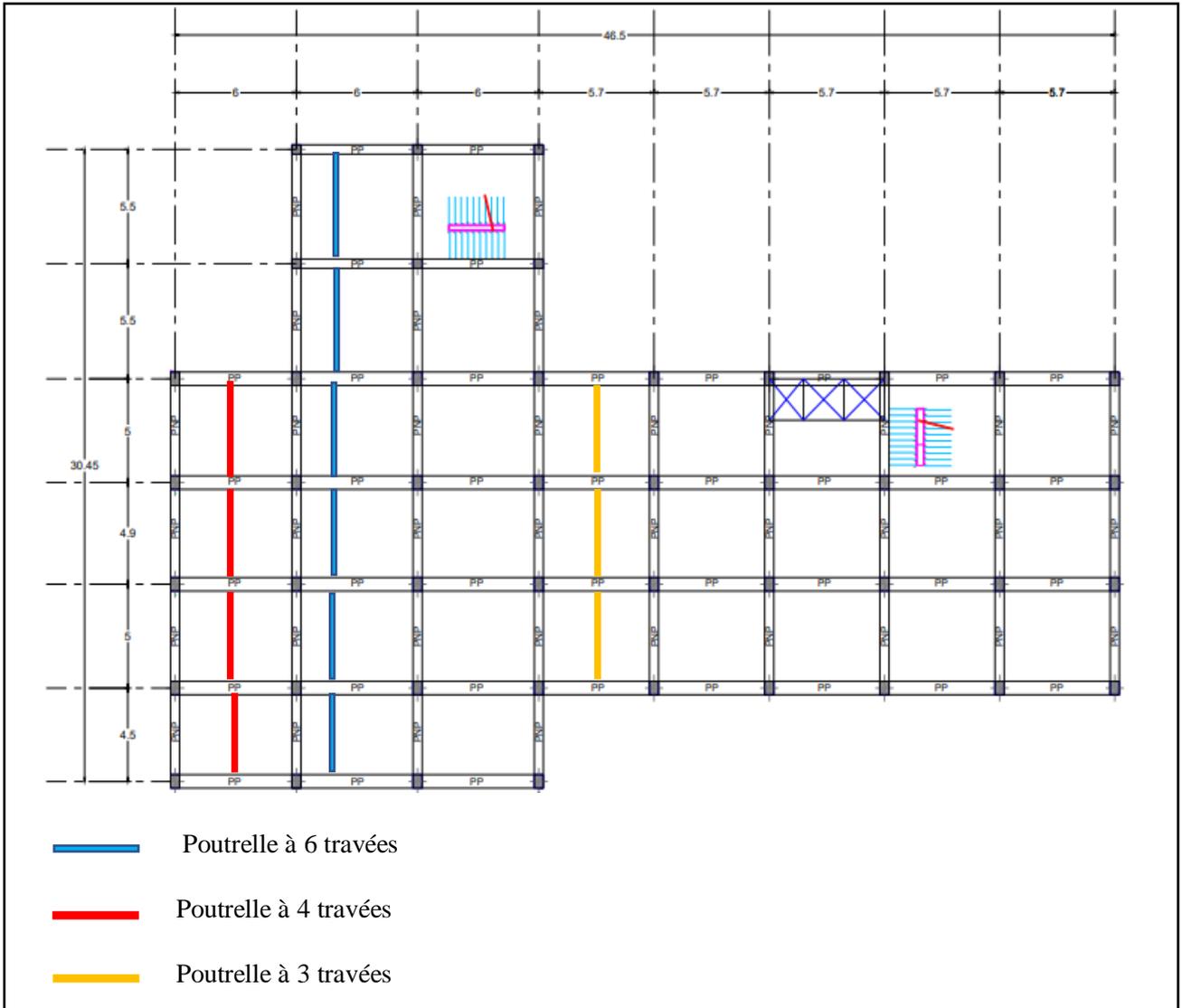


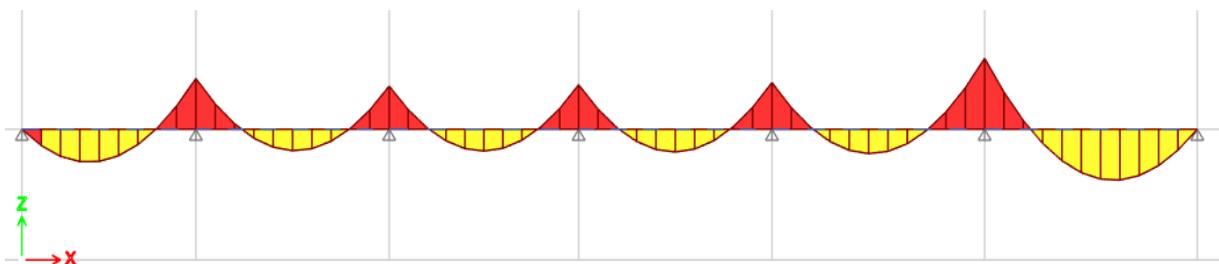
Figure I.17. Les types des poutrelles

L'étude par la méthode : élément finis (Etabs).

Type : à (06) travées :

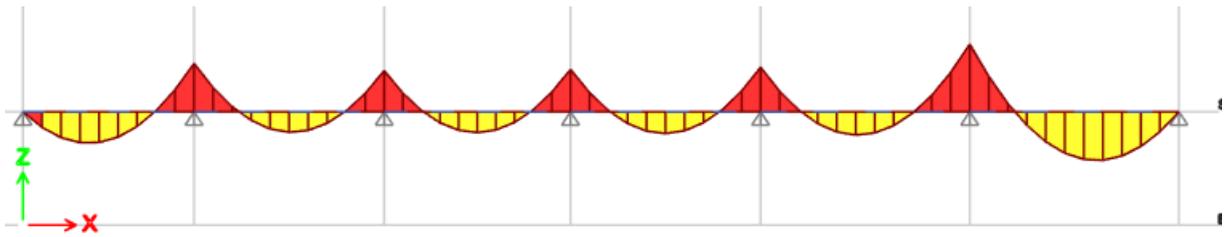
- Diagrammes des moments fléchissant :

ELU :



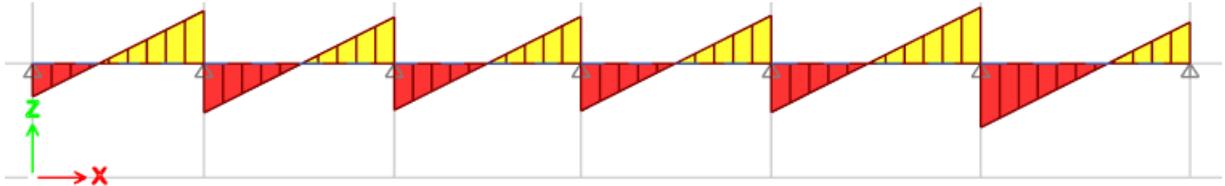
Annexe (D)

ELS :



- Diagrammes des efforts tranchants :

ELU :



ELS :

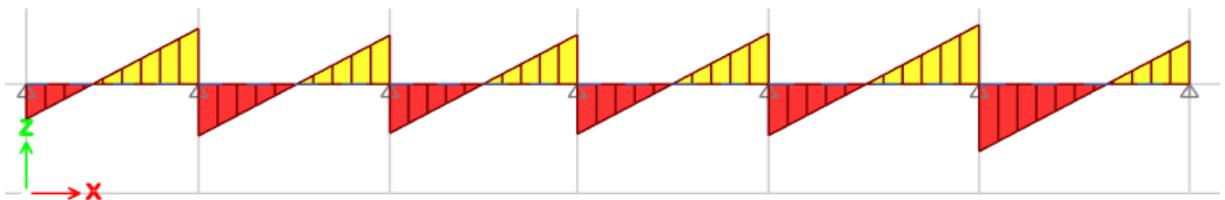


Tableau I.12. Récapitulation des moments sur appuis et aux travées de la poutre à 06 travées.

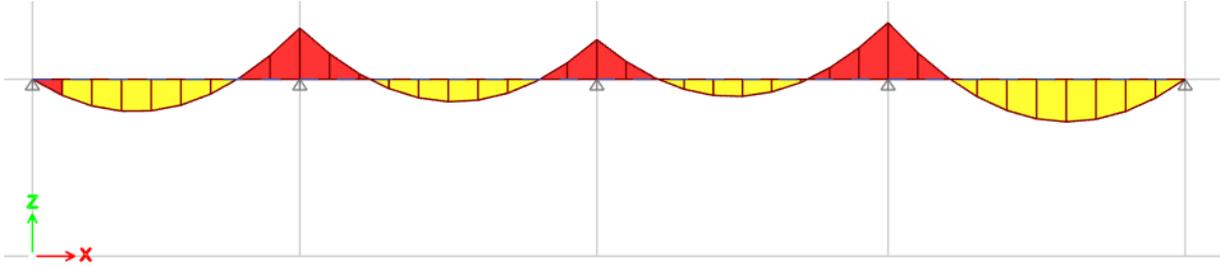
Appui	$M_{app}(kN.m)$		Través	$l(m)$	$M_{Tra}(kNm)$		$T(kN)$			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							T_w	T_e	T_w	T_e
1	0	0	1-2	4.5	12.35	9.06	-14.53	23.17	-10.65	16.98
2	-19.43	-14.24	2-3	5	8.19	6	-21.52	20.37	-15.73	14.93
3	-16.55	-12.13	3-4	4.9	8.34	6.11	-20.42	20.63	-14.97	15.12
4	-17.06	-12.5	4-5	5	8.7	6.38	-20.72	21.12	-15.23	15.47
5	-17.9	-13.12	5-6	5.5	9.31	6.82	-21.36	24.72	-15.65	18.12
6	-27.16	-19.9	6-7	5.5	19.45	14.25	-27.98	18.10	-20.5	13.27
7	0	0								

Annexe (D)

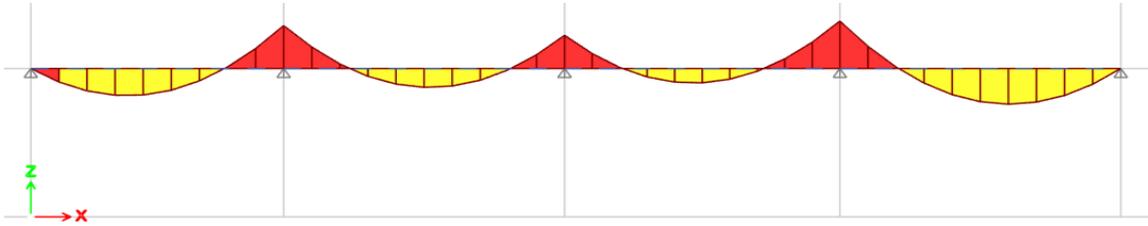
Type : à (04) travées :

- Diagrammes des moments fléchissant

ELU :

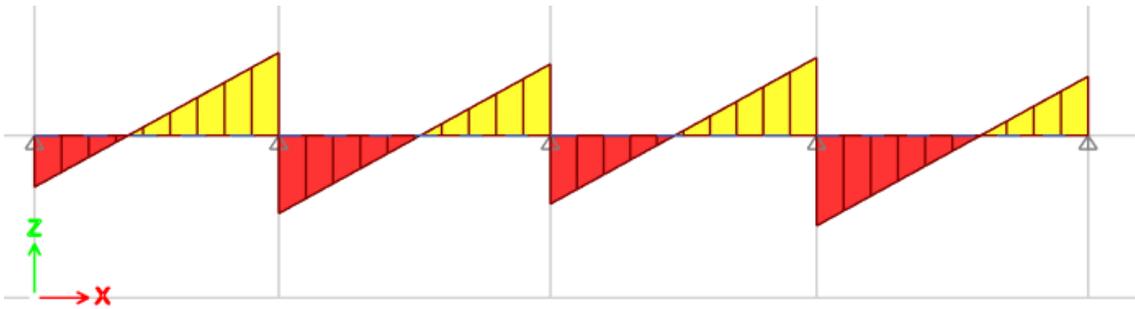


ELS :

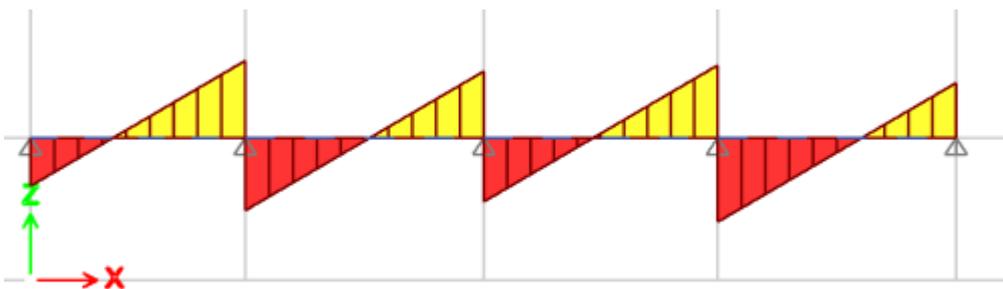


- Diagrammes des efforts tranchants

ELU :



ELS :



Annexe (D)

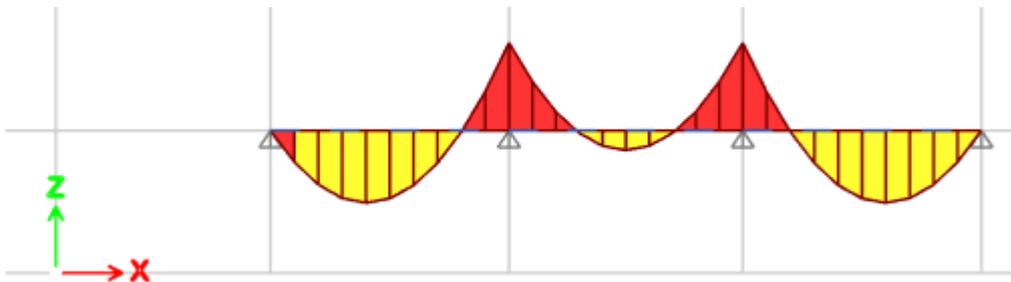
Tableau I.13. Récapitulation des moments sur appuis et aux travées de la poutrelle à 04 travées.

Appui	$M_{app}(kN.m)$		Través	$l(m)$	$M_{Tra}(kNm)$		$T(kN)$			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							T_w	T_e	T_w	T_e
1	0	0	1-2	4.5	12.26	8.99	-14.46	23.24	-10.6	17.03
2	-19.76	-14.48	2-3	5	8.66	6.34	-21.84	20.05	-16.01	-14.69
3	-15.28	-11.2	3-4	4.9	6.58	4.82	-19.19	21.87	-14.06	16.02
4	-21.84	-16.01	4-5	5	16.4	12.01	-25.32	16.58	-18.55	12.15
5	0	0								

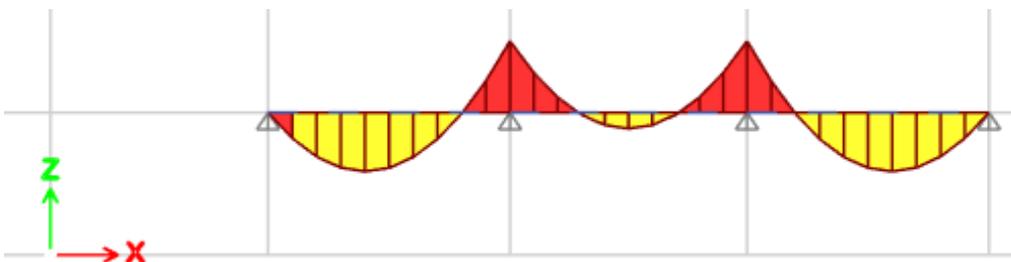
Type : à (03) travées :

- Diagrammes des moments fléchissant

ELU :



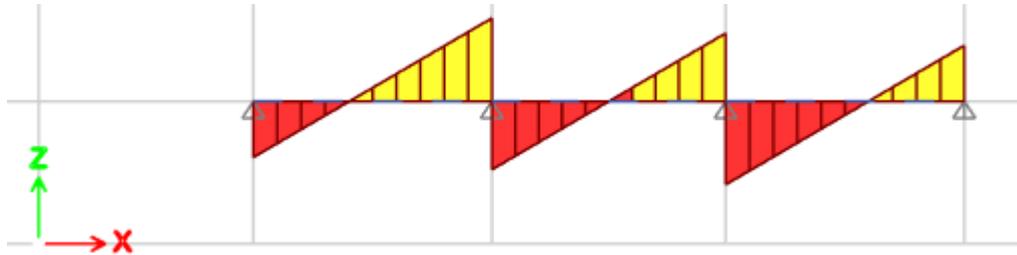
ELS :



Annexe (D)

- Diagrammes des efforts tranchants

ELU :



ELS :

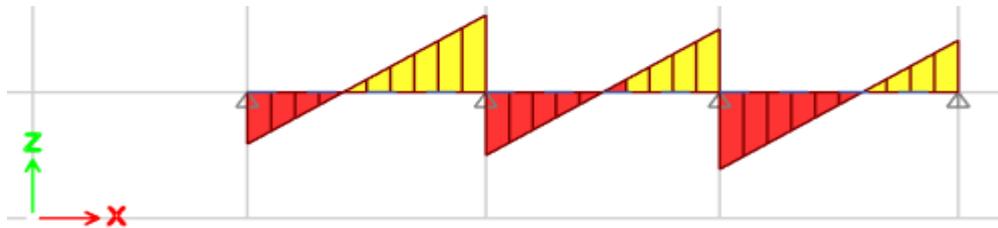


Tableau I.14. Récapitulation des moments sur appuis et aux travées de la poutrelle à 03 travées.

Appui	$M_{app}(kN.m)$		Través	$\ell(m)$	$M_{Tra}(kNm)$		$T(kN)$			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							T_w	T_e	T_w	T_e
1	0	0	1-2	5	16.91	12.39	-16.84	25.06	-12.34	18.36
2	-20.55	-15.06	2-3	4.9	4.59	3.36	-20.53	20.53	-15.04	15.04
3	-20.55	-15.06	3-4	5	16.91	12.39	-25.06	16.84	-18.36	12.34
4	0	0								

I.5.4. Calcul du ferrailage

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximums sur appuis et en travée sont :

Annexe (D)

E.L.U :

$$M_{tu}^{\max} = 19.45 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{\max} = -27.16 \text{ kNm}$$

$$T_u^{\max} = 27.98 \text{ kN}$$

E.L.S :

$$M_{t \text{ ser}}^{\max} = 14.25 \text{ kNm}$$

$$M_{a \text{ ser}}^{\max} = -19.9 \text{ kNm}$$

I.5.5. Ferrailage en travée

$h = 25 \text{ cm}$; $h_0 = 5 \text{ cm}$; $b = 60 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 22.5 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$;
 $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

si :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \mu > 0,186 & \longrightarrow \zeta_s = 3,5 \times 10^{-3} \times ((1/\alpha) - 1) \\ \mu < 0,186 & \longrightarrow \zeta_s = 10 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

Le calcul des sections en forme de « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure [6] p195

- 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.

$$M_{tab} = bh_0 \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 85.02 \text{ kN.m}$$

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 ($b \cdot h$) en flexion simple.

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

Tableau I.15. Récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.

$M_{tu}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
19.45	0.045	Oui	0	0.058	21.98	Oui	10‰	435	2.06

Annexe (D)

- **Condition de non fragilité**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{ 1.3 \text{ cm}^2 ; 2.06 \text{ cm}^2 \} = 2.06 \text{ cm}^2$$

Choix : 3HA12 ($A_s = 3,39 \text{ cm}^2$)

I.5.9. Ferrailage sur appuis

On a: $M_{au}^{\max} = 27.16 \text{ kNm} < M_{tab} = 85.02 \text{ kNm}$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 x h$) en flexion simple.

Tableau I.16. Récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

$M_{tu}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
27.16	0.316	Oui	0	0.49	18.08	non	3.64‰	435	3.45

Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.45 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T16 ($A_s = 4.02 \text{ cm}^2$)

- **Vérifications :**

I.5.10. Effort tranchant

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 27.98 \text{ kN}$.

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

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 1.04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Annexe (D)

Au voisinage des appuis

- **Appuis de rives**

- **Vérification de la compression du béton [1]**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 18.10 \text{ kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{18.10 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 225} = 0.74 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales [1]**

$$A_s = 4.02 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0.42 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires :**

- **Vérification de la contrainte de compression [1] p204**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0d} = \frac{24.72 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 225} = 1.02 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales [1] p204**

$$A_s = 4.02 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -2,05 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

I.5.11. Vérification à l'ELS

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**

- La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel *SOCOTEC*.

Tableau I.17. Vérification des contraintes du béton.

	$M_{ser}(KNm)$	$A_s(cm^2)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	14.25	3.39	5.78	15	Vérifiée
Appui	19.9	4.02	8.08	15	Vérifiée

Annexe (D)

Vérification de la flèche

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

Les conditions à vérifier : [4]

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

Avec:

$h_0 = 5 \text{ cm}$; $h = 25 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $b = 60 \text{ cm}$; $d = 22,5 \text{ cm}$; $L = 5,5 \text{ m}$; $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$; $f_e = 500 \text{ MPa}$.

Alors :

- $\frac{h}{L} = 0,045 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0125 > 0,0084 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$
- $\frac{h}{L} = 0,045 < 0,1 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

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

On doit vérifier que : $f \leq \bar{f}$

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

- **Remarque :** La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel *SOCOTEC*

Résultats : Flèches		calculée	limite
flèche totale :	Δf_t	7,338 mm	10,5 mm
flèche due aux charges permanentes :	f_{gv}	14,309 mm	
flèche due aux charges totales :	f_{gq}	15,432 mm	

Annexe (D)

d- Calcul des armatures transversales et l'espacement

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24
($f_e=235\text{MPa}$)

Selon [2] p70 :

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

Avec :

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

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \text{Min}(0.71 \text{ cm} ; 1.2 \text{ cm} ; 6 \text{ cm}) = 0.71 \text{ cm}$$

On adopte : $\phi_l = 6 \text{ mm}$

- Selon [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 6.25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 12.5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Choix des armatures

On adopte : $A_t=2\phi_6=0,57\text{cm}^2$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} S_t = 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Annexe (D)

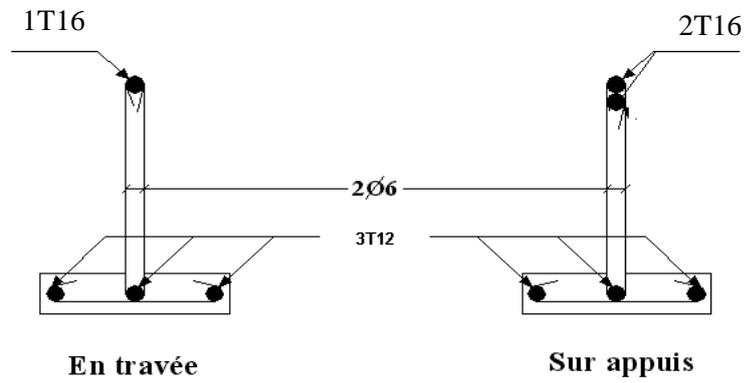


Figure I.18. Schéma ferrailage des poutrelles en travées et sur appuis.