



**MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ «ABBES LAGHROUR» DE KHENCHELA
FACULTÉ DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE**



**Département de Génie Civil
Spécialité : Génie civil
Option : Structures**

N° de série :.....

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)

Etude d'un siège de la direction de l'éducation en béton armé (R+5) avec contreventement mixte

Dirigé par Dr. BOUHADRA Abdelhakim

Réalisé par :

- Bachir Mohamed Anes

Membres de jury :

M. LAKOUARA Laid Président

M. REBAI Bilel Examineur

M. REFRAFI Saleh Examineur

Présenté le 25/06/2018

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Tout d'abord je remercie « ALLAH » le tout puissant qui m'a donné la volonté, le courage et l'espoir de réaliser ce modeste travail,

Ensuite, il est de mon devoir d'adresser mes remerciements les plus sincères à Monsieur *Bouhadra Abdelhakim*, mon encadreur, pour son aide et ses précieux conseils qui m'ont permis de mener à bien mon travail,

Merci aussi à tous ceux qui m'ont apporté de l'aide de près ou de loin pour la réalisation de ce projet .

Enfin, je tiens également à remercier tout le corps professoral qui m'a accompagné durant mes études,

Sans oublier les membres du jury .

Dédicace

Après un sincère remerciement à « ALLAH »,
je dédie ce modeste travail à :

- Ma mère qui ma toujours entouré d'amour, et de tendresse, elle qui m'a guidé toute ma vie.
- L'être le plus cher à mon cœur, mon père.
- Ma chère frangine et mes chers frangins.
- Toute ma famille.
- Mes chers amis.
- Toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la parution de ce mémoire.

Bachir Mohamed Anes

SOMMAIRE

REMERCIEMENT	I
DEDICACE	II
SOMMAIRE	III
LISTE DES NOTATIONS	XI
LISTE DES TABLEAUX.....	XIII
LISTE DES FIGURES.....	XVIII
RÉSUMÉ.....	XXII

DOSSIER GRAPHIQUE (plans d'architecture)

<i>INTRODUCTION GENERALE</i>	1
---	---

Chapitre I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Présentation de l'ouvrage	3
I.1.1.Introduction.....	3
I.1.2.Description de l'ouvrage	3
I.1.3 Caractéristique géométrique	3
I.1.3.a) Dimensions en plan	3
I.1.3.b) Dimension en élévation.....	3
I.1.4.Conception de la Structure.....	3
I.1.5.Présentation Structurale	3
I.1.6.Règle de calcul	4
I.2.Caractéristiques des matériaux	4
I.2.1.Introduction.....	4
I.2.2.Le béton	4
I.2.2.1.Dosage du béton	4
I.2.2.2.Composition de béton.....	5
I.2.2.3.Caractéristiques physiques et mécaniques du béton.....	5
I.2.2.4.Résistance caractéristique du béton	5
I.2.2.5.Coefficient de poisson : BAEL91 Article (A.2.1, 3).....	5
I.2.2.6.Déformation du béton.....	6
I.2.3.Les aciers	6

I.2.3.1.Caractéristiques mécaniques (B.A.E.L.91)	6
I.2.3.2.Diagramme contrainte déformation	7
I.2.3.3.Contrainte de calcul d'acier	7
I.2.3.3.a) Etat limite ultime(E.L.U)	7
I.2.3.3.b) Etat limite service (E.L.S).....	7
I.2.3.4.Déformation et contrainte de calcul	8
I.2.3.4.a) Etat limite ultime de résistance (E.L.U.R)	8
I.2.3.4.b) Etat limite service (E.L.S).....	9
I.2.3.5.Contrainte ultime de cisaillement	9
I.2.3.6.Règles des trois pivots	9
I.3.HYPOTHESES DE CALCUL.....	10
I.3.1 Etats limites ultimes (ELU)	10
I.3.2.Etats limites de service (ELS).....	10
I.4.Action et sollicitation	11
I.4.1.Action	11
I.4.1.1.Charge permanente (actions permanentes)	11
I.4.1.2.Charge variable (actions variables)	11
I.4.1.3.Charge accidentelle.....	11
I.4.2.Sollicitation	11
I.4.3.Combinaison d'action.....	12
 <i>Chapitre II : PRÉDIMENSIONNEMENT et La descente De charge</i>	
II.1.Généralités	13
II.2.les planchers	13
II.2.1.Plancher à corps creux BAEL 91	13
II.2.2.Les Planchers en dalles pleines	15
II.2.3.Conclusion	16
II.3.Les escaliers.....	16
II.3.1.Etude des escaliers droits.....	16
II.3.2.Etude de l'escalier hélicoïdal	17
II.3.3.Évaluation des charges et surcharges	19
II.3.3.1.Charges permanentes (palier-paillasse).....	19
II.3.3.2.Évaluation Charge d'exploitation.....	20
II.4.Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations	20
II.4.1.Maçonnerie	20

II.4.1.1.Murs intérieurs (simple cloison)	20
II.4.1.2.Murs extérieurs (double cloison).....	20
II.4.2.Plancher terrasse	21
II.4.2.1.Charges permanentes plancher terrasse	21
II.4.2.2.Surcharge d'exploitation	21
II.4.3.Plancher courant.....	22
II.4.3.1.Charges permanentes	22
II.4.3.2.Surcharge d'exploitation.....	22
II.4.4.L'acrotère	22
II.4.4.1.Charge permanente	22
II.5.Pré-dimensionnement des poutres	23
II.5.1.Les poutres principales (TRANSVERSALES).....	24
II.5.2.Les poutres secondaires (LONGITUDINALES)	24
II.5.3.Poutre palière pour escalier	25
II.6.Pré-dimensionnement des poteaux	26
II.6.1.Etapes de pré-dimensionnement.....	26
II.6.2.Détermination des charges et surcharges	27
II.6.2.1.Calcul de la surface requise par le poteau le plus sollicité.....	27
II.6.2.2.Poteau d'angle (A-8)	28
II.6.2.3.Poteau de rive (B-8)	30
II.6.2.4.Poteau central (D-3)	33
II.6.2.5.Poteau circulaire (E-6)	35
II.6.3.Charges d'exploitation.....	36
II.6.3.1.Charges d'exploitation (Poteau d'angle).....	37
II.6.3.2.Charges d'exploitation (Poteau de rive).....	38
II.6.3.3.Charges d'exploitation (Poteau centrale)	38
II.6.3.4.Charges d'exploitation (Poteau circulaire).....	39
II.6.4.Vérification des sections adoptées pour les poteaux	39
II.6.4.1.Vérification selon BAEL91	39
II.6.4.2.Effort normal de résistance	40
II.6.4.3.Vérification de la section de poteau: BAEL91 (B.8.4, 1)	41
II.6.4.4.Vérification selon le RPA99 version2003.....	42
II.7.Pré-dimensionnement des voiles	43

II.8.Conclusion	44
-----------------------	----

Chapitre III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.1.L'acrotère	45
III.1.1.Principe de calcul	45
III.1.2.Détermination des efforts	45
III.1.3.Calcul de l'excentricité	45
III.1.4.Calcul de ferrailage	46
III.1.4.1.Ferrailage à l'ELU	46
III.1.4.2.Condition de non fragilité	47
III.1.4.3.Armatures de répartition	47
III.1.4.4.Espacement	47
III.1.4.5.Justification à l'ELS	47
III.1.5.Vérification de l'effort tranchant	48
III.2.L'escalier.....	48
III.2.1.Escalier type « 01 »	49
III.2.1.1.Détermination des efforts.....	49
III.2.2.Escalier type « 02 »	50
III.2.2.1. Détermination des efforts.....	50
III.2.3. Escalier type « 03 »	51
III.2.3.1. Détermination des efforts.....	51
III.2.4.Récapitulations	54
III.2.5.Ferrailage des escaliers	55
III.2. 5.1.Calcul de ferrailage.....	55
III.2.5.2.Conditions de non fragilité	55
III.2.5.3.Armature de répartition : d'après le BAEL91 Article (B.7.4).....	56
III.2.5.4.Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2.4.2).....	56
III.2.5.5.Vérification à l'ELS	56
III.2.5.6.Vérification de l'effort tranchant : d'après le BAEL91 Article (A.5.1).....	57
III.2.5.7.Vérification de la flèche : d'après le BAEL91 Article (B.6.5, 2).....	57
III.2.6.Schéma de ferrailage	58
III.3.Calcul de poutre palière.....	60
III.3.1.Dimensionnement	60
III.3.2.Ferrailage de la poutre palière.....	60

III.3.2.1.Répartition des moments	60
III.3.2.2.Calcul de ferrailage :(armatures longitudinales).....	60
III.3.2.3.Conditions de non fragilité	61
III.3.2.4.Vérification de l'effort tranchant : d'après le BAEL91 Article (A.5.1).....	62
III.3.2.5.Vérification à L'ELS	62
III.3.3.Calcul de la poutre à la torsion.....	62
III.3.3.1.Contraintes tangentes de torsion	62
III.3.3.2.Les armatures longitudinales	63
III.3.3.3.Les armatures transversales	63
III.3.3.4.Les armatures totales.....	63
III.3.3.5.État limite de déformation	64
III.3.4.Schéma de ferrailage	64
III.4.Les poutrelles	64
III.4.1.Evaluation des charges et surcharges	64
III.4.2.Calcul des efforts	65
III.4.3.Ferrailage	65
III.4.4.Les cas à étudier	65
III.4.5.Méthode forfaitaire.....	66
III.4.6.Méthode de Caquot	66
III.4.6.1.Principe de la méthode	67
III.4.6.2.Calcul des sollicitations	68
III.4.6.3.Les sollicitations maximales	77
III.4.6.4.Calcul du ferrailage	77
III.4.6.5.Calcul des Armatures transversales	79
III.4.6.6.Espacement des armatures transversales	79
III.4.6.7.Vérification à l'ELS	79
III.4.6.8.Vérification de la flèche	80
III.5.La table de compression	81
<i>Chapitre IV: ÉTUDE SISMIQUE</i>	
IV.1.Introduction	83
IV.2.Les méthodes de calcul	83
IV.2.1.Méthode statique équivalente	83

IV.2.1.1. Condition d'application	84
IV.2.1.2. Calcul de l'action sismique	84
IV.2.1.3. Nombre de modes à considérer	85
IV.3. Méthode d'analyse modale spectrale	86
IV.4. Modélisation de la structure	86
IV.4.1. Analyse statique et dynamique	86
IV.4.2. Détermination des paramètres des combinaisons d'actions	87
IV.4.3. Poids total de la structure	87
IV.4.4. Les données géométriques	89
IV.4.5. Centre de torsion	90
IV.4.6. Centre de masse	90
IV.5. Résultats de calcul (ROBOT)	91
IV.5.1. Périodes et facteurs de participation modale	91
IV.5.2. Nombre des modes considérés	92
IV.5.3. Formes modales de la structure non rigidifiée latéralement	93
IV.5.4. Calcul de la force sismique statique	96
IV.5.5. Vérification de déplacement	96
IV.5.6. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	97
IV.5.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	99
IV.5.8. Vérification de L'excentricité accidentelle	100
IV.5.9. Vérification au renversement	101
IV.6. Conclusion	102

Chapitre V : Étude thermique

V.1. Introduction	103
V.2. Étude thermique selon le CBA 93	103
V.3. Comment introduire la température dans la modélisation	103
V.3.1. Valeur de température	103
V.3.2. Introduction de la température	103
V.4. Combinaison de charge	104
V.5. Quelles sont les vérifications à faire ?	104
V.6. Conclusion	104

Chapitre VI : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

VI.1.Introduction	105
VI.2.Hypothèses	105
VI.3.Ferraillage des portiques	105
VI.3.1.Les poutres	105
VI.3.1.1.Combinaisons des charges	105
VI.3.1.2.Etapes à suivre	106
VI.3.1.3.Ferraillage des poutres	107
VI.3.1.3.1. Exemple de calculs	108
VI.3.1.4.Schéma de ferraillage des poutres	112
VI.3.2.Les poteaux	113
VI.3.2.1.combinaisons des charges	113
VI.3.2.2.Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques	113
VI.3.2.3.Ferraillage des poteaux	113
VI.3.2.3.1.Armatures longitudinales	114
VI.3.2.3.2.Armatures transversales	115
VI.3.2.4.Exemple du calcul	115
VI.3.2.4.1.Vérification vis -à vis de l'état limite de service	123
VI.3.2.4.2.Calcul des armatures transversales.....	124
VI.3.2.5.Ferraillage numérique des Poteaux: (flexion composé)	126
VI.3.2.6.Vérification vis -à vis de l'état limite de service.....	126
VI.3.2.7.Les armatures transversales	127
VI.3.2.8.Schéma de ferraillage	128
VI.4.Etude des voiles	128
VI.4.1.Introduction	128
VI.4.2.Ferraillage des voiles	128
VI.4.3.Prescription imposées par l'RPA99/2003	129
VI.4.4.Ferraillage vertical	129
VI.4.5.Ferraillage horizontal	130
VI.4.5.1.Règles communes	130
VI.4.6.Ferraillage vertical	130
VI.4.7.Etudes des sections	131
VI.4.8.Calcul de ferraillage voiles pleins.....	133

VI.4.8.1.Calcul de ferrailage vertical.....	133
VI.4.8.2.Ferrailage horizontal à l'effort tranchant.....	136

Chapitre VII : étude de l'INFRASTRUCTURE

VII.1.Introduction	139
VII.2.Choix du type de fondations	139
VII.2.1.Combinaisons des charges.....	139
VII.2.2.Reconnaissance des lieux et du sol.....	139
VII.2.3.Choix de type de fondation.....	140
VII.3.Calcul des semelles.....	141
VII.3.1.Calcul de la semelle isolée.....	141
VII.3.2.Calcul de la semelle circulaire.....	155
VII.3.3.Calcul de la semelle filante (sous voile).....	156
VII.4.Les longrines.....	158
VII.4.1.Introduction	158
VII.4.2.Pré-dimensionnement	158
VII.4.3.Le ferrailage.....	158
<i>CONCLISION GENERALE</i>	160

ANNEXES

BIBLIOGRAPHIE

DOSSIER GRAPHIQUE (plans de génie civil)

LISTE DES NOTATIONS

Majuscules romaines :

- A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
 A_{\max} , A_{\min} : Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
 B_r : Section réduite du béton d'un poteau.
 B_t : Section de la partie tendue.
 L_t : Largeur de la section tendue.
 M_t : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.
Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
M : Moment fléchissant.
 M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
 M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
 M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.
 M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S
N : Effort normal.
 N_{ser} : Effort normal de service.
NU : Effort normal ultime.
 T_u : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.
 C_d : Coefficient dynamique.
 K_t : Coefficient de terrain.
Z0 : Paramètre de rugosité.
 Z_{min} : Hauteur minimale.
 C_e : Coefficient d'exposition au vent.
 C_r : Coefficient de rugosité.
 $C_{pe,10}$: Coefficient de pression intérieure des toitures plates.
 $C_{pe,1}$: Coefficient de pression intérieure des toitures plates.
 C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.
 C_p : Coefficient de pression de vent.
W : Pression nette exercée sur l'élément
R : Force résultante
 F_w : Résultante des forces horizontales

Fu : Force de soulèvement.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b₀ : Largeur de la nervure du béton (section en T.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

ft28 : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « 28 » jours.

i : Rayon de giration.

l_f : Longueur de flambement,

s_t : Espacement de cours d'armature transversale.

C_t : Coefficient de topographie

q_{dyn} : Coefficient de pression dynamique.

q_{ref} : Pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

Σ : Somme.

φ : Diamètre nominal d'une barre d'acier.

W : Poids.

Minuscules grecques :

α : Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε : Déformation relative.

δ : Coefficient (calcul de Cd)

η : Coefficient de fissuration.

λ : Élanement mécanique.

μ : Coefficient de frottement.

ν : Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

u : Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

A.N : Axe neutre.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1. Les dimensions en plan de la structure.	3
Tableau I.2. Les dimensions en élévation de la structure.	3
Tableau I.3. Les compositions moyennes du béton.	5
Tableau I.4. Valeur de la limite d'élasticité garantie.....	6
Tableau II.1. Les résultats du pré-dimensionnement d'escalier.	19
Tableau II.2. Poids propre du palier de repos de l'escalier.	19
Tableau II.3. Poids propre de la paillasse de l'escalier.	19
Tableau II.4. Charge permanente du mur simple cloison.....	20
Tableau II.5. Charge permanente du mur double cloison.....	20
Tableau II.6. Charge permanente du plancher terrasse.....	21
Tableau II.7. Charge permanente du plancher courant.....	22
Tableau II.8. Surface requise par le poteau(40,40).....	27
Tableau II.9. Charges permanentes de (5,4,3,2) ^{ème} étage et 1 ^{er} +RDC.....	28
Tableau II.10. Charges permanentes de (5,4,3,2) ^{ème} étage et 1 ^{er} +RDC	31
Tableau II.11. Charges permanentes de (5,4,3,2) ^{ème} étage et 1 ^{er} +RDC	33
Tableau II.12. Charges permanentes de (5,4,3,2) ^{ème} étage et 1 ^{er} +RDC	35
Tableau II.13. Les charges d'exploitation avec la loi de dégression de chaque étage d'un poteau d'angle	37
Tableau II.14. Les charges d'exploitation avec la loi de dégression de chaque étage d'un poteau de rive	38
Tableau II.15. Les charges d'exploitation avec la loi de dégression de chaque étage d'un poteau central	38
Tableau II.16. Les charges d'exploitation avec la loi de dégression de chaque étage d'un poteau circulaire	39
Tableau II.17. Détermination de l'effort normal « N _U » Poteau central	40

Tableau II.18. vérifications de la section du poteau central.	41
Tableau II.19. Vérifications de coffrage des poteaux.....	42
Tableau II.20. Résultats de pré-dimensionnements des éléments	44
Tableau III.1. Les efforts sur l'acrotère à l'état limite ultime et l'état limite de service.....	45
Tableau III.2. Dimensions et caractéristiques des matériaux.....	46
Tableau III.3. Combinaison des charges de l'escalier type 1.....	49
Tableau III.4. Combinaison des charges de l'escalier type 2.....	50
Tableau III.5. Combinaison des charges de l'escalier.....	51
Tableau III.6. Récapitulations des efforts.....	54
Tableau III.7. Dimensions et caractéristiques des matériaux	55
Tableau III.8. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et en appuis.	55
Tableau III.9. Calcul des sections d'acier de l'escalier.....	55
Tableau III.10. Calcul des armatures de répartition.....	56
Tableau III.11. vérification de l'espacement.....	56
Tableau III.12. Vérification à l'ELS.....	57
Tableau III.13. Vérification de l'effort tranchant.....	57
Tableau III.14. Vérification de la flèche	58
Tableau III.15. Les efforts agissants sur une poutre palière.....	60
Tableau III.16. Calcul des sections d'acier de la poutre	61
Tableau III.17. Calcul des sections d'acier de l'escalier	61
Tableau III.18. Vérification à l'ELS.....	62
Tableau III.19. Valeurs des Armatures longitudinales	63
Tableau III.20. Evaluation des charges et surcharges	64
Tableau III.21. Récapitulation des efforts internes	65
Tableau III.22. Valeur des charges et surcharges à L'ELU et L'ELS.....	65
Tableau III.23. Différentes sollicitations par la poutrelle à deux travées (ELU).	71
Tableau III.24. Différentes sollicitations par la poutrelle à deux travées (ELS).....	71

Tableau III.25. Différentes sollicitations par la poutrelle à deux travées (ELU).	72
Tableau III.26. Différentes sollicitations par la poutrelle à deux travées (ELS)..	72
Tableau III.27. Différentes sollicitations par la poutrelle à deux travées (ELU type 2 terrasse)	73
Tableau III.28. Différentes sollicitations par la poutrelle à deux travées (ELS type 2 terrasse).	73
Tableau III.29. Différentes sollicitations par la poutrelle à cinq travées (ELU type 2 terrasse)	74
Tableau III.30. Différentes sollicitations par la poutrelle à cinq travées (ELS type 2 terrasse)	75
Tableau III.31. Différentes sollicitations par la poutrelle à cinq travées (ELU type 2 étage courant, usage d'habitation)	75
Tableau III.32. Différentes sollicitations par la poutrelle à cinq travées (ELS type 2 étage courant, usage d'habitation)	76
Tableau III.33. Différentes sollicitations par la poutrelle à cinq travées (ELU type 2 étage courant, usage administratif).....	76
Tableau III.34. Différentes sollicitations par la poutrelle à cinq travées (ELS type 2 étage courant, usage administratif)	77
Tableau III.35. Les sollicitations maximales ELU	77
Tableau III.36. Les sollicitations maximales ELS.....	77
Tableau III.37. Récapitulatif du Calcul des Sections d'Armatures sur appuis.....	78
Tableau III.38. Récapitulatif du Calcul des Sections d'Armatures en Travée.	78
Tableau III.39. Vérification à l'ELS sur appuis	79
Tableau III.40. Vérification à l'ELS sur travée	79
Tableau IV.1. Valeurs des facteurs de qualités.....	85
Tableau IV.2. Poids total de la structure	88
Tableau IV.3. Centre de masse et centre de torsion.....	91

Tableau IV.4. Périodes et facteurs de participation (Résultats Robot 2017).....	91
Tableau IV.5. Vérification de la résultante des forces sismiques	96
Tableau IV.6. Vérification des déplacements suivant le sens X et Y	97
Tableau IV.7. Récapitulatif de la distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	98
Tableau IV.8. Les efforts tranchants résultants	99
Tableau IV.9. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X (Combinaison EX).....	100
Tableau IV.10. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y (Combinaison EY).....	100
Tableau IV.11. Caractéristiques massiques et géométriques dans les cas accidentels	101
Tableau IV.12. Vérification de renversement sens longitudinal.....	102
Tableau IV.13. Vérification de renversement sens transversal.....	102
Tableau VI.1. Situations pour le ferrailage des poutres.....	105
Tableau VI.2. Sollicitations de la poutre sous différentes combinaisons	107
Tableau VI.3. Résultats des calculs des armatures longitudinales à l'E.A.U	110
Tableau VI.4. Vérification à l'E.L.S.....	111
Tableau VI.5. Tableau récapitulatif des ferrailages des poutres.....	111
Tableau VI.6. Vérification de la contrainte de cisaillement.....	112
Tableau VI.7. Les sollicitations internes pour le poteau.....	115
Tableau VI.8. Ferrailage des poteaux	126
Tableau VI.9. Vérification des contraintes à l'ELS	127
Tableau VI.10. Ferrailage des armatures transversales.	127
Tableau VI.11. Ferrailages des voiles.....	135
Tableau VI.12. Résultats de ferrailage horizontal.....	137
Tableau VII.1. Sollicitations des semelles isolées sous poteau central	141
Tableau VII.2. Sollicitations des semelles isolées sous poteau de rive... ..	145
Tableau VII.3. Sollicitations des semelles isolées sous poteau d'angle.	150
Tableau VII.4. Sollicitations des semelles isolées sous poteau circulaire	155

Tableau VII.5. Sollicitations des semelles filantes.....	156
Tableau VII.6. Ferraillage des longrines	159

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1. Déformation transversale	5
Figure 1.2. Diagramme de calcul contrainte déformation.....	7
Figure 1.3. Diagramme contrainte déformation du béton.	8
Figure 1.4. Diagrammes des déformations limites de la section.....	9
Figure 1.5. Les différentes droites de déformation possibles en flexion simple à l'ELU.....	10
Figure 2.1. Dimensionnement de plancher à corps creux	13
Figure 2.2. Dimensions du corps creux.....	14
Figure 2.3. Dimension de la poutrelle en béton	15
Figure 2.4. Les types d'escaliers.	17
Figure 2.5. L'angle de marche.	17
Figure 2.6. Schéma d'escalier.	18
Figure 2.7. Remplissage en double cloisons.	20
Figure 2.8. Composants d'un plancher terrasse.	21
Figure 2.9. Composants d'un plancher courant.....	22
Figure 2.10. L'acrotère	23
Figure 2.11. Dimensionnement de la poutre	23
Figure 2.12. Détermination des axes.....	24
Figure 2.13. Les poutres principales.	25
Figure 2.14. Les poutres secondaires.	25
Figure 2.15. Les poutres palières.....	25
Figure 2.16. Section réduite du poteau.....	26
Figure 2.17. Représentation du poteau d'angle le plus sollicité au niveau RDC.....	28
Figure 2.18. Représentation du poteau d'angle le plus sollicité au niveau des étages 1,2,3,4,5.....	28
Figure 2.19. Représentation du poteau de rive le plus sollicité au niveau RDC.....	31

Figure 2.20. Représentation du poteau de rive le plus sollicité au niveau des étages 1,2,3,4,5	31
Figure 2.21. Représentation du poteau central le plus sollicité.....	33
Figure 2.22. Représentation du poteau circulaire le plus sollicité.....	35
Figure 2.23. Les charges d'exploitation avec la loi de dégression de chaque étage.	37
Figure 2.24. Coupe de voile en plan (droite) Voile en 3D (gauche).	43
Figure 3.1. Schéma de l'acrotère.	45
Figure 3.2. Section de béton armé à l'ELU	46
Figure 3.3. Schéma de ferrailage.....	48
Figure 3.4. Schéma d'escalier type 1	49
Figure 3.5. Schéma des charges équivalentes à ELU d'escalier type 1	49
Figure 3.6. Schéma des charges équivalentes à ELS d'escalier type 1	49
Figure 3.7. Schéma d'escalier type 2	50
Figure 3.8. Schéma des charges équivalentes à ELU d'escalier type 2	50
Figure 3.9. Schéma des charges équivalentes à ELS d'escalier type 2.....	50
Figure 3.10. Schéma statique d'escalier type 3	51
Figure 3.11. Schéma statique des efforts de l'escalier de l'étage courant à l'E.L.U	52
Figure 3.12. Schéma statique des efforts de l'escalier de l'étage courant à l'E.L.S.....	54
Figure 3.13. Ferrailage d'escalier type 1	58
Figure 3.14. Ferrailage d'escalier type 2.....	59
Figure 3.15. Ferrailage d'escalier type 3.....	59
Figure 3.16. Ferrailage d'escalier hélicoïdal.....	59
Figure 3.17. Section creuse	62
Figure 3.18. Ferrailage de la poutre palière	64
Figure 3.19. Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.....	71
Figure 3.20. Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELS	71
Figure 3.21. Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.....	72

Figure 3.22. Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELS.	72
Figure 3.23. Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELU	73
Figure 3.24. Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELS	74
Figure 3.25. Coupe de Section Rectangulaire et Section en T	77
Figure 3.26. Disposition constructive des armatures des poutrelles	81
Figure 3.27. Disposition constructive des armatures de la table de compression.....	82
Figure 4.1. Diagramme de spectre de réponse.	87
Figure 4.2. Disposition des murs voiles.	89
Figure 4.3. Disposition des murs voiles	89
Figure 4.4.1^{er} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveau terrasse X-Y (résultats de Robot 2017)	93
Figure 4.5.2^{ème} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveau terrasse X-Y (résultats de Robot 2017)	93
Figure 4.6.3^{ème} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveau terrasse X-Y (résultats de Robot 2017)	94
Figure 4.7.1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D (résultats de robot 2017).....	94
Figure 4.8.2^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D (résultats de robot 2017).....	95
Figure 4.9.3^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D (résultats de robot 2017).....	95
Figure 4.10. Poids total de la structure P_k	99
Figure 6.1. Schéma de ferrailage des poutres principales	112
Figure 6.2. Schéma de ferrailage des poutres secondaires.....	112
Figure 6.3. Sollicitations sur les poteaux	114
Figure 6.4. Zone nodale.....	115
Figure 6.5. Schéma de ferrailage des poteaux.....	128
Figure 6.6. Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.....	129

Figure 6.7. section transversale de voile	130
Figure 6.8. Section partiellement comprimée.	131
Figure 6.9. Section partiellement comprimée	132
Figure 6.10. Section entièrement comprimée	132
Figure 6.11. Section entièrement tendue	133
Figure 6.12. Section partiellement comprimée	134
Figure 6.13. Schéma de ferrailage de voile V1	137
Figure 6.14. Schéma de ferrailage longitudinal de l'ensemble Poteau (RDC) et voile V1.	138
Figure 7.1. Schéma de l'infrastructure	140
Figure 7.2. Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens x-x	143
Figure 7.3. Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens y-y	143
Figure 7.4. Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens x-x.....	144
Figure 7.5. Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens y-y.....	144
Figure 7.6. Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens x-x	147
Figure 7.7. Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens y-y	148
Figure 7.8. Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens x-x.....	148
Figure 7.9. Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens y-y.....	149
Figure 7.10. Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens x-x	152
Figure 7.11. Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens y-y	153
Figure 7.12. Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens x-x.....	153
Figure 7.13. Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens y-y.....	154
Figure 7.14. Disposition des armatures dans la semelle circulaire	156
Figure 7.15. Ferrailage de la semelle circulaire.	156
Figure 7.16. Ferrailage de semelle filante	158
Figure 7.17. Ferrailage des longrines	159

ملخص, Abstract, Résumé

ملخص:

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز مركز تعليمي مكون من خمسة طوابق إضافة إلى الطابق الأرضي، في ولاية أم البواقي المعتبرة كمنطقة ذات نشاط زلزالي ضعيف وهي ضمن المنطقة الزلزالية الأولى حسب مركز دراسة هندسة الزلازل الجزائري. هذه البناية محققة بواسطة العارضات و الأعمدة و الجدران ذات الخرسانة المسلحة لضمان استقرار البناية و مقاومتها لكل الحمولات العمودية والأفقية، قياس و تسليح مختلف العناصر الأساسية مصمم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها حسب مقياس دراسة هندسة الزلازل الجزائري المعدل بعد زلزال 21 ماي 2003 (RPA99/Version2003) و مقياس الاسمنت المسلح (BAEL 91/modifié99). كما تم باستعمال البرنامج التطبيقي Robot 2017.

Résumé:

Le but de ce travail est l'étude d'un centre d'éducation en béton armé (R+5) qui sera implanté à Oum El-Bouaghi, wilaya classée comme zone à faible sismicité, zone sismique I selon le règlement parasismique Algérien.

Cet ouvrage est une structure mixte (portique-voiles), le pré-dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au BAEL 91/modifié99 et RPA99/version2003, l'analyse sismique de la structure à été réalisé par le logiciel Robot 2017.

Abstract:

This work aims the analysis of a reinforced concrete structure with (R+5) floors, which will be implanted in **Oum El-Bouaghi**, classed as a low seismic zone. The resistance of the building is ensured by a mixed brace system (frame+shells).The conception has been done according to construction laws applied in Algeria (RPA99/version2003, BAEL 91 modifié99). The dynamic analysis has been done by the use of ROBOBAT 2017.

INTRODUCTION GENERALE

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les cyclones, ...etc.

L'ingénieur est donc appelé à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels qui sont dus aux dommages subis par la structure. Donc il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. Règlement parasismique algérien "**RPA99 version 2003**", l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

Dans le cadre de cette étude, j'ai utilisé le logiciel de calcul robot professionnel 2017 pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans les éléments, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le **BAEL 91** et le **RPA99/version 2003**.

Mon projet de fin d'étude consiste à étudier un centre d'éducation en béton armé (R+5) avec un contreventement mixte ;Cet immeuble est implanté dans une région classée en **Zone I (wilaya de Oum el-Bouaghi)**, de faible sismicité selon Le Règlement Parasismique Algérien (**RPA99 version 2003**).

Pour mener à terme ce travail j'ai structuré le manuscrit de ce mémoire en 07 chapitres

- Le 1^{er} chapitre concerne la présentation du projet et les caractéristiques des matériaux utilisés.
- Le 2^{ème} c'est le pré-dimensionnement des éléments de la structure avec la descente de charges.

- Dans le 3^{ème} chapitre j'ai entamé le calcul de ferrailage des éléments secondaires tels que:
 - Les escaliers ;
 - L'acrotère ;
 - Le plancher ; etc...
- L'étude dynamique et sismique a été abordée au Chapitre 4 pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.
- Au 5^{ème} chapitre l'étude thermique est assimilée aux effets du froid et de la chaleur, qui peuvent engendrer des effets dynamiques, ceux-ci dépendent aussi de plusieurs paramètres :
 - La région.
 - Le site.
 - L'altitude.
 - Les dimensions de l'ouvrage

Malgré que le climat à une faible influence sur la structure, le calcul à été fait à titre pédagogique.

- Dans le chapitre 6 c'est le calcul du ferrailage des poteaux, poutres et voiles qui se font à partir des méthodes données par (**BAEL 91 mod 99**), avec respect des vérifications données par le **RPA 99v/2003**.
- Et enfin dans le chapitre 7 c'est l'infrastructure qui s'intéresse au calcul des fondations pour assurer la stabilité de l'ouvrage.

Chapitre I :**PRESENTATION & CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX****I.1.Présentation de l'ouvrage :****I.1.1.Introduction :**

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment R+5 étages à destination administrative, dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles porteurs en béton armé. L'ouvrage étudié sera implanté dans la **Wilaya de Oum-El Bouaghi**, classée selon le RPA 99 version 2003 comme une zone de sismicité normale (zone I). Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis "**Autodesk ROBOT**" particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages.

I.1.2.Description de l'ouvrage :

Le présent travail consiste en l'étude génie civil d'un centre d'éducation R+05, avec un appartement au 5^{ème} étage ; Leur groupe d'usage selon (RPA99/Version2003) est : Groupe d'usage 2.

I.1.3.Caractéristique géométrique :**a) Dimensions en plan :**

-Longueur Totale (m)	27,3
- Largeur Totale (m)	30,6
- Surface totale (m2)	835,38

Tableau I.1.Les dimensions en plan de la structure.**b) Dimension en élévation :**

- Hauteur Totale sans acrotère (m)	+20,40
- Hauteur Totale avec acrotère (m)	+21
- Hauteur d'étage courant (m)	+3,40
- Hauteur de R.D.C. (m)	+3,40

Tableau I.2.Les dimensions en élévation de la structure.**I.1.4.Conception de la Structure :**

La conception de la structure doit répondre aux critères suivants : stabilité, résistance; confort.

Le calcul a été fait de telle façon à assurer une bonne résistance aux sollicitations provoquées par :

- Des charges verticales (surcharges d'exploitations, charges permanentes).
- Des charges horizontales (dues à l'action de séismes et vents).

I.1.5.Présentation Structurale :

- les éléments qui constituent la superstructure portante sont des portiques, et des voiles selon les deux directions.

- les planchers sont réalisés en corps creux pour les raisons suivantes :
 - la facilité de réalisation.
 - diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- les façades sont des murs en double parois (murs extérieurs en briques creuses $e=15\text{cm}$ et murs intérieurs en briques creuses $e=10\text{cm}$) séparés par une lame d'air d'épaisseur $e=5\text{cm}$ dans le but d'assurer une isolation phonique et thermique.
- l'accession d'un étage à un autre s'effectue à l'aide d'escaliers de type hélicoïdal et droit à doubles volées coulées sur place.
- l'acrotère est une murette en béton armé coulée sur place ayant pour rôle la sécurité humaine et la protection de l'étanchéité.
- Le revêtement du bâtiment est constitué de :
 - carrelage pour les bureaux, les couloirs et les escaliers.
 - Enduit en plâtre de 2cm pour les murs intérieurs et plafonds.
 - Mortier de ciment de 2cm pour crépissages des façades extérieures.
 - L'étanchéité multicouche pour les planchers terrasses.
 - Le verre.

I.1.6.Règle de calcul :

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

1. Règle parasismique algérienne (RPA99 version 2003 ; DTR-BC.2.48).
2. Charges permanentes et charges d'exploitations (DTR-BC.2.2).
3. Règle technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91).

I.2.Caractéristiques des matériaux :

I.2.1.Introduction :

Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) règlement en vigueur en Algérie.

I.2.2.Le béton :

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement d'un mélange intime de matériaux internes appelés granulats (sable, gravier, pierres cassées...), de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés.

I.2.2.1.Dosage du béton :

Le dosage de différents constituants du béton dépend du type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations.

En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et de ses facteurs extérieurs, telle que la température.

Ses principales caractéristiques sont :

Une bonne résistance en compression simple.

Une mauvaise résistance en traction

I.2.2.2.Composition de béton :

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

composantes	Gravier 5 / 25	Sable 0 / 5	Ciment	Eau
Volume	800 L	400 L	7 sacs	175 L
Poids (kg)	1200	600	350	175

Tableau I.3. Les compositions moyennes du béton.

Avec un enrobage de 3 cm en Infrastructure et 2,5 cm en superstructure. Le béton obtenu aura une masse volumique de 25 KN/m³.

I.2.2.3.Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

- **Masse volumique** : La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m³ (cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une masse volumique de 2500 kg/m³).
- **Retrait hygrométrique** : Au cours de sa vie le béton subit une variation de son volume lorsque le béton est conservé dans une atmosphère séchée, il diminue de volume : c'est le retrait.
- **Fluage** : déformation différée complémentaire à la déformation de retrait et se produisant sous l'action d'une charge

I.2.2.4.Résistance caractéristique du béton :

- **En compression** « f_{cj} » :BAEL91 Article (A.2.1 ,11).

Elle est définie par une valeur de la résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours par essais sur éprouvettes cylindriques.

(Ø16cm ; surface=200cm² ; h=32cm)

Le CBA93 préconise pour $j < 28$ jours

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} : \text{Pour } f_{c28} \leq 40MPa.$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} : \text{Pour } f_{c28} > 40MPa.$$

- **En traction** « f_{ij} » : BAEL91 Article (A.2.1 ,12).

Elle est conventionnellement définie à partir de la résistance à la traction par la relation : $f_{ij} = 0.6 + 0.06f_{cj}$

Dans notre cas on prendra comme données

$$f_{cj} = 25MPa.$$

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06f_{cj} = 2.1MPa.$$

I.2.2.5.Coefficient de poisson : BAEL91 Article(A.2.1, 3).

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Le coefficient de poisson est pris égal à : $\nu = 0.20$

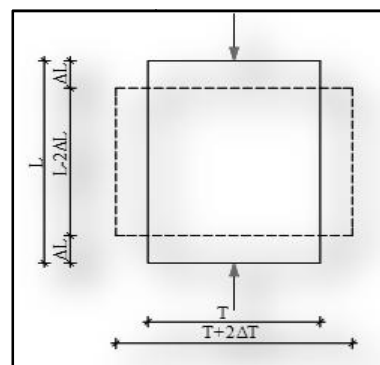
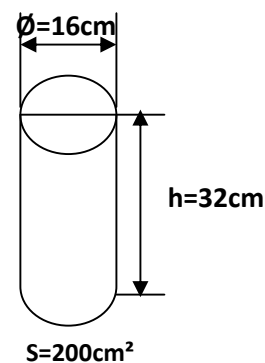


Figure 1.1. Déformation transversale

=0.20 pour la justification aux E.L.S (section non fissurée)

=0 pour la justification aux E.L.U

ΔL : raccourcissement longitudinal

ΔT : Allongement transversal

$\nu = \frac{\Delta T}{\Delta L}$ Coefficient de poisson

Béton non fissuré : =0.20

Béton fissuré : =0.00

I.2.2.6. Déformation du béton:

- **Déformation longitudinale (C.B.A 93) :** On distingue :

- a. Module de déformation instantanée E_{ij} (durée d'application des charges < 24 heures) :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3}$$

$$E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$$

- b. Module de déformation différée E_{vj} (longue durée d'application) :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3}$$

$$E_{vj} = 10818.9 \text{ MPa}$$

I.2.3. Les aciers :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

I.2.3.1. Caractéristiques mécaniques (B.A.E.L.91) :

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie, désignée par f_e (article A.2.2.1 du BAEL) cette valeur varie en fonction du type d'acier.

Le module d'élasticité longitudinale E_s est pratiquement constant quel que soit l'acier utilisé E_s est pris égal à : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	FeE22	215	Emploi courant
Ronds lisses	FeE24	235	Epingle des pièces préfabriquées
Barre HA	Fe TE40	400	Emploi courant
Type 3	Fe TE50	500	
Fils tréfiles HA	Fe TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou treillis
Type 3	Fe TE	500	
Fils tréfiles HA	TL 50Ø > 6mm	500	Treillis soudés uniquement
Type 4	TL 52Ø 6mm	520	Emploi courant

Tableau I.4. valeur de la limite d'élasticité garantie f_e

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de Fe TE40 type 1, $f_e=400$ MPa.

I.2.3.2. Diagramme contrainte déformation : BAEL91 Article (A.2.2.2).

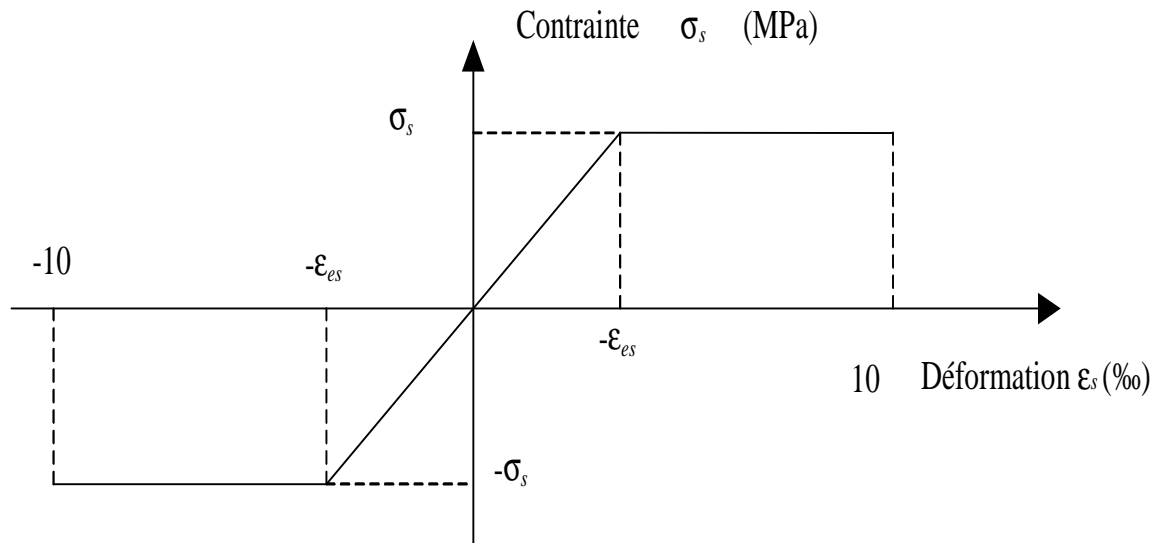


Figure 1.2. Diagramme de calcul contrainte déformation.

I.2.3.3. Contrainte de calcul d'acier :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armatures sont données de façon empirique à partir des essais de traction en déterminant la relation entre \uparrow et la déformation relative v .

a) Etat limite ultime (E.L.U) :

f_e = (limite d'élasticité de l'acier) = 400 MPa.

$\gamma_s = 1$ - (Coefficient de sécurité) = 1.15 (situation durable).

2 - (Coefficient de sécurité) = 1 (situation accidentelle).

E_s = (module d'élasticité de l'acier) = 2×10^5 MPa

$$v_L = \frac{f_e}{(\gamma_s \times E_s)} = \frac{400}{(1.15 \times 2 \times 10^5)} = 1.739\%$$

$$v_s < v_L \Rightarrow \uparrow_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$r_L = \frac{3.5}{(3.5 + 1.739)} = 0.668 \text{ MPa}$$

$$\sim_L = 0.8r_L(1 - 0.4r_L) = 0.392$$

b) Etat limite service (E.L.S) :

Les contraintes admissibles de l'acier sont données comme suit :

Fissuration préjudiciable, il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne \uparrow_s .

$$E.L.S : \begin{cases} - \text{Cas de fissuration peut préjudiciable} : \bar{\sigma}_s = f_e \\ - \text{Cas de fissuration préjudiciable} : \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max (110 \sqrt{f_{tj}}, 240 \text{Mpa}) \right\} \\ - \text{Cas de fissuration très préjudiciable} : \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, \max (90 \sqrt{f_{tj}}, 200 \text{Mpa}) \right\} \end{cases}$$

Avec : η coefficient de fissuration.

= 1 Pour rondes lisses. /

= 1,6 Pour acier HA.

I.2.3.4. Déformation et contrainte de calcul :

a) Etat limite ultime de résistance (E.L.U.R) :

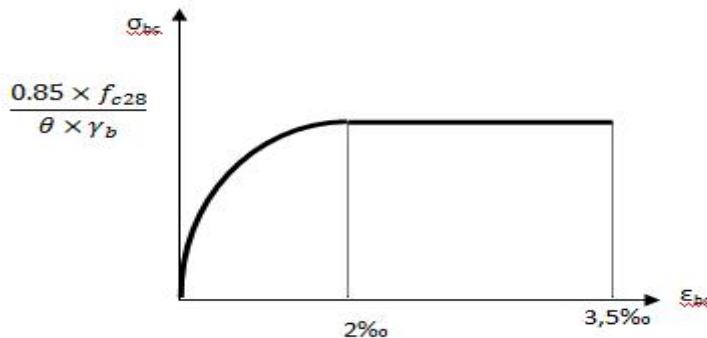


Figure 1.3. Diagramme contrainte déformation du béton.

✓ Contrainte de calcul du béton :

Si : $0 \leq v_{bc} \leq 2\text{‰}$ la courbe est sous forme d'une parabole.

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\eta \times \gamma_b \left[1 - \left(2 - \frac{v_{bc}}{2} \right) \right]}$$

v_{bc} : La déformation de béton à la compression :

- $t > 24 \text{heures}$ $\eta = 1$
- $1 \leq t \leq 24 \text{heures}$ $\eta = 0.91$
- $t < 1 \text{heures}$ $\eta = 0.85$

t : est la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

$$\text{Si : } 2\text{‰} < v_{bc} \leq 3.5 \rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\eta \times \gamma_b}$$

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de la sécurité.

$\gamma_b = 1.5$ en situation durable $\rightarrow f_{bu} = 14.20 \text{MPa}$.

$\gamma_b = 1.15$ en situation accidentelle $\rightarrow f_{bu} = 18.48 \text{MPa}$

b) Etat limite service (E.L.S) :

✓ La contrainte admissible du béton à la compression :

$$\tau_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\epsilon = \frac{\left(\frac{\Delta_a}{a}\right)}{\left(\frac{\Delta_L}{L}\right)} \quad \text{Coefficient de poisson}$$

Avec :

$\frac{\Delta_a}{a}$: Allongement relatif de la section transversale.

$\frac{\Delta_L}{L}$: Allongement relatif de la section longitudinale.

$\epsilon = 0.2$ Pour l'état limite service (E.L.S).

$\epsilon = 0$ Pour l'état limite ultime de résistance (E.L.U.R).

I.2.3.5. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte de cisaillement a **ELU** est définie par :

$$u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

$$\begin{cases} u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{b}, 5MPa\right) & \text{Fissuration peu préjudiciable.} \\ u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{b}, 4MPa\right) & \text{Fissuration préjudiciable \& fissuration très préjudiciable.} \end{cases}$$

I.2.3.6. Règles des trois pivots :

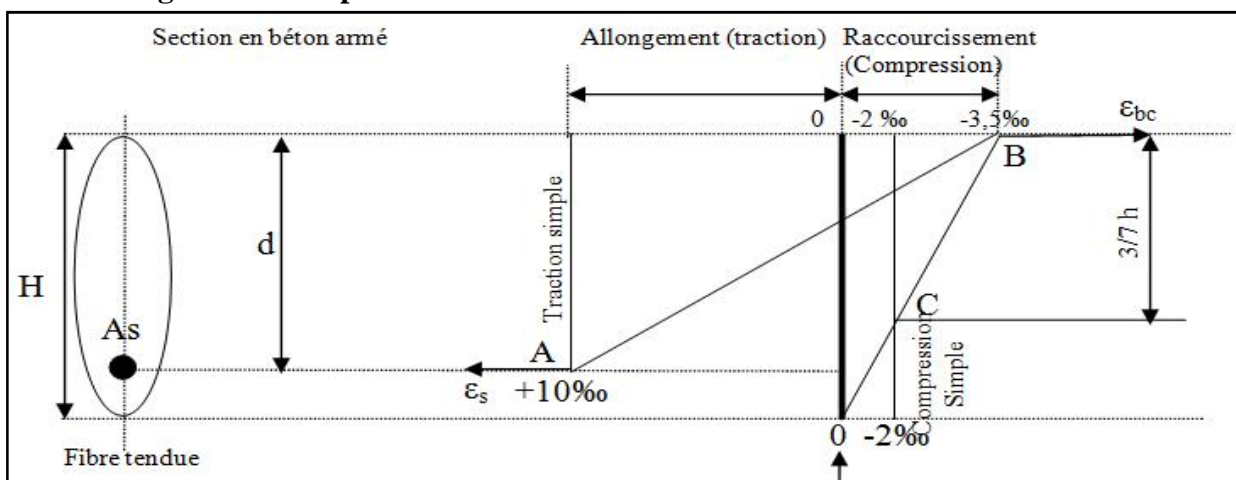


Figure 1.4. Diagrammes des déformations limites de la section.

- **Pivot A :** Traction simple ou compression, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.
- **Pivot B :** Flexion avec état ultime atteint dans le béton.
- **Pivot C :** Compression simple ou composée.

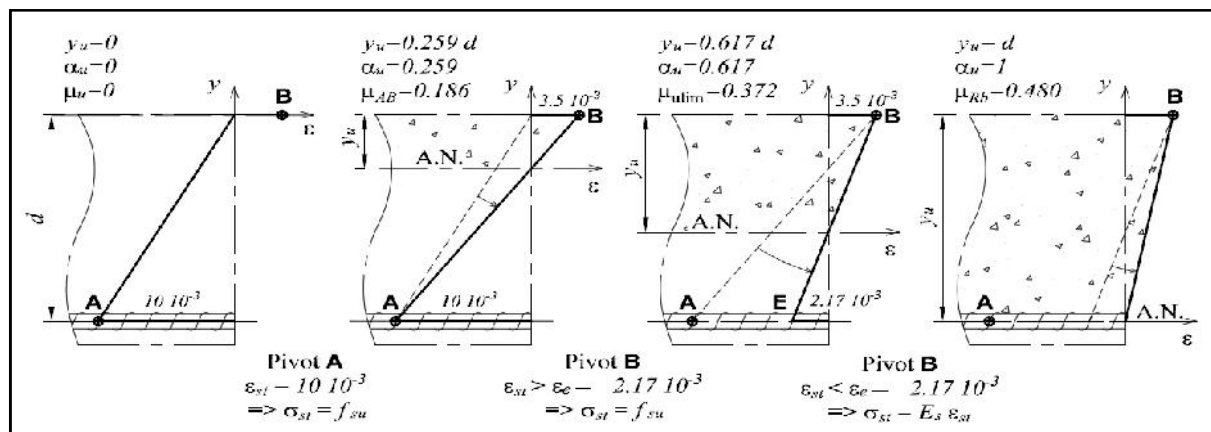


Figure 1.5. Les différentes droites de déformation possibles en flexion simple à l'ELU

I.3. HYPOTHESES DE CALCUL :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

Le règlement BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites) : basé sur la théorie des états limites.

I.3.1 Etats limites ultimes (ELU) : correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

➤ Hypothèses:

- Les sections droites (i.e. planes et perpendiculaires à la ligne moyenne) avant déformation demeurent droites après déformation. (Hypothèse de Navier Bernoulli).
- Pas de glissement relatif entre l'acier et béton.
- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- Raccourcissement ultime du béton : $\mu_{bu} = 3,5\%$ en flexion.
 $\mu_{bu} = 2\%$ en compression.
- L'Allongement ultime de l'acier est limité à 10 %.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent obligatoirement par l'un des pivots : A, B ou C.

I.3.2. Etats limites de service (ELS) :

Constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

➤ Hypothèses:

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.

- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s=15E_b$; $\nu_s=15\nu_b$).

I.4.Action et sollicitation :

I.4.1.Action :

Les charges ou les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charge permanente, d'exploitation, climatique, etc.) ou résultat de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température, déplacement d'appuis, etc.).

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une construction par une combinaison d'actions données.

On distingue trois types d'actions :

I.4.1.1.Charge permanente (actions permanentes) :

Les actions permanentes notées G ont une intensité constante ou peu variable dans le temps, elles comprennent :

- Les poids propres de la structure.
- Les actions permanentes autres que le poids propre de la structure.
- Les poussées des terres ou les pressions d'hydrostatiques dont les valeurs sont pratiquement constantes dans le temps.
- Les déformations permanentes imposées à la construction (tassement, retraits...)

I.4.1.2.Charge variable (actions variables) :

Ce sont des actions dont l'intensité est plus ou moins constante; mais qui sont appliquées pendant un temps court par rapport aux actions permanentes; on distingue :

- charge d'exploitation.
- actions climatiques.
- les actions dues à la température.
- les actions appliquées en cours d'exécution.

I.4.1.3.Charge accidentelle :

Les actions accidentelles proviennent de phénomènes se produisant rarement et avec une faible durée d'application comme par exemple :

- les séismes.
- les incendies.
- les chocs.
- les explosions.

I.4.2.Sollicitation :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal et effort tranchant) et les moments (moment fléchissant et moment de torsion) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées:

- G= charge permanente.
- Q= charge d'exploitation.
- W= action du vent.
- E= action du séisme.

I.4.3. Combinaison d'action :

Dans le cas où les planchers sont soumis uniquement aux actions des charges permanentes et d'exploitation, les combinaisons à considérer et ceci pour tous les éléments du plancher (nervure etc...) sont selon **BAEL 91 modifié 99** :

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

Or pour les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges variables on a la formule suivante : selon **RPA99 VERSION 2003**

- $G+Q \pm E$
- $0.8G \pm E$
- $G+Q \pm 1.2E$

Chapitre II :**PRÉDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES****II.1.Généralités :**

Le but du pré-dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 Version 2003 et du CBA93 et B.A.E.L 91mod 99. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

Il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment:

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles; Les escaliers

II.2.les planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan, ils ont pour fonction:

- ✓ La séparation des différents niveaux.
- ✓ Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- ✓ Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- ✓ La sécurité contre l'incendie.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher corps creux.
- Plancher dalle pleine.

II.2.1.Plancher à corps creux BAEL 91 :

Ce plancher est constitué d'éléments résistants ; ce sont les poutrelles en béton armé et des éléments de coffrage ; corps creux. Après la mise en place d'un ferrailage complémentaire, une dalle de répartition est coulée sur place (Hourdis+ Dalle de compression).

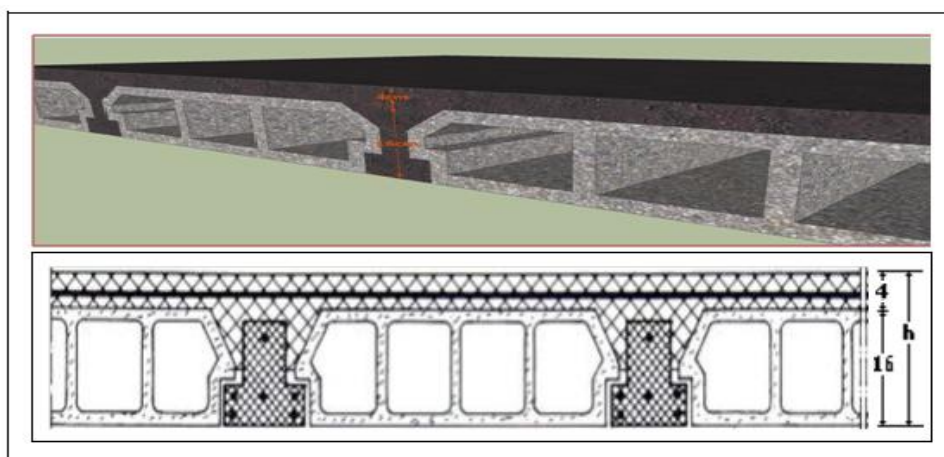


Figure 2.1.Dimensionnement de plancher à corps creux.

On a opté pour des planchers a corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- Plus économiques.
- Ils ne demandent pas de coffrage (mise en place rapide).

❖ **Résistance au feu:**

Selon (DTU P92-701) l'épaisseur minimal de la dalle en fonction de sa résistance au feu :

- e= 6cm pour ½ heure de coupe-feu.
- e= 7cm pour 1 heure de coupe-feu
- e= 9cm pour 1 heure 1/2 de coupe-feu.
- e =11cm pour 2 heures de coupe-feu
- e= 15cm pour 3 heures de coupe-feu.
- e=17,5cm pour 4 heures de coupe-feu

On prend: $e_1 = 17,5\text{cm}$.

❖ **Isolation phonique (acoustique):**

Selon les règles BAEL 91(CBA 93) l'épaisseur du plancher doit avoir une bonne isolation acoustique.

On prend: $e_2 = 16\text{ cm}$

➤ **condition de flèche:**

Pour les planchers à corps creux l'épaisseur et condition de flèche sont données par:

- $\frac{L}{25} \leq e_3 \leq \frac{L}{20} \rightarrow e_3 \geq \frac{L}{22.5}$: Pour assurer la vérification de la flèche

e_3 : L'épaisseur de plancher.

- $L_{MAX} = \text{Min}(L_X^{MAX}; L_Y^{MAX}) = \text{Min}(8,45; 3,30) = 3,30\text{ m}$.
- $e_3 \geq \frac{330}{22,5} = 14,67\text{ cm}$
- $h_t = \text{Max}(e_1; e_2; e_3) = \text{Max}(17,5; 16; 14,67) = 17,50\text{ cm}$.

On prend: $h_t = 20\text{cm}$.

Donc :

1. On utilise un plancher de type (16+4).
2. Dalle de compression ($h_0 = 4\text{cm}$).

➤ **Détermination de (b_1 et b_0):**

D'après les conditions suivantes :

- b_0 [0,3 h_t ; 0,4 h_t] avec $h_t = 20\text{ cm}$.
- b_0 [6 ; 8] → on adopte $b_0 = 10\text{ cm}$.

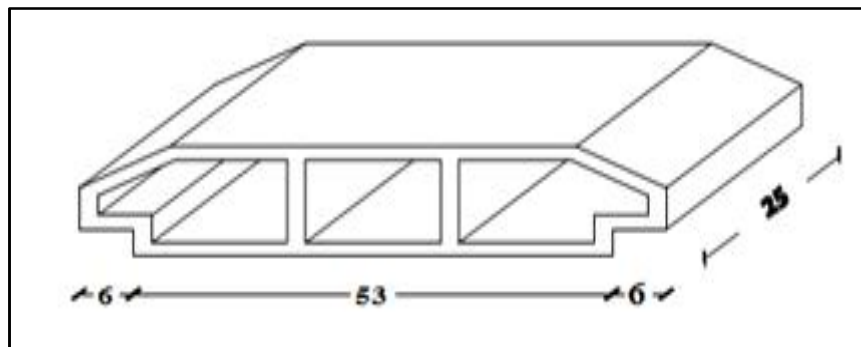


Figure 2.2.Dimensions du corps creux.

$b_1 \geq \min[L_0/2 ; L_{max}/10]$ Avec:

L_0 : Largeur de corps creux.

$$L_0 = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

b : la distance entre le mortier de deux corps creux.

$b_1 \geq \min[55/2 ; 845/10] = \min(27,5 ; 84,5) \text{ cm}$; on adopte **$b_1 = 27,5 \text{ cm}$** .

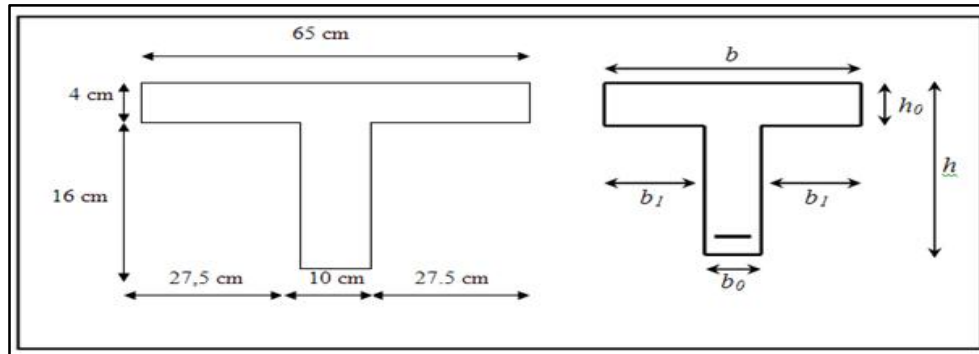


Figure 2.3. Dimension de la poutrelle en béton.

II.2.2. Les Planchers en dalles pleines:

Ce plancher est constitué d'une dalle d'épaisseur constante reposant sur un système de poutres secondaires et principales; les panneaux de la dalle reçoivent les charges statiques et dynamiques et les transmettent aux poutres ; 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:

- ✓ $e = 6 \text{ cm}$ pour ½ heure de coupe-feu.
- ✓ $e = 7 \text{ cm}$ pour 1 heure de coupe-feu
- ✓ $e = 9 \text{ cm}$ pour 1 heure 1/2 de coupe-feu.
- ✓ $e = 11 \text{ cm}$ pour 2 heures de coupe-feu
- ✓ $e = 15 \text{ cm}$ pour 3 heures de coupe-feu.
- ✓ $e = 17,5 \text{ cm}$ pour 4 heures de coupe-feu

On admet : **$e = 11 \text{ cm}$** .

b. Isolation phonique (acoustique):

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

Soit : **$e = 15 \text{ cm}$** .

c. Résistance à la flexion :

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

- ✓ Dalle reposant sur deux appuis :

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

- ✓ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

Avec :

L_x : La petite portée du panneau le plus sollicité. ($L_x = 3,30 \text{ m}$).

On aura donc :

$$\frac{330}{35} \leq e \leq \frac{330}{30}$$

$$9,43 \leq e \leq 11\text{cm.}$$

On limite donc notre épaisseur à : 11 cm.

Pour satisfaire toutes les conditions précédentes, nous adoptons l'épaisseur suivante :

e = 15cm

d. Condition de la flèche :

- ✓ $L \leq 5\text{m} \rightarrow f \leq L/500.$
- ✓ $L > 5\text{m} \rightarrow f \leq L/500 + 0.5.$

II.2.3.Conclusion :

Concernant le pré-dimensionnement des planchers, nous adopterons :

- ✓ Pour les planchers à corps creux **e = 20 cm.**

Ce qui nous donne un plancher constitué du corps creux de 16cm et d'une dalle de compression de 4cm.

- ✓ Pour les dalles pleines nous adopterons une épaisseur de 15 cm.

II.3.Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

Un escalier est déterminé par :

- La montée (hauteur à gravir) **H.**
- L'emmarchement (largeur utile) **E.**
- Son giron **g.**
- Sa hauteur de marche **h.**

Hauteur de marche (valeur moyenne) : $13\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm}$

Alors on prend **h = 17cm.**

- ✓ **Relation de Blondel :**

Un escalier se montera sans fatigue s'il respecte la relation de Blondel:

$$2h + g = 59 \text{ à } 66 \text{ cm.}$$

En pratique on prend $g+2h = 64\text{cm.}$

II.3.1.Etude des escaliers droits :

1. Hauteur d'étage : $h_e = 340\text{cm.}$
2. Hauteur de gravir : $H_1 = H_2 = 170\text{cm.}$
3. Choix de la hauteur de marche : $h = 17\text{cm.}$

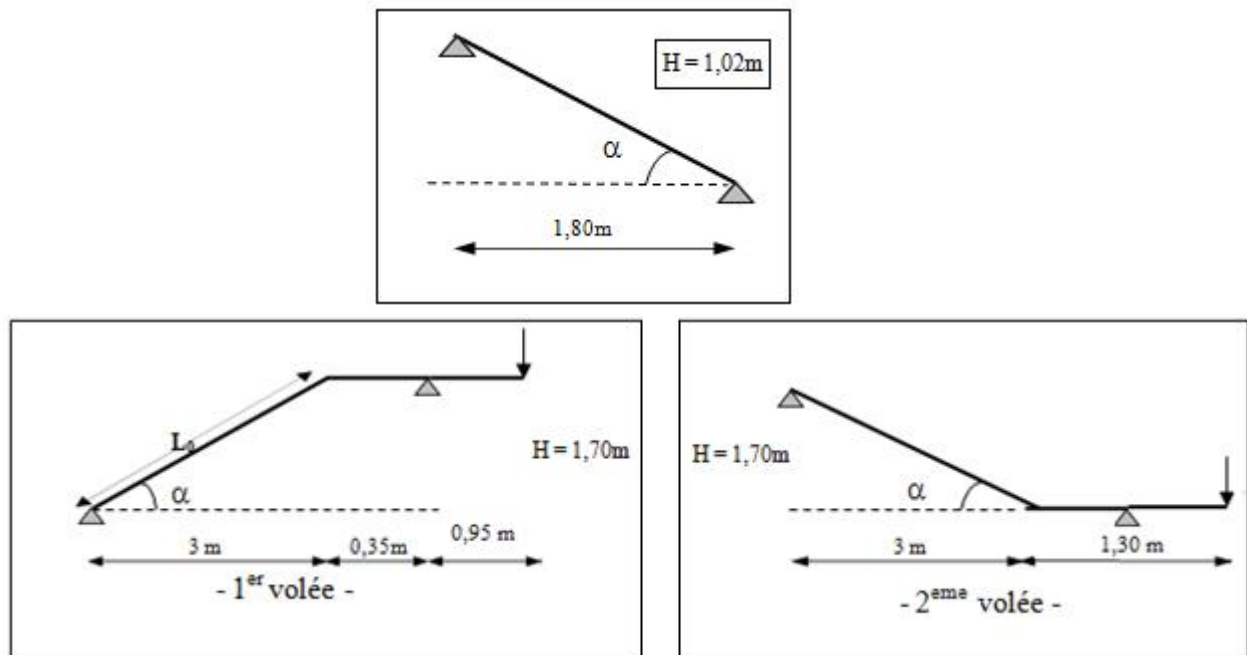


Figure 2.4. Les types d'escaliers.

- Détermination du nombre de marches :

$$n_1 = \frac{H}{h} = \frac{170}{17} = 10 \text{ marches.}$$

- Détermination du giron : $g = 30 \text{ cm}$

$$L = g \cdot (n - 1) = 30 \cdot (10 - 1) = 270 \text{ cm.}$$

- Inclinaison :

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{170}{270} \Rightarrow \alpha = 32,19^\circ.$$

- Paillasse :

$$L_p = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{170}{\sin(32,19)} \Rightarrow L_p = 319,11 \text{ cm (} L_p = \text{longueur de la paillasse).}$$

II.3.2. Etude de l'escalier hélicoïdal :

Pour assurer le confort des usagers il faut que la condition de **BLONDEL** soit vérifiée :

$$60 \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$$

($g_1; g_2$) : Giron de marche

h : Hauteur de la contre marche $16,5 \leq h \leq 17,5 \text{ cm}$

Pour l'escalier d'étage $h = 17 \text{ cm}$

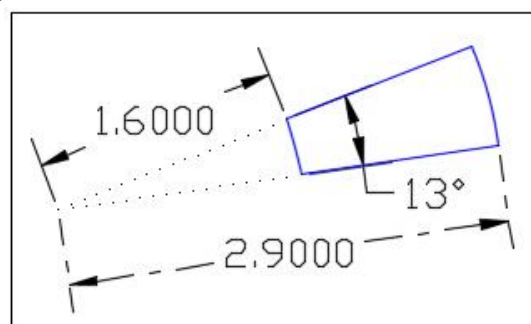


Figure 2.5. l'angle de marche

$$g_{int} = r1 \cdot \alpha \quad \alpha = 0.227 \text{ rad}$$

$$g_{int} = 160 \times 0,227 = 36$$

$$g_{ext} = r2 \cdot \alpha \quad \alpha = 0.227 \text{ rad}$$

$$g_{ext} = 290 \times 0,227 = 65$$

donc :

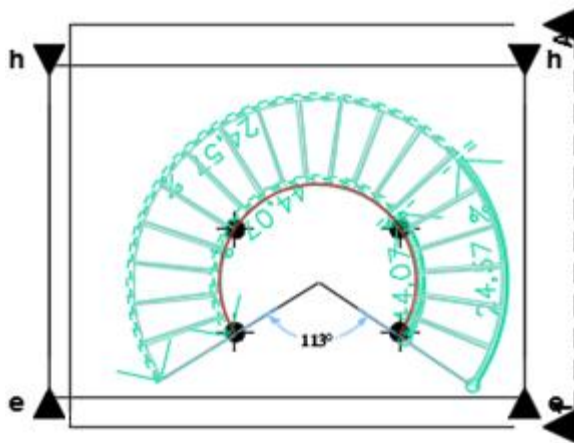
$$g_{int} = 36 \text{ cm}; g_{ext} = 65 \text{ cm}$$

L'escalier comporte **n** contre marches et **n-1** marches:

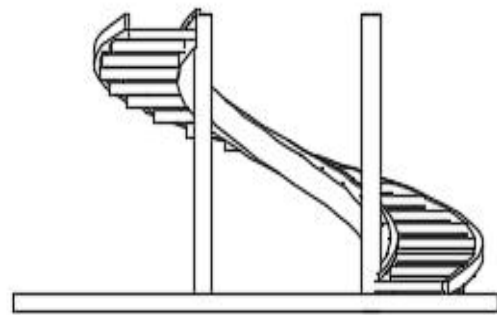
$$H = 3,40 \text{ m}$$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{340}{17} = 20 \text{ contremarches}$$

$$\text{nombre de marches} = 19$$



COUPE 1-1



Façade principale

Figure 2.6. schéma d'escalier.

Détermination de l'inclinaison (γ):

$$2H = 2r \cdot \text{tg} \gamma$$

α : Ce l'angle de demi-cercle de la cage de l'escalier (en radian):

L'angle du cercle de la cage d'escalier 247° :

$$\frac{247^\circ}{2} = 123,5^\circ \quad \text{Donc} \quad \alpha = 0,69 \text{ rd}$$

$$\text{tg} \gamma = \frac{H}{r} = 0,42 \text{ alors } \gamma = 22,74^\circ$$

Détermination de l'épaisseur (e):

$$L = \sqrt{(a-b)(3a+b)} = 188 \text{ cm}$$

$$L' = \int_0^{0,35f} \int_0^{1,37f} r d\alpha = r \cdot 0,35 \times 1,37 = 401,16 \text{ cm}$$

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20} \quad \text{Donc } 13,37 \text{ cm} \leq e_p \leq 20,05 \text{ cm}$$

Donc: $e_p = 15 \text{ cm}$

H (cm)	L (cm)	h (cm)	G (cm)		(α)	e-paillasse (cm)
			int	ext		
340	188	17	36	65	22,74°	15

Tableau II.1.les résultats du pré-dimensionnement d'escalier.

II.3.3.Évaluation des charges et surcharges :

II.3.3.1.Charges permanentes (palier-paillasse) :

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.02	18	0.36
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit ciment	0.02	20	0.40
			G	5.35

Tableau II.2.Poids propre du palier de repos de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.02	18	0.36
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.15 / cos	25	4.43
5	Poids des marches	0.17 / 2	22	1.87
6	Enduit ciment	0.02	20	0.36
			G	9.30

Tableau II.3.Poids propre de la paillasse de l'escalier.

II.3.3.2.Évaluation Charge d’exploitation :

$$Q = 2.5\text{KN/m.}$$

II.4.Évaluation des charges permanentes et surcharges d’exploitations:

II.4.1.Maçonnerie :

II.4.1.1.Murs intérieurs (simple cloison) :

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
2	Briques creuses	0,10	9	0,90
3	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
			G totale	1,30

Tableau II.4.Charge permanente du mur simple cloison.

II.4.1.2.Murs extérieurs (double cloison) :

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
1	Mortier de ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,15	/	1,3
3	Lame d'air	0,05	/	/
4	Brique creuse	0,10	/	0,90
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
			G	2,76

Tableau II.5.Charge permanente du mur double cloison.

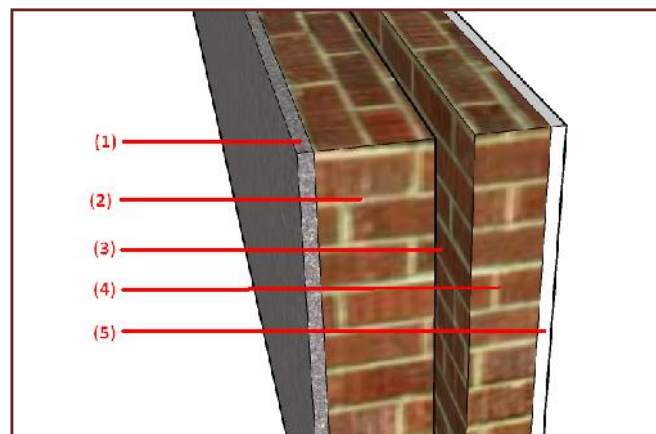


Figure 2.7.Remplissage en double cloisons.

II.4.2. Plancher terrasse:

II.4.2.1. Charges permanentes plancher terrasse :

<i>N</i>	<i>Composants</i>	<i>Épaisseur (m)</i>	$\bar{\rho}$ (kN/m^3)	<i>Poids surfacique</i> (KN/m^2)
1	<i>Gravillon roulé</i>	0,045	20	0,9
2	<i>Etanchéité</i>	0,02	6	0,12
3	<i>Papier kraft</i>	/	/	0,04
4	<i>Forme de pente en béton</i>	0,10	22	2,20
5	<i>Film de polyane</i>	/	/	0,01
6	<i>Isolation thermique</i> (<i>liège</i>)-(polystyrène)	0,04	4	0,16
7	<i>Pare vapeur</i>	0,01	/	0,06
8	<i>Plancher en corps creux</i> (16+4)	0,20	/	2,80
9	<i>Enduit plâtre</i>	0,02	10	0,20
<i>G totale</i>				6,49

Tableau II.6. Charge permanente du plancher terrasse.

II.4.2.2. Surcharge d'exploitation :

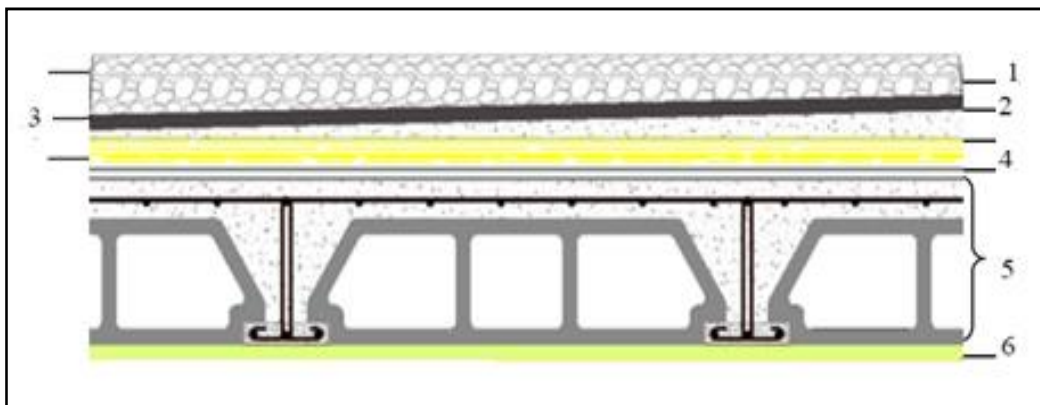
Terrasse inaccessible $Q=1 \text{ kN/m}$.

Figure 2.8. composants d'un plancher terrasse.

II.4.3.Plancher courant:**II.4.3.1.Charges permanentes :**

N	Composants	Épaisseur (m)	$\bar{\rho}_3$ (kN /m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,22	0,44
3	Couche de sable	0,03	18	0,54
4	Plancher en corps creux (16+4)	0,2	/	2,80
5	Enduit au plâtre	0,02	10	0,20
6	cloison en brique creuse + enduit sur les 2 faces	0,10+ (2x0,02)	/	0,82
G				5,20

Tableau II.7.Charge permanente du plancher courant.

II.4.3.2.Surcharge d'exploitation :

- 1) Plancher courant à usage d'habitation : $Q=1.50 \text{ kN/m}^2$
- 2) Plancher courant à usage administratif «Bureaux» $Q=2.50 \text{ kN/m}^2$

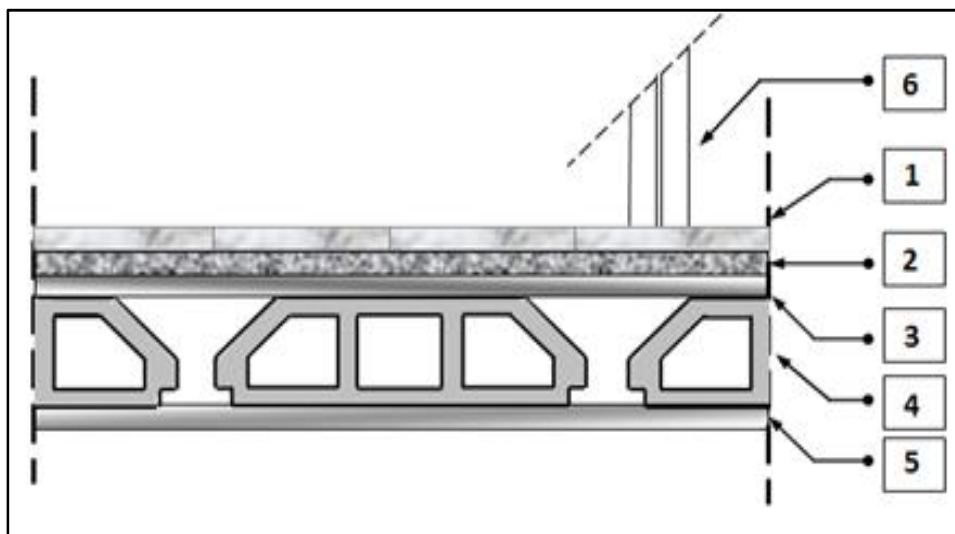


Figure 2.9.composants d'un plancher courant.

II.4.4.L'acrotère:

L'acrotère est un élément complémentaire des planchers-terrasse pour l'objectif d'assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et de protéger le gravier de la poussée du vent, d'où il forme un écran.

II.4.4.1.Charge permanente :

G_1 : poids de béton. [KN/ml] :

$$G_1 = [(0,6 * 0,1) + (0,13 * 0,06) + ((0,13 * 0,06)/2)] * 25 = 1,80 \text{ KN/ml.}$$

G_2 : poids de revêtement [KN/ml] = $\sqrt{6^2 + 13^2} = 14.32 \text{ cm}^2$ Pour un revêtement de 2cm
 $G_1 = [(0.02 \times (0.6 + 0.1432 + 0.06 + 0.1 + 0.13 + 0.48) \times 20] = 0.61 \text{ KN/ml}$.
 $G = G_1 + G_2 = 2.41 \text{ KN/ml}$.

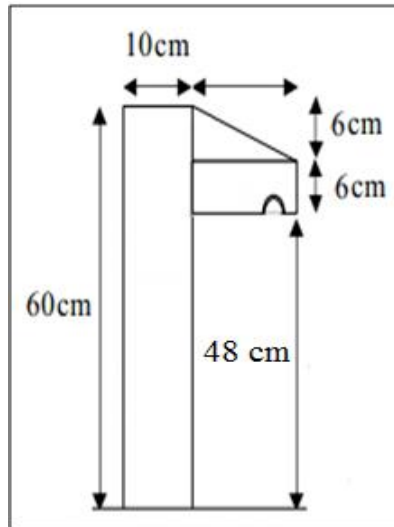


Figure 2.10.L'acrotère

II.5.Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments linéaires dont la section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux permettant la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles).

Elles sont dimensionnées d'après les conditions de la résistance et de la flèche, imposées par les règles (B.A.E.L 91mod 99).

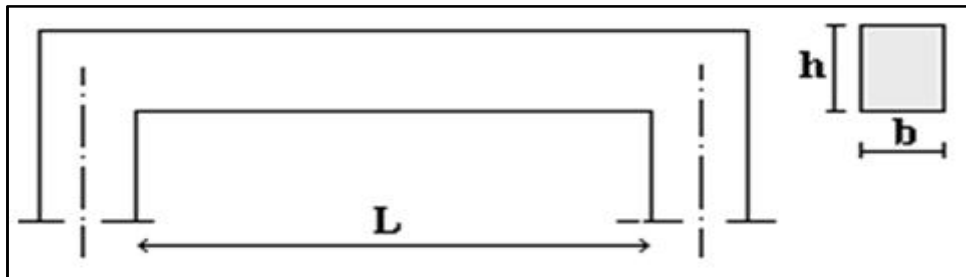


Figure 2.11.Dimensionnement de la poutre.

- ◆ b: largeur de la base de la poutre.
- ◆ h: hauteur totale de la poutre.
- ◆ L: la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le pré-dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes:

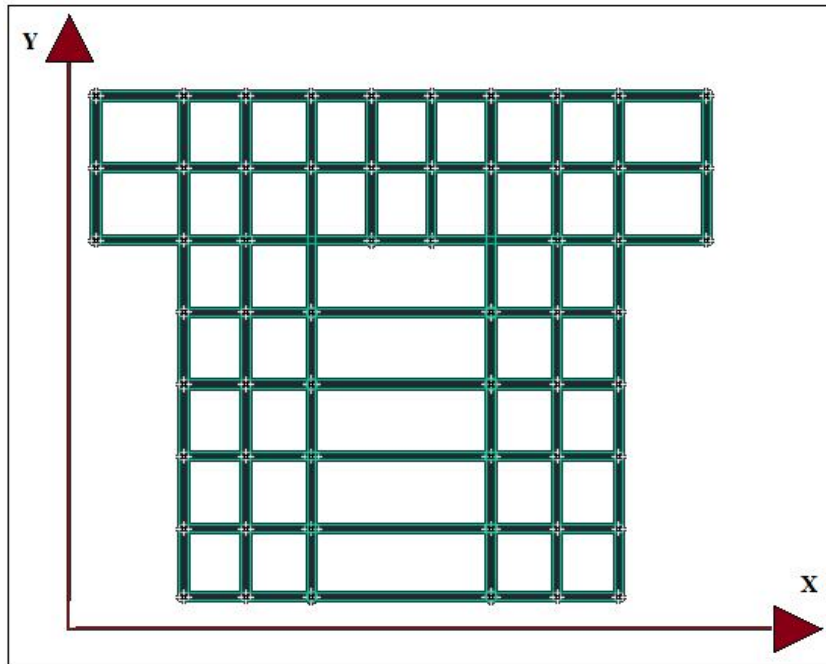


Figure 2.12.détermination des axes.

II.5.1.Les poutres principales (TRANSVERSALES) :

Selon le BAEL 91 :

$$L_{max.x} = 8,45m = 845cm.$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{10} ; \frac{h_t}{2} \leq b \leq \frac{2 \times h_t}{3}$$

On a:

$$845/15 \leq h_t \leq 845/10.$$

$$56,33cm \leq h_t \leq 84,50cm.$$

On adopte : **h_t = 60cm.**

$$\text{Donc : } b \geq (60/2) \text{ et } b \leq (60 \times 2/3).$$

$$(30 \leq b \leq 40) \text{ cm.}$$

On adopte : **b = 40cm.**

D'après **L.R.P.A 99 version 2003** la condition suivante doit vérifier **Zone sismique I.**

- ✓ $b \geq 20cm \rightarrow 40cm > 20cm$condition vérifiée.
- ✓ $h_t \geq 30cm \rightarrow 60cm > 30cm$condition vérifiée.
- ✓ $h_t/b \geq 4 \rightarrow 60/40 = 1,5 \geq 1,4$condition vérifiée.

II.5.2.Les poutres secondaires (LONGITUDINALE S) :

Selon le BAEL 91 :

$$L_{max} = 3.30m = 330cm.$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{10} ; \frac{h_t}{2} \leq b \leq \frac{2 \times h_t}{3}$$

On a:

$$330/15 \leq h_t \leq 330/10.$$

22cm h_t 33cm.

On adopte $h_t = 35\text{cm}$.

Donc : b ($30/2 \leq b \leq 30 \cdot 2/3$).

b ($15 \leq b \leq 20$)cm..

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

D'après **L.R.P.A 99 version 2003** la condition suivante doit vérifier (**Zone sismique I**).

- ✓ $b \geq 20\text{cm} \rightarrow 35\text{cm} > 20\text{cm}$condition vérifiée.
- ✓ $h_t \geq 30\text{cm} \rightarrow 30\text{cm} > 30\text{cm}$condition vérifiée.
- ✓ $h_t/b \leq 4 \rightarrow 1.16 \leq 4$condition vérifiée.

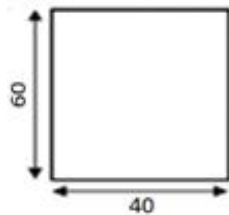


Figure 2.13.Les poutres principales.

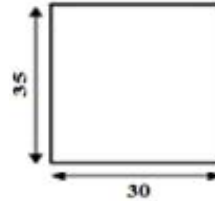


Figure 2.14.Les poutres secondaires.

II.5.3.Poutre palière pour escalier :

Le pré dimensionnement de la poutre palière est donné comme suit :

❖ **Conditions de portée "BAEL 91" :**

$L_{max} = 3,3 \text{ m}$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{3,3}{15} \leq h \leq \frac{3,3}{10} \Rightarrow 0,22 \leq h \leq 0,33$$

On prend $h = 0,30\text{m} = 30\text{cm}$

$$\frac{h_t}{2} \leq b \leq \frac{2 \times h_t}{3} \quad \frac{30}{2} \leq b \leq \frac{2 \times 30}{3} \quad 15 \leq b \leq 20$$

On prend $b = 20$

❖ **condition du RPA 2003 Zone sismique I :**

- $b \geq 20\text{cm}$ on prend $b = 20\text{cm}$vérifier
- $h \geq 30\text{cm}$ on prend $h = 30\text{cm}$vérifier
- $h/b < 4.0 \Leftrightarrow h/b = 1,5 < 4$vérifier

Les conditions de BAEL et le RPA sont vérifiés ; donc on adopte une section de $(20 \times 30) \text{ cm}^2$ pour les poutres palières.

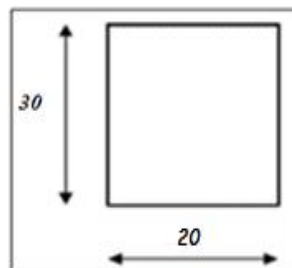


Figure 2.15.Les poutres palières

II.6. Pré-dimensionnement des poteaux:

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, qui constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, ils seront dimensionnés par :

- La condition de non flambement BAEL91.
- La condition de résistance: d'après le BAEL91.
- Les conditions R.P.A 99.V. 2003.

II.6.1. Etapes de pré-dimensionnement :

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface prise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
- Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau.

Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

$$\text{Vérier} : N_{\text{ultime}} \leq \alpha \times \left\{ \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right\}.$$

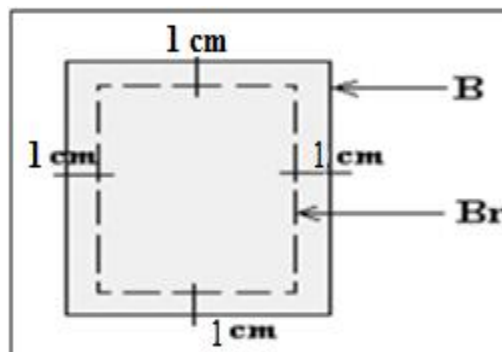


Figure 2.16. Section réduite du poteau.

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul :

$$A = \max (A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}})$$

Br : la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle deux centimètres d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$B_r = (b-2) \times (h-2)$$

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

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

$$\alpha = 0,6 \cdot \left[\frac{50}{\lambda}\right]^2$$

Avec:

$$= \frac{L_f}{i} : \text{C'est l'élanement mécanique.}$$

$L_f = 0.7 L_0$: C'est la longueur de flambement.

$$i = \sqrt{\frac{I_{\min}}{S}} : \text{C'est le rayon de giration; où:}$$

$$I_{\min} = \frac{bh^3}{12} \text{ (Poteau rectangulaire).}$$

$$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

2- Pour les poteaux circulaires :

$$\left. \right\} = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}, \quad I = \frac{\pi D^4}{64} \quad \text{Et } B = (f D^2) / 4$$

$$= \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{0,7L \times 4}{D}$$

$$= \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{0,7L \times 4}{D} \leq 50$$

$$D \frac{238 \times 4}{50} = 19,04 \text{ cm ; On prend : } \mathbf{D=45cm.}$$

II.6.2. Détermination des charges et surcharges :

II.6.2.1. Calcul de la surface requise par le poteau le plus sollicité :

Poteau central	la surface m ²	Poteau de rive	la surface m ²	Poteau d'angle	la surface m ²
C-2	11,52	B-4	10,40	A-8	8,96
C-3	11,84	B-5	10,40	J-6	4,92
C-6	17,39	B-8	15,10	J-8	8,96
D-2	22,14	I-8	15,10		
D-3	22,755	J-7	11,04		

Tableau II.8. Surface requise par le poteau(40,40).

Après une comparaison préliminaire, on constate que les poteaux les plus sollicités sont :

D-3 :(Poteau central) , **B-8** :(Poteau de rive) et **A-8** :(Poteau d'angle)

II.6.2.2.Poteau d'angle (A-8):

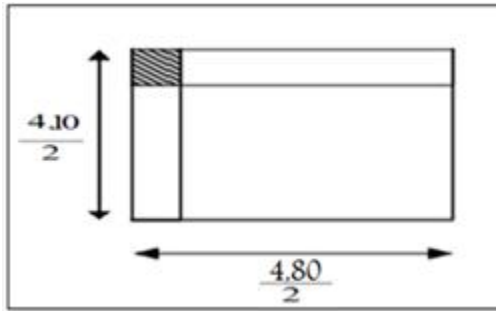


Figure 2.17.Représentation du poteau d'angle le plus sollicité au niveau RDC

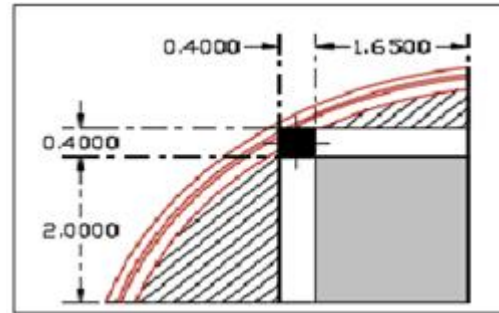


Figure 2.18.Représentation du poteau d'angle le plus sollicité au niveau des étages 1,2,3,4,5

- Surface du plancher libre (porte à faux):

$$S_L = 4,04m^2$$

- Surface totale:

$$S_T = S_Q = \left(\left(3,30/2 + 0,4 \right) \times \left(4,00/2 + 0,4 \right) \right) + 4,04 = 8,96m^2$$

- Surface du plancher prise par le poteau (étage 1,2,3,4,5):

$$S_P = S_G = \left(\left(4,00/2 \times 3,30/2 \right) + 4,04 \right) = 7,34m^2$$

- Surface du plancher prise par le poteau (étage RDC):

$$S_{P-R} = S_G = \left(4,80/2 - 0,40 \right) \times \left(4,10/2 - 0,40 \right) = 3,30m^2$$

	Niveau	Détermination des charges	G(KN)
ETAGE N°5	N ₁₋₁	1. Plancher terrasse: G_p=6,49*7,34=47,64 2. Poutre principale : G_{pp}=25*2,00*0,40*0,60=12,00 3. Poutre secondaire : G_{ps}=25*1,65*0,30*0,35=4,331 4. Acrotère : G_a=2,41*5,37=12,94	76,91
	N ₂₋₂	1. Poids venant : N1-1=76,91 2. Poids propre du poteau : G_{po}=25*3,40*0,40*0,40=13,60	90,51

ETAGE N°4	N ₃₋₃	1. Poids venant : N2-2=90,51 2. Plancher courant : G_p=5,20*7,34=38,168 3. Poutre principale : G_{pp}=25*2,00*0,40*0,60=12,00 4. Poutre secondaire : G_{ps}=25*1,65*0,30*0,35=4,331 5. Poids de mur extérieure : G_m=2,76*(3,4*(3,16+2,21))=50,39	195,40
	N ₄₋₄	1. Poids venant : N3-3=195,40 2. Poids propre du poteau : G_{po}=25*3,40*0,40*0,40=13,60	209
ETAGE N° 3	N ₅₋₅	Poids venant : N4-4=209 G=G_p+G_{pp}+G_{ps}+G_m=104,89	313,89
	N ₆₋₆	1. Poids venant : N5-5=313,89 2. Poids propre du poteau : G_{po}=25*3,40*0,40*0,40=13,60	327,49
ETAGE N° 2	N ₇₋₇	1. Poids venant : N6-6=327,49 2. Plancher courant : G_p=5,20*7,34=38,168 3. Poutre principale : G_{pp}=25*2,00*0,40*0,60=12,00 4. Poutre secondaire : G_{ps}=25*1,65*0,30*0,35=4,331 5. Poids de mur extérieure : G_m=2,76*(3,4*(3,16+2,21))=50,39	432,38
	N ₈₋₈	1. Poids venant : N7-7=432,38 2. Poids propre du poteau : G_{po}=25*3,40*0,40*0,40=13,60	445,98
ETAGE N° 1	N ₉₋₉	Poids venant : N8-8=445,98 G=G_p+G_{pp}+G_{ps}+G_m=104,89	550,87
	N ₁₀₋₁₀	1. Poids venant : N9-9=550,87 2. Poids propre du poteau : G_{po}=25*3,40*0,40*0,40=13,60	564,47

ETAGE N° RDC	N₁₁₋₁₁	1. Poids venant N₁₀₋₁₀=564,47 2. Plancher courant : $G_p=5,20*3,30=17,16$ 3. Poutre principale : $G_{pp}=25*2,00*0,40*0,60=12,00$ 4. Poutre secondaire : $G_{ps}=25*1,65*0,30*0,35=4,331$ 5. Poids de mur extérieure : $G_m=2,76*((3,4-0,6)*2)+((3,4-0,35)*1,65)=29,346$	627,31
	N₁₂₋₁₂	1. Poids venant : N₁₁₋₁₁=627,31 2. Poids propre du poteau : $G_{po}=25*3,40*0,40*0,40=13,60$	640,91

Tableau II.9.Charges permanentes de (5,4,3,2)^{ème} étage et 1^{er} +RDC.

II.6.2.3.Poteau de rive (B-8) :

- **Surface du plancher libre (porte à faux):**

$$S_l = 7,41m^2$$

- **Surface totale:**

$$S_T = S_Q = (1,55 \times 2,05) + (2,2 \times 2,05) + 7,41 = 15,10m^2$$

- **Surface du plancher prise par le poteau (étage 1,2,3,4,5):**

$$S_P = S_G = \left(\frac{2,70}{2} \times \frac{3,30}{2} \right) + \left(\frac{4,00}{2} \times \frac{3,30}{2} \right) + 7,41 = 12,94m^2$$

- **Surface du plancher prise par le poteau (RDC) :**

$$S_P = S_G = \left(\left(\frac{4,80}{2} \right) - 0,40 \right) \times \left(\left(\frac{3,7}{2} + \frac{3,7}{2} \right) - 0,4 \right) = 6,6m^2$$

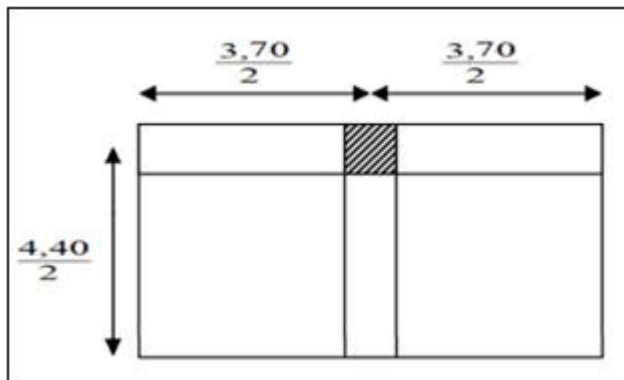


Figure 2.19. Représentation du poteau de rive le plus sollicité au niveau RDC

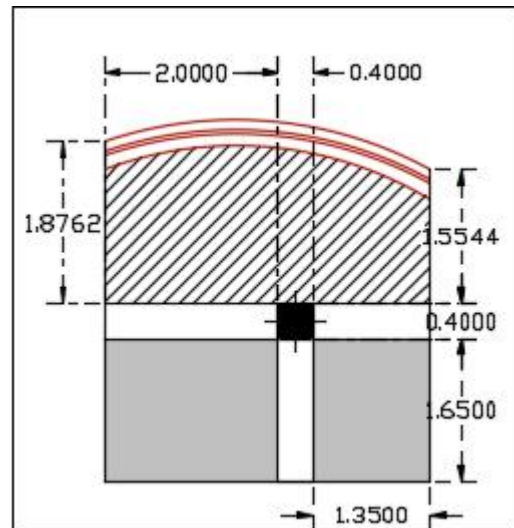


Figure 2.20. Représentation du poteau de rive le plus sollicité au niveau des étages 1,2,3,4,5

	Niveau	Détermination des charges	G(KN)
ETAG E N°5	N ₁₋₁	1. Plancher terrasse: $G_p = 6,49 * 12,94 = 83,98$ 2. Poutre principale : $G_{pp} = 25 * 2,00 * 0,40 * 0,60 = 12,0$ 3. Poutre secondaire : $G_{ps} = 25 * 3,3 * 0,30 * 0,35 = 8,66$ 4. Acrotère : $G_a = 2,41 * 3,87 = 9,33$	113,97
	N ₂₋₂	1. Poids venant : N ₁₋₁ = 113,97 2. Poids propre du poteau : $G_{po} = 25 * 3,40 * 0,40 * 0,40 = 13,60$	127,57
ETAG E N°4	N ₃₋₃	1. Poids venant : N ₂₋₂ = 127,16 2. Plancher courant : $G_p = 5,20 * 12,94 = 67,29$ 2. Poutre principale : $G_{pp} = 25 * 2,00 * 0,40 * 0,60 = 12,0$ 3. Poutre secondaire : $G_{ps} = 25 * 3,3 * 0,30 * 0,35 = 8,66$ 5. Poids de mur extérieure : $G_m = 2,76 * 3,40 * 3,87 = 36,32$	251,84

	N ₄₋₄	1. Poids venant : N3-3=251,84 2. Poids propre du poteau : G_{po}=25*3,40*0,40*0,40=13,60	265,44
ETAGE N° 3	N ₅₋₅	Poids venant : N4-4=265,44 G=G_p+G_{pp}+G_{ps}+G_m=124,68	390,12
	N ₆₋₆	1. Poids venant : N5-5=390,12 2. Poids propre du poteau : G_{po}=25*3,40*0,40*0,40=13,60	403,72
ETAGE N° 2	N _{7,7}	1. Poids venant : N6-6=403,72 2. Plancher courant : G_p=5,20*6,6=34,32 2. Poutre principale : G_{pp}=25*2,00*0,40*0,60=12,0 3. Poutre secondaire : G_{ps}=25*3,3*0,30*0,35=8,66 5. Poids de mur extérieure : G_m=2,76*3,40*3,87=36,32	528,4
	N ₈₋₈	1. Poids venant : N7-7=528,4 2. Poids propre du poteau : G_{po}=25*3,40*0,40*0,40=13,60	542
ETAGE N° 1	N ₉₋₉	1. Poids venant : N8-8=542 G=G_p+G_{pp}+G_{ps}+G_m=124,68	666,68
	N ₁₀₋₁₀	1. Poids venant : N9-9=666,68 2. Poids propre du poteau : G_{po}=25*3,40*0,40*0,40=13,60	680,28
ETAGE N° RDC	N ₁₁₋₁₁	1. Poids venant N10-10=680,28 2. Plancher courant : G_p=5,20*6,6=34,32 2. Poutre principale : G_{pp}=25*2,00*0,40*0,60=12,0 3. Poutre secondaire : G_{ps}=25*3,3*0,30*0,35=8,66 5. Poids de mur extérieure : G_m=2,76*(3,3*(3,4-0,35))=27,78	763,04
	N ₁₂₋₁₂	1. Poids venant : N11-11=763,04 2. Poids propre du poteau : G_{po}=25*3,40*0,40*0,40=13,60	776,64

Tableau II.10.Charges permanentes de (5,4,3,2,^{ème} étage et 1^{er} +RDC.

II.6.2.4.Poteau central (D-3)

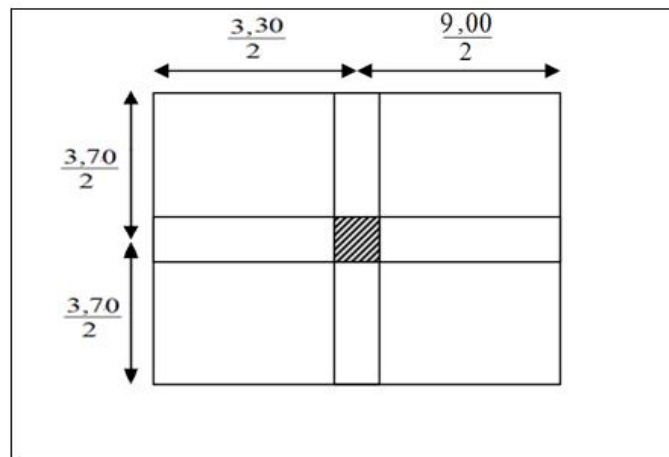


Figure 2.21.Représentation du poteau central le plus sollicité

- Surface totale:

$$S_T = S_Q = \left(\frac{3,30}{2} + \frac{9,00}{2} \right) \times \left(\frac{3,70}{2} + \frac{3,70}{2} \right) = 22,755\text{m}^2$$

- Surface du plancher prise par le poteau :

$$S_P = S_G = \left(\frac{2,775}{2} + \frac{8,35}{2} \right) \times \left(\frac{3,30}{2} + \frac{3,30}{2} \right) = 18,356\text{m}^2$$

	Niveau	Détermination des charges	G(KN)
ETAGE N°5	N ₁₋₁	1. Plancher terrasse: $G_p=6,49*18,36=119,16$ 2. Poutre principale : $G_{pp}=25*5,56*0,40*0,60=33,36$ 3. Poutre secondaire : $G_{ps}=25*3,3*0,30*0,35=8,66$	161,18
	N ₂₋₂	1. Poids venant : N1-1=161,18 2. Poids propre du poteau : $G_{po}=25*3,40*0,40*0,40=13,60$	174,78
ETAGE N°4	N ₃₋₃	1. Poids venant : N2-2=174,78 2. Plancher courant : $G_p=5,20*18,36=95,472$ 3. Poutre principale : $G_{pp}=25*5,56*0,40*0,60=33,36$ 3. Poutre secondaire : $G_{ps}=25*3,3*0,30*0,35=8,66$	312,27

	N ₄₋₄	1. Poids venant : N ₃₋₃ = 312,27 2. Poids propre du poteau : $G_{po}=25*3,40*0.40*0.40=13,60$	325,87
ETAGE N° 3	N ₅₋₅	Poids venant : N ₄₋₄ = 325,87 $G=G_p+G_{pp}+G_{ps}=137,49$	463,36
	N ₆₋₆	1. Poids venant : N ₅₋₅ = 463,36 2. Poids propre du poteau : $G_{po}=25*3,40*0.40*0.40=13,60$	476,96
ETAGE N° 2	N ₇₋₇	1. Poids venant : N ₇₋₇ = 476,96 2. Plancher courant : $G_p=5,20*18,36=95,472$ 3. Poutre principale : $G_{pp}=25*5,56*0.40*0.60=33,36$ 3. Poutre secondaire : $G_{ps}=25*3,3*0.30*0.35=8,66$	614,45
	N ₈₋₈	1. Poids venant : N ₇₋₇ = 614,45 2. Poids propre du poteau : $G_{po}=25*3,40*0.40*0.40=13,60$	628,05
ETAGE N° 1	N ₉₋₉	1. Poids venant : N ₈₋₈ = 628,05 $G=G_p+G_{pp}+G_{ps}=137,49$	765,54
	N ₁₀₋₁₀	1. Poids venant : N ₉₋₉ = 765,54 2. Poids propre du poteau : $G_{po}=25*3,40*0.40*0.40=13,60$	779,14
ETAGE N° RDC	N ₁₁₋₁₁	Poids venant N ₁₀₋₁₀ = 779,14 $G=G_p+G_{pp}+G_{ps}=137,49$	917,08
	N ₁₂₋₁₂	1. Poids venant : N ₁₁₋₁₁ = 917,08 2. Poids propre du poteau : $G_{po}=25*3,40*0.40*0.40=13,60$	930,68

Tableau II.11.Charges permanentes de (5,4,3,2)^{ème} étage et 1^{er} +RDC.

II.6.2.5.Poteau circulaire (E-6)

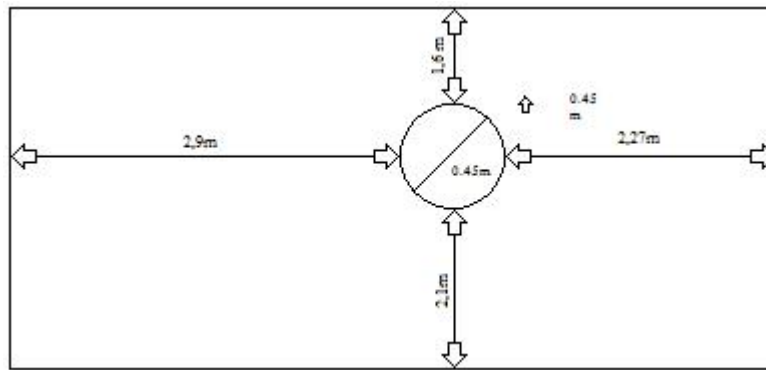


Figure 2.22.représentation du poteau circulaire le plus sollicité

- Surface totale:

$$S_T = S_Q = 23,318m^2$$

- Surface du plancher prise par le poteau :

$$S_P = S_G = 19,129m^2$$

Remarque : Pour les poteaux circulaires, le diamètre D devra satisfaire les conditions ci-dessous:
 D 25cm en zone I; Dans notre cas D=45cm.

	Niveau	Détermination des charges	G(KN)
ETAGE N°5	N ₁₋₁	1. Plancher terrasse: $G_p=6,49*23,32=151,347$ 2. Poutre principale : $G_{pp}=25*5,17*0,40*0,60=31,02$ 3. Poutre secondaire : $G_{ps}=25*3,7*0,30*0,35=9,713$	192,08
	N ₂₋₂	1. Poids venant : N1-1=192,08 2. Poids propre du poteau : $G_{po}=25*3,40*(f = 3,14)*0,225^2=13,512$	205,59
ETAGE N°4	N ₃₋₃	1. Poids venant : N2-2=205,59 2. Plancher courant : $G_p=5,20*19,13=99,476$ 3. Poutre principale : $G_{pp}=25*5,17*0,40*0,60=31,02$ 3. Poutre secondaire : $G_{ps}=25*3,7*0,30*0,35=9,713$	345,80
	N ₄₋₄	1. Poids venant : N3-3=345,80 2. Poids propre du poteau : $G_{po}=25*3,40*3,14*0,225^2=13,512$	359,31

ETAGE N° 3	N₅₋₅	Poids venant : N₄₋₄=359,31 G=G_p+G_{pp}+G_{ps}=140,21	499,52
	N₆₋₆	1. Poids venant : N₅₋₅=499,52 2. Poids propre du poteau : G_{po}=25*3,40*3,14*0,225²=13,512	513,03
ETAGE N° 2	N₇₋₇	1. Poids venant : N₇₋₇=513,03 2. Plancher courant : G_p=5,20*19,13=99,476 3. Poutre principale : G_{pp}=25*5,17*0,40*0,60=31,02 3. Poutre secondaire : G_{ps}=25*3,7*0,30*0,35=9,713	653,24
	N₈₋₈	1. Poids venant : N₇₋₇=653,24 2. Poids propre du poteau : G_{po}=25*3,40*3,14*0,225²=13,512	666,75
ETAGE N° 1	N₉₋₉	1. Poids venant : N₈₋₈=666,75 G=G_p+G_{pp}+G_{ps}=140,21	806,96
	N₁₀₋₁₀	1. Poids venant : N₉₋₉=806,96 2. Poids propre du poteau : G_{po}=25*3,40*3,14*0,225²=13,512	820,47
ETAGE N° RDC	N₁₁₋₁₁	Poids venant N₁₀₋₁₀=820,47 G=G_p+G_{pp}+G_{ps}=140,21	960,68
	N₁₂₋₁₂	1. Poids venant : N₁₁₋₁₁=960,68 2. Poids propre du poteau : G_{po}=25*3,40*3,14*0,225²=13,512	974,19

Tableau II.12.Charges permanentes de (5,4,3,2)^{ème} étage et 1^{er} +RDC.

II.6.3.Charges d'exploitation :

❖ Loi de dégression (D.T.R.B.C article 63):

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes.

Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), et dans le cas de notre bâtiment, on a six (06) niveaux.

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

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions suivantes :

- Pour le toit ou la terrasse Q_0
- Pour le dernier étage (5) Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur (4) $0.9Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur (3) $0.8Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur (2) $0.7Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur (1) $0.6Q$

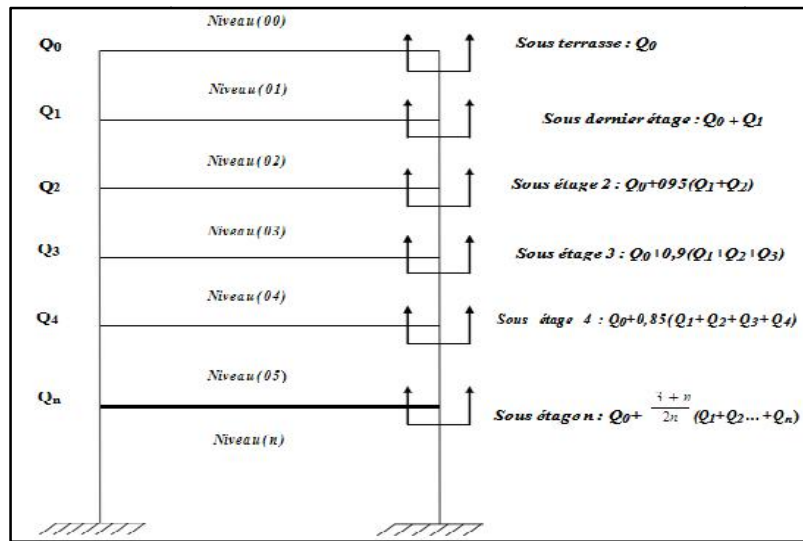


Figure 2.23. Les charges d'exploitation avec la loi de dégression de chaque étage.

II.6.3.1. Charges d'exploitation (Poteau d'angle) :

$S_t = 7,34 \text{ m}^2$

$S_{e.c(5,4,3,2,1)} = 7,34 \text{ m}^2$

$S_{e.c(RDC)} = 3,3 \text{ m}^2$

* $Q_T = 1 \text{ kN/m}^2$ terrasse inaccessible

* $Q_5 = 1.5 \text{ kN/m}^2$ étage courant à usage d'habitation

* $Q_4, Q_3, Q_2, Q_1 = 2.5 \text{ kN/m}^2$ étages courants à usage administratif

Niv	Q		surcharge		surcharge (kN)
T	Q_T	/	$T_é = (Q_T * S_t)$	1	7,34
P ₅	Q_5	1	$1 = T_é + (Q_5 * S_{e.c})$	2,5	18,35
P ₄	Q_4	0.90	$2 = 1 + 0.9(Q_4 * S_{e.c})$	4,75	34,86
P ₃	Q_3	0.80	$3 = 2 + 0.8(Q_3 * S_{e.c})$	6,75	49,54
P ₂	Q_2	0.70	$4 = 3 + 0.7(Q_2 * S_{e.c})$	8,5	62,38

P ₁	Q ₁	0.60	5= 4+0.6(Q ₁ * S _{e.c} (RDC))	10	67,33
----------------	----------------	------	---	----	-------

Tableau II.13. Les charges d'exploitation avec la loi de dégression de chaque étage d'un poteau d'angle.

II.6.3.2. Charges d'exploitation (Poteau de rive) :

S_t=12,94m² *QT=1 kN/m² terrasse inaccessible
 S_{e.c}(5,4,3,2,1)=12,94 m² *Q5=1.5 kN/m² étage courant à usage d'habitation
 S_{e.c}(RDC)=6,6 m² *Q4,Q3,Q2,Q1=2.5 kN/m² étages courants à usage administratif

Niv	Q		surcharge		surcharge (kN)
T	QT	/	Té=(QT*S _t)	1	12,94
P ₅	Q ₅	1	1= Té +(Q ₅ *S _{e.c})	2,5	32,35
P ₄	Q ₄	0.90	2= 1+0.9(Q ₄ * S _{e.c})	4,75	61,46
P ₃	Q ₃	0.80	3= 2+0.8(Q ₃ * S _{e.c})	6,75	87,34
P ₂	Q ₂	0.70	4= 3+0.7(Q ₂ * S _{e.c})	8,5	109,98
P ₁	Q ₁	0.60	5= 4+0.6(Q ₁ * S _{e.c})	10	119,88

Tableau II.14. Les charges d'exploitation avec la loi de dégression de chaque étage d'un poteau de rive.

II.6.3.3.Charges d'exploitation (Poteau centrale) :

S_{pt}=18,36m² *QT=1 kN/m² terrasse inaccessible
 S_{e.c}=18,36m² *Q5=1.5 kN/m² étage courant à usage d'habitation
 *Q4,Q3,Q2,Q1=2.5 kN/m² étages courants à usage administratif

Niv	Q		surcharge		surcharge (kN)
T	QT	/	Té=(QT*S _{pt})	1	18,36
P ₅	Q ₅	1	1= Té +(Q ₅ *S _{e.c})	2,5	45,90
P ₄	Q ₄	0.90	2= 1+0.9(Q ₄ * S _{e.c})	4,75	87,21
P ₃	Q ₃	0.80	3= 2+0.8(Q ₃ * S _{e.c})	6,75	123,93
P ₂	Q ₂	0.70	4= 3+0.7(Q ₂ * S _{e.c})	8,5	156,06
P ₁	Q ₁	0.60	5= 4+0.6(Q ₁ * S _{e.c})	10	183,60

Tableau II.15. Les charges d'exploitation avec la loi de dégression de chaque étage d'un poteau central.

II.6.3.4.Charges d’exploitation (Poteau circulaire) :

$S_t=23,32m^2$ *QT=1 kN/m² terrasse inaccessible

$S_{e,c}=19,13 m^2$ *Q5=1.5 kN/m² étage courant à usage d’habitation

*Q4,Q3,Q2,Q1=2.5 kN/m² étages courants à usage administratif

Niv	Q		surcharge		surcharge (kN)
T	QT	/	$Té=(QT*S_{pt})$	1	23,32
P ₅	Q5	1	$1= Té +(Q5*S_{e,c})$	2,5	52,02
P ₄	Q4	0.90	$2= 1+0.9(Q4* S_{e,c})$	4,75	95,06
P ₃	Q3	0.80	$3= 2+0.8(Q3* S_{e,c})$	6,75	133,32
P ₂	Q2	0.70	$4= 3+0.7(Q2* S_{e,c})$	8,5	166,80
P ₁	Q1	0.60	$5= 4+0.6(Q1* S_{e,c})$	10	195,50

Tableau II.16.Les charges d’exploitation avec la loi de dégression de chaque étage d’un poteau circulaire.

II.6.4. Vérification des sections adoptées pour les poteaux :

II.6.4.1.Vérification selon BAEL91 :

La section du béton est calculée en compression, soumise à un effort normal **Nu** agissant sur le poteau qui doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq B_r \left[\left(\frac{f_{c28}}{0.9 b} \right) + \left(\frac{A_s f_e}{s B_r} \right) \right] \dots\dots\dots \text{BAEL91 Article (A: 8.4.1)}$$

Avec :

Nu: l'effort normal ultime : $Nu = 1,35 G + 1,5 Q$.

A_s : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul en (cm²).

B_r : section réduite de poteau, obtenue en déduisant de la section réelle 1 cm d’épaisseur sur tout son périphérique en (cm²).

F_e : limite d'élasticité des aciers en (Mpa).

$s = 1,15$, $b = 1,5$

: coefficient en fonction de l'élançement qui prend les valeurs :

$$\left\{ \begin{aligned} &= \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50. \\ &= 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour } 50 < \lambda \leq 70. \end{aligned} \right. \dots\dots\dots\text{BAEL91 Article (A: 8.4.1)}$$

- **Nu** connu, le but c'est de calculer B_r (section de poteau) à partir de l'effort normal et faire la comparaison avec B_c choisie.

On a
$$N_u \leq \left[\frac{B_r F_{c28}}{0,9} + A \frac{F_e}{s} \right] \Leftrightarrow B_r \geq \frac{N_u}{r \left[\frac{F_{c28}}{0,9} + \frac{A}{B_r} \frac{F_e}{100} \right]}$$

Le pourcentage minimal des armatures est de 0,7 % en zone I, on peut prendre:

$$\frac{A}{B_r} = 1\% \Rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{r \left[\frac{F_{c28}}{0,9} + \frac{F_e}{100} \right]}$$

Calcul :

$$= \frac{l_f}{i} = \frac{0,71}{\sqrt{\frac{B}{b}}} = \frac{0,71 \times \sqrt{12}}{b}$$

II.6.4.2. Effort normal de résistance :

- ✓ $N_u = 1.35G + 1.5Q$
- ✓ $N_u^* = N_u + 10\% N_u = 1.1N_u$

Après une comparaison préliminaire, on constate que le poteau le plus sollicité est :

Poteau central : $G=930,68$ KN $Q=183,60$ KN

Poteau de rive : $G=776,64$ KN $Q=119,88$ KN

Poteau d'angle : $G=640,91$ KN $Q=67,33$ KN

Alors, le poteau le plus sollicité est : **Poteau central (D-3).**

Niveau	N_u	N_u[*]
5^{eme} étage	308,587	339,446
4^{eme} étage	553,860	609,246
3^{eme} étage	819,783	901,761
2^{eme} étage	1078,823	1186,705
1^{ere} étage	1330,249	1463,274
RDC	1575,523	1733,075

Tableau II.17.Détermination de l'effort normale « N_U » **Poteau central**

II.6.4.3. Vérification de la section de poteau: BAEL91 (B.8.4, 1) :

On a une compression simple, alors, la valeur de l'effort normal ultime

$$N_u = 1,1.N_u$$

agissant sur le poteau doit satisfaire à l'inégalité suivante :

$$N_{ultime} \leq \alpha \times \left\{ \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right\}$$

Avec : $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1.15$.

Br : section réduite du poteau : [Br= (b-2) × (h-2)].

A : section d'acier comprimé : [A = max (A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPA})].

A_{min}^{BAEL} = Max (4cm²/m de périmètre ; 0,2%B)

A_{min}^{RPA} = 0,7%×B (en zone I).

$$A = A_{min}^{RPA}$$

$$B = (30;30) \Rightarrow A = A_{min}^{RPA} = 6,30 \text{ cm}^2.$$

$$B = (35;35) \Rightarrow A = A_{min}^{RPA} = 8,575 \text{ cm}^2.$$

$$B = (40;40) \Rightarrow A = A_{min}^{RPA} = 11,20 \text{ cm}^2.$$

α : coefficient en fonction de l'élançement mécanique qui prend les valeurs suivantes :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ pour } \lambda < 50.$$

$$\alpha = 0.60 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \text{ pour } 50 \leq \lambda < 70.$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

L_f : 0.7 L₀ assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que le poteau.

i: rayon de giration ; $i = \sqrt{I/B} = b/\sqrt{12}$

Avec : (B=b×h) et $(I = bh^3/12)$

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

NIV	SECTION	A_{min}^{RPA}	L _f	
5 ^{em} étage	30×30	6,30	2,142	20,62
4 ^{em} étage	35×35	8,575	2,142	20,62
3 ^{em} étage	35×35	8,575	2,142	20,62
2 ^{em} étage	40×40	11,20	2,142	20,62
1 ^{em} étage	40×40	11,20	2,142	20,62
RDC	40×40	11,20	2,142	20,62

0,795	0,795	0,795	0,795	0,795	0,795	
1444	1444	1444	1089	1089	784	Br (cm ²)
1733,075	1463,274	1186,705	901,761	609,246	339,446	Nu*
2435,59	2435,59	2435,59	1851,94	1851,94	1268,29	Nu _{adm}
CV	CV	CV	CV	CV	CV	Nu* < Nu _{adm}

Tableau II.18. vérifications de la section du poteau central

II.6.4.4. Vérification selon le RPA99 version 2003 :

D'après le RPA99 version 2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

SECTION	Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
section (30X30)	Min(b, h) ≥ 25cm	Min (b, h) = 30cm ≥ 25 cm	Oui
	Min(b, h) ≥ he/20	Min (b, h) = 30cm (he/20) = 17cm	Oui
	0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h) = 1 ≤ 4	Oui
section (35X35)	Min (b, h) ≥ 25 cm	Min (b, h) = 35cm ≥ 25 cm	Oui
	Min (b, h) ≥ he/20	Min (b, h) = 35cm (he/20) = 17cm	Oui
	0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h) = 1 ≤ 4	Oui
section (40X40)	Min(b, h) ≥ 25cm	Min (b, h) = 40cm ≥ 25 cm	Oui
	Min(b, h) ≥ he/20	Min (b, h) = 40cm (he/20) = 17cm	Oui
	0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h) = 1 ≤ 4	Oui

Tableau II.19. Vérifications de coffrage des poteaux

Donc les sections des poteaux vérifient les conditions précitées.

II.7.Pré-dimensionnement des voiles :

Le pré-dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99/version 2003. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- ✓ Les charges verticales sont les charges permanentes et surcharges.
- ✓ Les actions horizontales sont celles dues au séisme ou au vent.
- ✓ Les voiles assurant le contreventement sont continus jusqu'aux fondations.
- ✓ Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

Ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre du pré-dimensionnement.

D'après le RPA 99/version 2003, article 7.7.1 « les éléments satisfaisant la condition $(L \geq 4e)$ sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec

- L : Portée du voile.
- e : Epaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99/version 2003 exige une épaisseur minimale de 15cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indiqué sur les figures suivantes:

À partir de la hauteur d'étage $h=3,40$ m et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :
 $a \geq \text{Max} (15\text{cm}; h_e/25; h_e/22; h_e/20)$

Tel que : $h_e = h - h_{\text{poutre}} = 3,40 - 0,60 = 2,8$ m (hauteurs libres)
 Alors $a \geq \text{max} (15; 11,2; 12,72; 14)$

On prend des voiles d'épaisseur : **a=15cm**

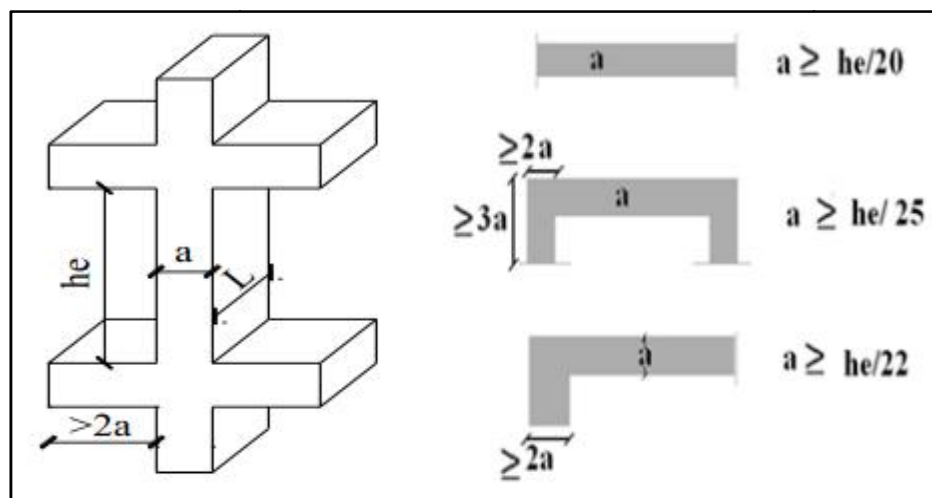


Figure 2.24. Coupe de voile en plan (droite) Voile en 3D (gauche).

➤ **Disposition des voiles :**

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

II.8.conclusion :

Le tableau suivant résume les résultats obtenus dans ce chapitre :

Elément	Dimensions
Plancher corps creux	(16+4) cm
Dalle pleine	15 cm
Poteau carré(RDC, 1 ^{er} et 2 ^{es} étages)	(40×40) cm ²
Poteau carré(3 ^{es} et 4 ^{es} étages)	(35×35) cm ²
Poteau carré(5 ^{es} et 4 ^{es} étage)	(30×30) cm ²
Poteau circulaire	D=45cm
Poutre principale	(40×60) cm ²
Poutre secondaire	(30×35) cm ²
Poutre palière	(20×30) cm ²
Voile	a=15cm
Palier de repos	e=15 cm
Paillasse	e=15 cm
Acrotère	h=60cm

Tableau II.20.Résultats de pré-dimensionnements des éléments.

Chapitre III :

CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.1.L'acrotère:

III.1.1.Principe de 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 1ml de largeur, 10 cm d'épaisseur et 60 cm de hauteur.

La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux Intempéries.

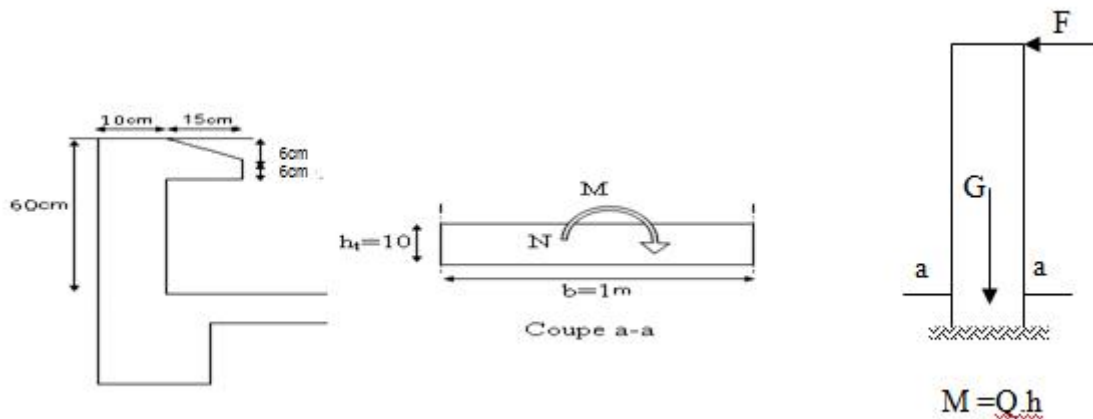


Figure 3.1.Schéma de l'acrotère.

III.1.2.Détermination des efforts:

	E.L.U	E.L.S
Effort normal N_u (kN)	$1,35 * G = 1,35 * 2,41 = 3,253$	$G = 2,41$
Effort tranchant T_u (kN)	$1,5 * Q = 1,5 * 1 = 1,5$	$Q = 1$
Moment d'encastrement M_u (kN.m)	$1,5 * Q * h = 1,5 * 1 * 0,6 = 0,9$	$Q * h = 0,6$

Tableau III.1.Les efforts sur l'acrotère à l'état limite ultime et l'état limite de service.

III.1.3.Calcul de l'excentricité:

À l'attention de: $e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,90}{3,253} \rightarrow e_0 = 26,81 \text{ cm}$

On a: $e_0 = 26,81 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 10/2 - 2,5 = 2,5 \text{ cm}$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. Alors on a une section partiellement comprimée.

- **Calcul du moment de flexion:**

e: distance entre le point d'application de N et le centre des armatures tendues.

$$e = e_0 + \left(\frac{h}{2} - C\right) \quad e = 0.293 \text{ m}$$

$$M_1 = N * e \quad M_1 = 0.95 \text{ kN.m}$$

III.1.4. Calcul de ferrailage:

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée et en situation durable.

Données			
f_{c28}	25 MPa	h	10 cm
f_{t28}	2,1 MPa	d	7.5 cm
f_e	400 MPa	c	2.5 cm
$\frac{f_{c28}}{\gamma_c}$ $\frac{f_c}{\gamma_{mat}}$	14.2 MPa	c'	2.5 cm
$\frac{f_e}{\gamma_s}$ $\frac{\sigma_{sud}}{\gamma_{mat}}$	348 MPa	b	100 cm

Tableau III.2. Dimensions et caractéristiques des matériaux.

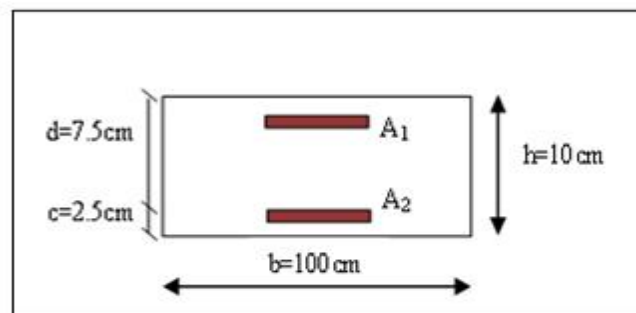


Figure 3.2. section de béton armé a l'ELU.

III.1.4.1. Ferrailage à l'ELU :

$$\tilde{\mu} = \frac{M_1}{bd^2 \dagger_b} = \frac{0.95 \times 10^3}{100 \times 7.5^2 \times 14.2} = 0.012$$

$$\mu = 0.012 < \mu_1 = 0.392 \quad A'_1 = 0$$

$$= 0.015 \quad = 0.994$$

$$A_{s1} = \frac{M_L}{s \times d \times \dagger_s} = \frac{0.95 \times 10^3}{0.994 \times 7.5 \times 348} = 0.366 \text{ cm}^2$$

A_s : la section fictive d'acier

La section d'armature réelle est :

$$A_s = A_{s1} - \frac{N_1}{100 \times \dagger_s} = 0.366 - \frac{3.536 \times 10^3}{100 \times 348} = 0.265 \text{ cm}^2$$

III.1.4.2. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = B/1000 = 10.100/1000 = 1 \text{ cm}^2;$$

$$A_{\min} = 1 \text{ cm}^2 > A = 0.275 \text{ cm}^2 \quad A = A_{\min} = \mathbf{1.00 \text{ cm}^2}$$

On adoptera : $A = \mathbf{4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2}$

III.1.4.3. Armatures de répartition :

On a: $A/4 \quad A_r \quad A/2 \quad 0.50 \quad A_r \quad 1.005$; Donc :

On prendra : $A_r = \mathbf{4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2}$

III.1.4.4. Espacement:

$$S_t = (100/4) = 25 \text{ cm} \quad S_{\min} = \min [3h = 30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}] = \mathbf{30 \text{ cm.}}$$

$$S_{\text{rép}} = (60/4) = 15 \text{ cm} \quad S_{\min} = \min [4h = 40 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}] = \mathbf{40 \text{ cm.}}$$

III.1.4.5. Justification à l'ELS :

- **Calcul de l'excentricité:**

$$\text{À l'attention de: } e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.60}{2.41} \rightarrow e_0 = \mathbf{24.14 \text{ cm}}$$

On va calculer Y_2 à l'aide de l'équation suivante:

$$Y_2^3 + PY_2 + q = 0$$

tq: Y_2 : distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

$$e_A = e_0 + d - (h/2) = 24.14 + 7.5 - 5 = \mathbf{26.64 \text{ cm}} \quad e_A > d \quad \mathbf{c \text{ est (Ext)}}$$

$$C = d - e_A \Rightarrow 8 - 26.64 = \mathbf{-18.64 \text{ cm.}}$$

$$P = -3c^2 + (d-c).90.A_s/b \Rightarrow \left[-3(-18.64)^2 \right] + \left[7.5 - (-18.64) \right].90. \frac{2.01}{100} = -1001.13$$

$$q = -2c^3 - (d-c).90.A_s/b \Rightarrow \left[-2(-18.64)^3 \right] + \left[7.5 - (-18.64) \right]^2.90. \frac{2.01}{100} = 11716.83$$

$$\text{Donc l'équation devient: } Y_2^3 - \mathbf{1001.13.Y_2} + \mathbf{11716.83} = \mathbf{0}$$

Après itération on trouve :

$$Y_1 = \mathbf{-36.37 \text{ cm}}$$

$$Y_2 = \mathbf{21,14 \text{ cm}}$$

$$Y_3 = \mathbf{15,23 \text{ cm.}}$$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante:

$$\mathbf{0 < Y_1 = Y_2 + C < h}$$

Y_1 : distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

$$\left\{ \begin{array}{l} Y_2 = \mathbf{21.14 \text{ cm.}} \\ Y_1 = Y_2 + C = \mathbf{2.5 \text{ cm.}} \end{array} \right.$$

- **Calcul de moment statique**

$$S^* = \frac{b}{2} Y_1^2 + 15 \left[A^* (Y_1 - C^*) - A_s (d - Y_1) \right]$$

$$S^* = \mathbf{161.75 \text{ cm}^3}.$$

• **Contrainte du béton**

$$\tau_b = \frac{N_s}{S} Y_1 < 0,6 f_{c28}$$

$$\tau_b = 0,0384 < 15MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• **Contrainte de l'acier**

$$\tau_s \leq \overline{\tau_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{Y \cdot f_{t28}} \right\} = 201.63MPa$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1,6 \text{ (Acier HA).}$$

$$\tau_s = 15 \frac{N_s}{S} (d - Y_1) = 11,53MPa < \overline{\tau_s} = 201.63MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.1.5.Vérification de l'effort tranchant :

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égal à: $F=T_U-(M_U/0,9.d)$

$$F=1.5-(2.369/0.9 \times 0.075) = -33.60KN.$$

$F < 0$, Alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire.

• **Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :**

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

$$\text{Telles que: } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = (1.5 \times 10^3) / 1000 \times 75 = 0.02Mpa$$

$$\text{Et } \overline{\tau} = \min \left[\frac{0,15 \cdot f_{28}}{\gamma_b} ; 4Mpa \right] = 2.5Mpa \text{ (la fissuration est préjudiciable).}$$

$$\text{D'où alors : } \tau_u = 0.02Mpa \leq \overline{\tau} = 2.5Mpa$$

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires. on ne prend donc que des armatures de montage.

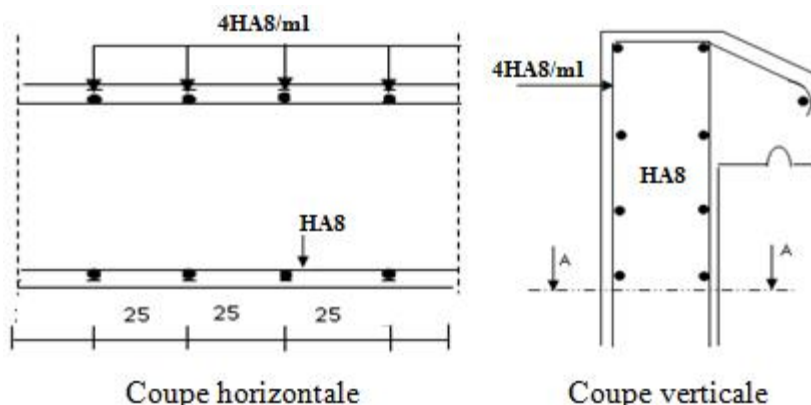


Figure 3.3.Schéma de ferrailage.

III.2.L'escalier:

L'escalier est une suite régulière de plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre d'une construction, on appelle marche la partie horizontale des gradins constituant l'escalier et contre marche la partie verticale de ces gradins.

III.2.1. Escalier type « 01 » :

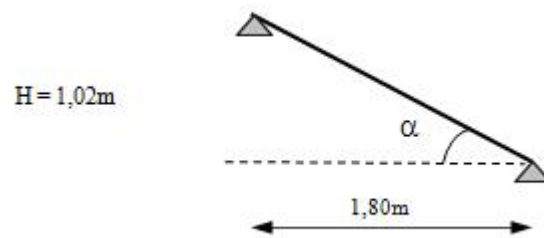


Figure 3.4. Schéma d'escalier type 1.

III.2.1.1. Détermination des efforts :

- ELU : $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q$
- ELS : $Q_s = G + Q$

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	P_u (kN/ml)	P_{ser} (kN/ml)
Paillasse	9,30	2,5	16,31	11,80

Tableau III.3. Combinaison des charges de l'escalier type 1.

➤ L'E.L.U :

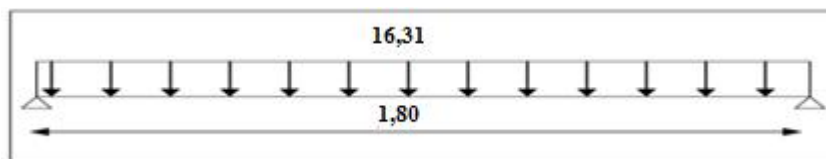


Figure 3.5. Schéma des charges équivalentes à ELU d'escalier type 1.

$$M_o = \frac{Q \cdot L^2}{8} = \frac{16,31 \times 1,8^2}{8} = 6,61 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_o = 0,85 \cdot 6,61 = 5,81 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 \cdot M_o = 0,3 \cdot 6,61 = 1,98 \text{ KN.m}$$

➤ L'E.L.S :

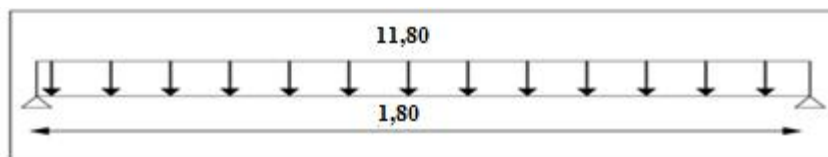


Figure 3.6. Schéma des charges équivalentes à ELS d'escalier type 1.

$$M_o = \frac{Q \cdot L^2}{8} = \frac{11,80 \times 1,8^2}{8} = 4,78 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_o = 0,85 \cdot 4,78 = 4,10 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 \cdot M_o = 0,3 \cdot 4,78 = 1,43 \text{ KN.m}$$

III.2.2. Escalier type « 02 » :

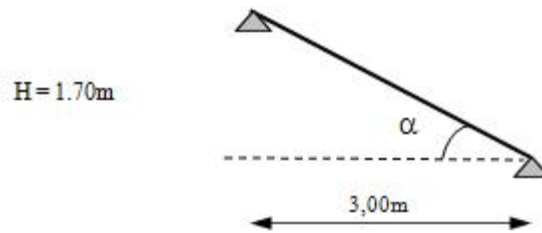


Figure 3.7. Schéma d'escalier type 2.

III.2.2.1. Détermination des efforts :

- ELU : $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q$
- ELS : $Q_s = G + Q$

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	P _u (kN/ml)	P _{ser} (kN/ml)
Paillasse	9,30	2,5	16,31	11,80

Tableau III.4. Combinaison des charges de l'escalier type 2.

➤ L'E.L.U :

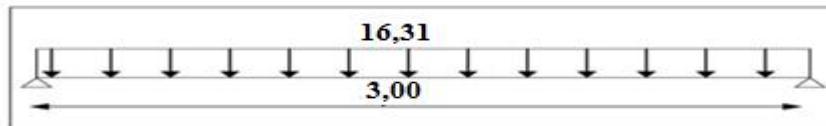


Figure 3.8. Schéma des charges équivalentes à ELU d'escalier type 2.

$$M_o = \frac{Q.L^2}{8} = \frac{16,31 \times 3^2}{8} = 18,35 \text{ KN.m .}$$

$$M_t = 0,85 . M_o = 0,85 . 18,35 = 15,60 \text{ KN.m .}$$

$$M_a = 0,3 . M_o = 0,3 . 18,35 = 5,50 \text{ KN.m .}$$

➤ L'E.L.S :

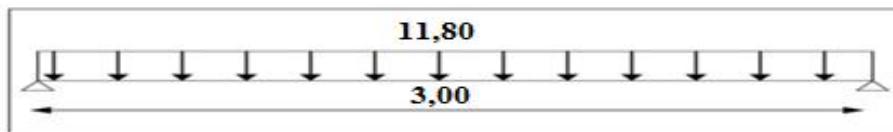


Figure 3.9. Schéma des charges équivalentes à ELS d'escalier type 2.

$$M_o = \frac{Q.L^2}{8} = \frac{11,80 \times 3^2}{8} = 13,28 \text{ KN.m .}$$

$$M_t = 0,85 . M_o = 0,85 . 13,28 = 11,28 \text{ KN.m .}$$

$$M_a = 0,3 . M_o = 0,3 . 13,28 = 3,98 \text{ KN.m .}$$

III.2.3. Escalier type « 03 » :

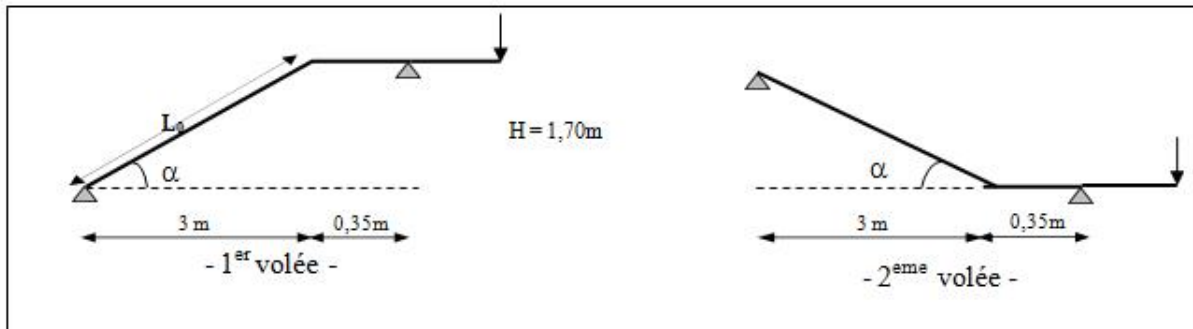


Figure 3.10. Schéma statique d'escalier type 3.

III.2.3.1. Détermination des efforts :

- ELU : $P_u = 1,35 G + 1,5 Q$
- ELS : $P_s = G + Q$

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	P_u (kN/ml)	P_{ser} (kN/ml)
Palier	5,35	2.5	10,97	7,85
Paillasse	9,30	2.5	16,33	11,82
Mur double cloison	2,76	/	3,73	2,76

Tableau III.5. Combinaison des charges de l'escalier.

➤ L'E.L.U :

$$F = 0 = R_a + R_b = (10,97 \times (0,35 + 0,95)) + (16,33 \times 3) + 3,73 = 66,98$$

$$M/b = 0 \quad 3,35R_a - [(10,97 \times 0,35^2/2) + (16,33 \times 3 \times (1,5 + 0,35))] + [(10,97 \times 0,95^2/2) + (3,73 \times 0,95)] = 0$$

$$R_a = 24,71 \text{ KN} \quad R_b = 42,26 \text{ KN}$$

• Effort tranchant et moment fléchissant:

(0 x 3)

Moment fléchissant : $M(x) = 24,71x - (16,33x^2/2)$

Effort tranchant : $T(x) = 24,71 - (16,33x)$

$M(0) = 0 \text{ KN.m}$

$M(3) = 0,645 \text{ KN.m}$

$T(0) = 24,71 \text{ KN}$

$T(3) = -24,28 \text{ KN}$

(3 x 3.35)

Moment fléchissant :

$$M(x) = 24,71x - [(16,33 \times 3) \times (x - 1,5)] - [(10,33(x - 3)) \times (x - 3,18)]$$

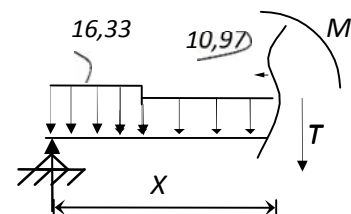
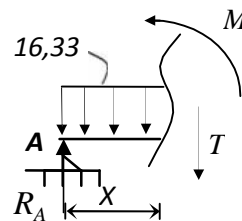
Effort tranchant :

$$T(x) = 24,71 - (16,33 \times 3) - (10,97 \times (x - 3))$$

$M(3) = 0,645 \text{ KN.m}$

$M(3,35) = -17,11 \text{ KN.m}$

$T(3) = -24,28 \text{ KN}$



$T(3.35) = -28.12 \text{ KN}$

$T(x) = 0$ si $x = 1.78\text{m}$

Donc $M(x=1.78) = 19.57 \text{ KN.m}$

$(0 \leq x \leq 0.95)$

Moment fléchissant : $M(x) = -3.73x - (10.97x^2/2)$

Effort tranchant : $T(x) = 3.73 + (10.97x)$

$M(0) = 0 \text{ KN.m}$

$M(0.95) = -17.11 \text{ KN.m}$

$T(0) = 3.73 \text{ KN}$

$T(0.95) = 14.15 \text{ KN}$

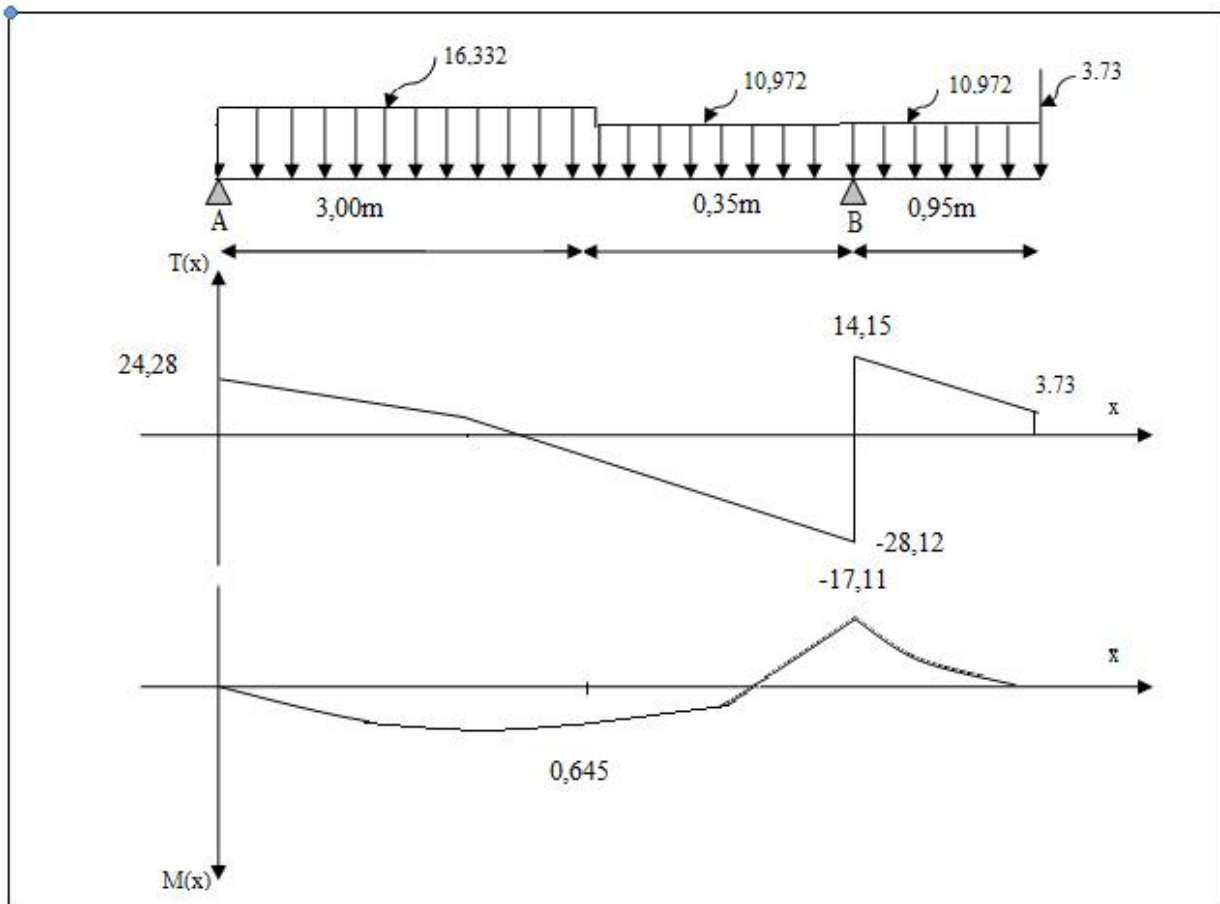
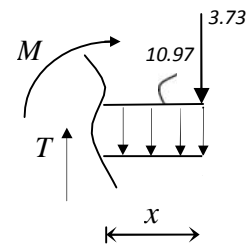


Figure 3.11. Schéma statique des efforts du l'escalier de l'étage courant à l'E.L.U

$M_u(\text{appuis}) = 0.3xM_{\text{max}} = 5.13 \text{ kN.m}$

$M_u(\text{travée}) = 0.85xM_{\text{max}} = 14.54 \text{ kN.m}$

$V_{u,\text{max}} = 28.12 \text{ KN}$

L'E.L.S :

$$F = 0 = R_a + R_b = (7.85 \times (0.35 + 0.95)) + (11.82 \times 3) + 2.76 = 48.43$$

$$M/b = 0 \quad 3.35R_a - [(7.85 \times 0.35^2/2) + (11.82 \times 3 \times (1.5 + 0.35))] + [(7.85 \times 0.95^2/2) + (2.76 \times 0.95)] = 0$$

$$R_a = 17.88 \text{ KN} \quad R_b = 30.54 \text{ KN}$$

• **Effort tranchant et moment fléchissant:**

(0 x 3)

Moment fléchissant : $M(x) = 17.88x - (11.82x^2/2)$

Effort tranchant : $T(x) = 17.88 - (11.82x)$

$M(0) = 0 \text{ KN.m}$

$M(3) = 0.45 \text{ KN.m}$

$T(0) = 17.88 \text{ KN}$

$T(3) = -17.58 \text{ KN}$

(3 x 3.35)

Moment fléchissant : $M(x) = 17.88x - [(11.82 \times 3) \times (x - 1.5)] - [(7.85(x - 3)^2/2]$

Effort tranchant : $T(x) = 7.88 - (11.82 \times 3) - (7.85 \times (x - 3))$

$M(3) = 0.45 \text{ KN.m}$

$M(3.35) = -6.20 \text{ KN.m}$

$T(3) = -17.58 \text{ KN}$

$T(3.35) = -30.32 \text{ KN}$

$T(x) = 0$ si $x = 1.78\text{m}$

Donc $M(x=1.78) = 15.49 \text{ KN.m}$

(0 x 0.95)

Moment fléchissant : $M(x) = -2.76x - (7.85x^2/2)$

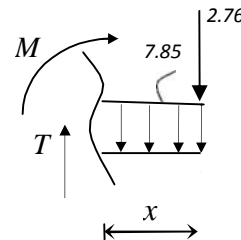
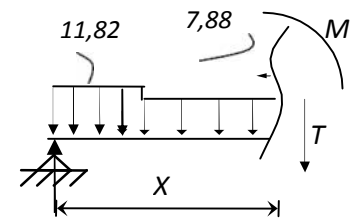
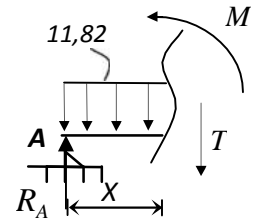
Effort tranchant : $T(x) = 2.76 + (7.85x)$

$M(0) = 0 \text{ KN.m}$

$M(0.95) = -6.16 \text{ KN.m}$

$T(0) = 2.76 \text{ KN}$

$T(0.95) = 10.21 \text{ KN}$



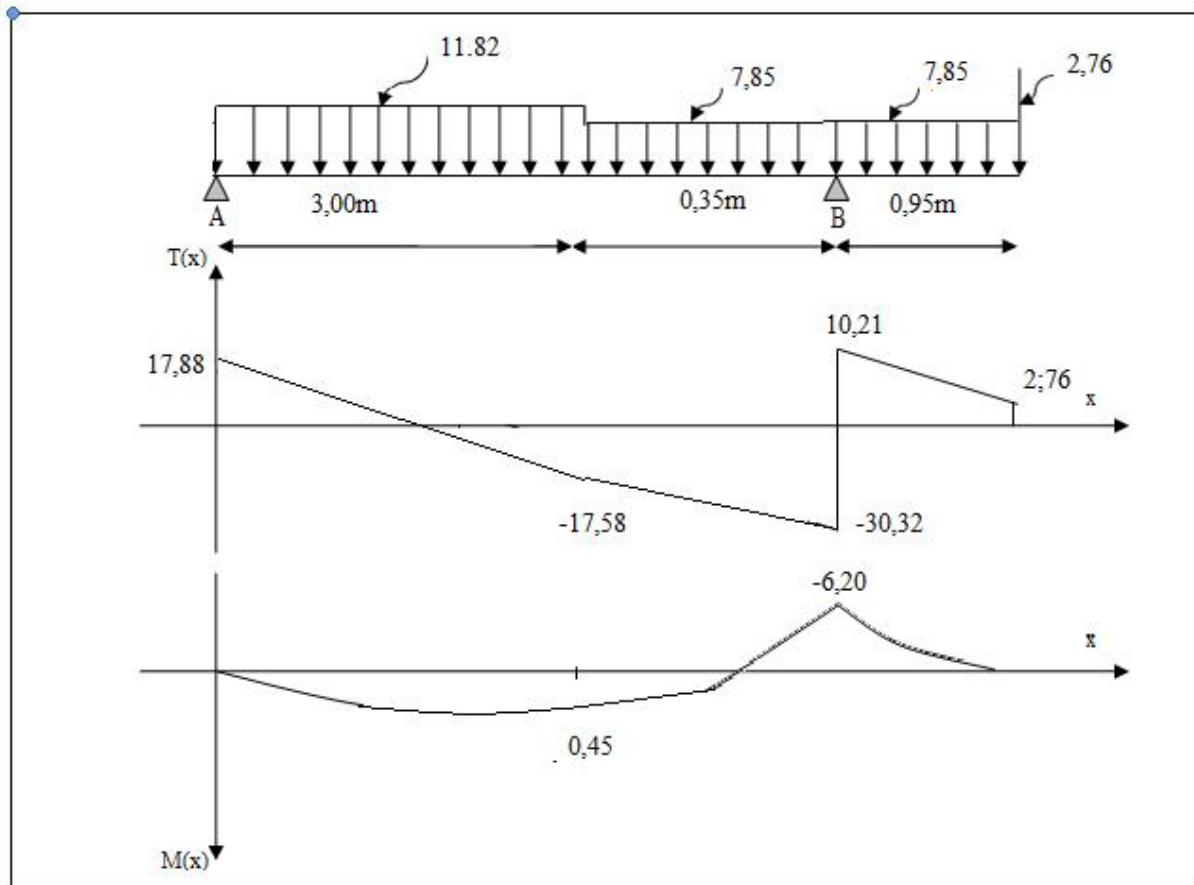


Figure 3.12. Schéma statique des efforts du l'escalier de l'étage courant à l'E.L.S.

M_u (appuis) = $0.3 \times M_{max} = 1.86$ kN.m

M_u (travée) = $0.85 \times M_{max} = 5.27$ kN.m

$V_{u,max} = 30.32$ KN

III.2.4. Récapitulations :

	ELU		ELS	
	$M_{u,t}$	$M_{u,a}$	$M_{ser,t}$	$M_{ser,a}$
Escalier type 1	5.81	1.98	4.10	1.43
Escalier type 2	15.60	5.50	11.28	3.98
Escalier type 3	14.54	5,13	5.27	1.86

Tableau III.6. Récapitulations des efforts

III.2.5.Ferraillage des escaliers :

Béton	$f_{c28}=25 \text{ MPa}$	$b = 1.5$	$b_c=14.2 \text{ MPa}$	$c = 2 \text{ cm}$
	$f_{t28}=2.1 \text{ MPa}$	$b = 100 \text{ cm}$	$h= 15 \text{ cm}$	$d=13 \text{ cm}$
Acier	FeE400	$f_e=400 \text{ Mpa}$	$s = 1.15$	$s= 348 \text{ MPa}$

Tableau III.7.Dimensions et caractéristiques des matériaux.

III.2. 5.1.Calcul de ferraillage:

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot b \cdot d^2}$$

$$= (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0,8 ; \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A_u = \frac{M_u}{s \cdot \beta \cdot d}$$

	Position	Mu (kN.m)	μ	$\mu \leq \mu_l$	A' (cm ²)			A (cm ²)	Aadopt (cm ²)
Escalier type 1	En travée	5.81	0,024	Oui	0	0,0306	0,997	1.30	5HA8=2,51
	Sur appuis	1.98	0,0083	Oui	0	0,0103	0,996	0,50	5HA8=2,51
Escalier type 2	En travée	15.60	0,065	Oui	0	0,0841	0,966	3.60	5HA12=5,65
	Sur appuis	5.50	0,023	Oui	0	0,029	0,988	1,23	5HA10=3,93
Escalier type 3	En travée	14.54	0,0605	Oui	0	0,078	0,969	3,32	5HA12=5,65
	Sur appuis	5,13	0,022	Oui	0	0,028	0,988	1,15	5HA10=3,93

Tableau III.8.Tableau récapitulatif des résultats de ferraillage en travée et en appuis.

III.2.5.2.Conditions de non fragilité :

- Section minimal d'armatures : BAEL 91 (art A.4.2,1)

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{r28}}{f_e}$$

	Position	A (cm ²)	Amin (cm ²)	A Ami	Aadopt (cm ²)
Escalier type 1	En travée	1,30	1,569	Oui	5HA8=2,51
	En appuis	0,50	1,569	Non	5HA8=2,51
Escalier type 2	En travée	3.60	1,569	Oui	5HA12=5,65
	En appuis	1,1.23	1,569	Oui	5HA10=3,93
Escalier type 3	En travée	3.32	1,569	Oui	5HA12=5,65
	En appuis	1,15	1,569	Oui	5HA10=3,93

Tableau III.9.Calcul des sections d'acier de l'escalier

III.2.5.3. Armateur de répartition : d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

On a $A_{rep} = A/4$

	Position	Arep (cm ²)	Choix (cm ²)
Escalier type 1	En travée	0,62	3HA6 = 0,85
	Sur appuis	0.62	3HA6 = 0,85
Escalier type 2	En travée	1,413	3HA8 = 1,57
	Sur appuis	0.98	3HA8 = 1,57
Escalier type 3	En travée	1,413	3HA8 = 1,57
	Sur appuis	0.98	3HA8 = 1,57

Tableau III.10.Calcul des armatures de répartition

III.2.5.4. Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2.4.2)

On doit vérifier :

$St \leq St = \text{Min} \{3h ; 33\text{cm}\}$ pour les armatures longitudinales.

$St \leq St = \text{Min} \{4h ; 45\text{cm}\}$ pour les armatures de répartitions.

	Position	Armatures longitudinales		Armatures de répartitions		St St
		le longitudinal St (cm)	le St (cm)	le répartition St (cm)	le St (cm)	
Escalier type 1	En travée	33	33	33.33	45	Oui
	Sur appuis	33	33	33.33	45	Oui
Escalier type 2	En travée	20	33	33.33	45	Oui
	Sur appuis	20	33	33.33	45	Oui
Escalier type 3	En travée	20	33	33.33	45	Oui
	Sur appuis	20	33	33.33	45	Oui

Tableau III.11.vérification de l'espacement.

III.2.5.5. Vérification à l'ELS:

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

$$\frac{b y_1^2}{2} - nA(d - y_1) = 0$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + nA(d - y_1)^2$$

➤ **Vérification des contraintes :**

Du béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 \leq \sigma_{bc} = 15MPa$

De l'acier : $\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d-y_1) \leq \sigma_s = 400MPa$

III.2.5.6. Vérification de l'effort tranchant : d'après le BAEL91 Article (A.5.1)

- Fissuration peu préjudiciable

	Escalier type 01		Escalier type 02		Escalier type 03	
	En Travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
A (cm²)	2,51	2,51	5.65	3.93	5,65	3.93
Mser (kN.m)	4.10	1.43	11.28	3.98	5.27	1.86
Y1 (cm)	2,65	2,65	3,76	2,79	3,76	2,79
I (cm4)	4654.40	4654.40	7361.08	6316,40	7361.08	6316,40
d (cm)	13	13	13	13	13	13
bc(MPa)	2.33	0,814	5.76	1.75	2.69	0.822
s(MPa)	136.75	47.69	212.38	96.50	99.22	45.09
b b	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui

Tableau III.12. Vérification à l'ELS.

$$V_u = \frac{p_u l}{2}$$

$$\sigma_u = \frac{V_u}{b.d} < \sigma_{lim} = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{b}, 5Mpa\right)$$

	Vu (kN)	σ_u (MPa)	σ_{lim} (MPa)	lim
Escalier type 1	11.18	0.086	3,33	Oui
Escalier type 2	24.46	0.18	3,33	Oui
Escalier type 3	28.12	0,22	3,33	Oui

Tableau III.13. Vérification de l'effort tranchant.

III.2.5.7. Vérification de la flèche : d'après le BAEL91 Article (B.6.5, 2)

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :
 Une condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

- ✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (I)$
- ✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots\dots\dots (II)$
- ✓ $\frac{A_s}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots (III)$

➤ **Calcul de la flèche :**

D'après l'R.D.M la flèche est calculée par la relation :

$$f = \frac{5q l^4}{384 E I}$$

Avec : E : module déformation déferée $E_{iv} = 1,08 \times 10^4 \text{ MPa}$

I: moment d'inertie: $I = 28125 \text{ cm}^4$

Flèche admissible : d'après le BAEL91 Article (B.6.5, 3).

$$f_{ad} = \frac{L}{500}$$

	Escalier type 01	Escalier type 02	Escalier type 03
(I)	0,46 > 0.0625 (C.V)	0.56 < 0.0625(C.V)	0.39 < 0.0625(C.V)
(II)	0,39 > 0,085 (C.V)	0.039 < 0.085 (C.V)	0.027 < 0.085 (C.V)
(III)	0,0018 < 0,0105 (C.V)	0,0043 < 0,0105 (C.V)	0.0043 < 0.0105 (C.V)

Tableau III.14. Vérification de la flèche.

III.2.6. Schéma de ferrailage :

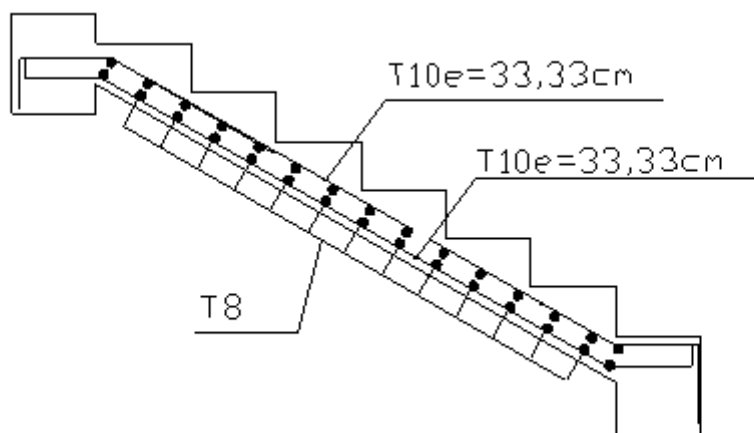


Figure 3.13. Ferrailage d'escalier type 1.

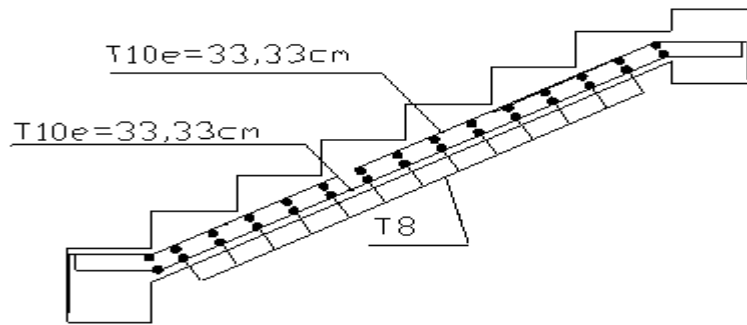


Figure 3.14. Ferrailage d'escalier type 2

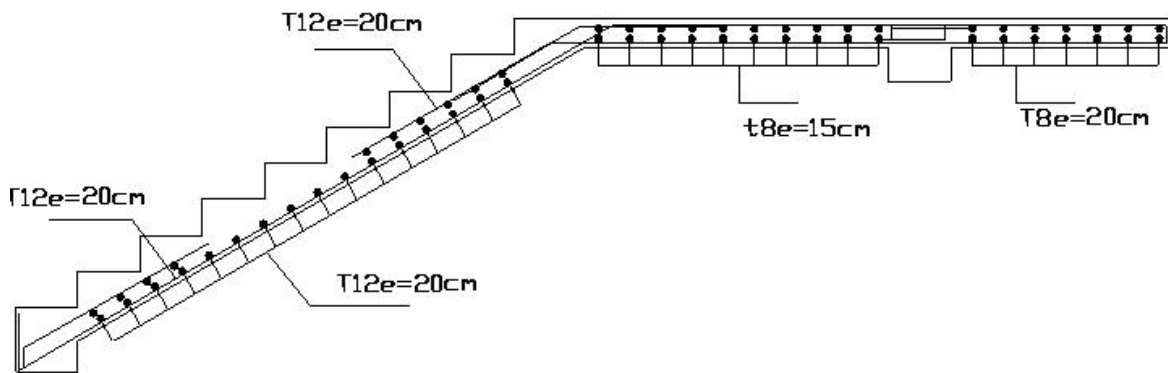


Figure 3.15. Ferrailage d'escalier type 3

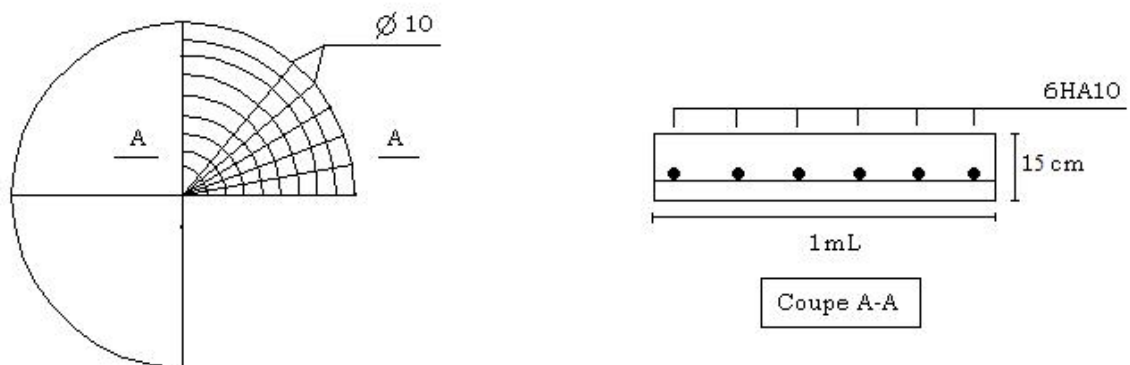


Figure 3.16. Ferrailage d'escalier hélicoïdal

III.3.Calcul de poutre palière:**III.3.1.Dimensionnement:**

✓ Selon le CBA 93 :

-la hauteur h de la poutre palière doit être :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\frac{260}{15} \leq h \leq \frac{260}{10}$$

17.33 *h on prend h = 25 cm*

✓ Selon RPA99 :

$$h = 26 > 25 \quad b = 25 > 20$$

Donc la section de la poutre palière est de $b \times h = 25 \times 20 \text{ cm}^2$

III.3.2.Ferraillage de la poutre palière :

La poutre palière est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- poids propre : $G=0.25 \times 0.20 \times 25 = 1.25 \text{ kN/ml}$
- charge ramenée par (volée) $G = 9.30/2 + 5.35 = 10.00 \text{ KN/ml}$
- $GT = 11.25 \text{ KN/ml}$
- $QT = 2.50$

➤ **pondération des charges :**

E.L.U : $P_u = 1.35GT + 1.5QT = 18.93 \text{ KN/ml}$

E.L.S : $P_s = GT + QT = 13.75 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul des moments:**

Moment statique maximal $L=2.6 \text{ m}$

E.L.U: $M_{U0} = P_u L^2 / 8 = 15.99 \text{ KN.m.}$

E.L.S: $M_{s0} = P_s L^2 / 8 = 11.62 \text{ KNm.}$

III.3.2.1.Répartition des moments :

$$M_t = 0.85 M_0$$

$$M_a = 0.3 M_0$$

	ELU			ELS		
	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)
pp	15.99	13.59	4.80	11.62	9.88	3.50

Tableau III.15. Les efforts agissants sur une poutre palière

III.3.2.2.Calcul de ferraillage :(armatures longitudinales)

$$\mu = \frac{M_U}{b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu_l = 0,392$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0,8$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A_u = \frac{M_u}{s \cdot f \cdot d}$$

	Mu (kN.m)	μ	μ μl	A' (cm ²)			A (cm ²)	Aadopt (cm ²)
En travée	13.59	0.125	oui	0	0.119	0.952	1.79	3HA12=3.39
En appuis	4.80	0.039	oui	0	0.040	0.983	0.61	3HA8=1.51

Tableau III.16. Calcul des sections d'acier de la poutre.

III.3.2.3. Conditions de non fragilité :

Section minimale d'armatures :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

	A (cm ²)	Amin (cm ²)	A Amin
En travée	3.39	0.56	Oui
Sur appuis	1.51	0.56	Oui

Tableau III.17. Calcul des sections d'acier de l'escalier

➤ **Les armatures transversales doivent vérifier**

$$t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) \rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{25}{35}; \frac{20}{10}; 1.4\right) = 0.71$$

On prend $\phi_t = 6mm$

On prend 4Ø6 · $A_t = 1.13$ (1 cadre + 1 étrier).

➤ **Calcul de l'espacement des armatures transversales :**

-A partir des conditions de C.B.A 93 (art A.5.1.2.2) les armatures transversales doivent respecter les conditions suivantes :

1. $S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \Rightarrow S_t \leq \min(20.7; 40cm)$

2. $S_t \leq A_t f_e / (0.4b_0) \Rightarrow S_t \leq 56.5cm$

-A partir d'article 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respecter les conditions suivantes :

✓ Zone courante : $S_t = h/2 = 12.5 cm$

✓ Zone nodale : $S_t = \min(h/4; 12 \phi_t) = 6.25cm$

On adopte les espacements suivants :

✓ Zone courante : $S_t = 12.5cm$

✓ Zone nodale : $S_t = 6 cm$

III.3.2.4. Vérification de l'effort tranchant : d'après le BAEL91 Article (A.5.1)

- Fissuration peu préjudiciable.

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = 23.90 \text{KN}$$

$$v_u = \frac{V_u}{b.d} < v_{lim} = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{b}, 5 \text{MPa}\right)$$

$$v_u = 0,52 \text{MPa} < v_{lim} = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \text{OK.}$$

(Condition .Vérifier)

III.3.2.5. Vérification à L'ELS:

- Position de l'axe neutre : (A' = 0)

$$\frac{b y_1^2}{2} - n A (d - y_1) = 0$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + n A (d - y_1)^2$$

• **Vérification des contraintes :**

Du béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 \leq \sigma_{bc} = 15 \text{MPa}$

De l'acier : $\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) \leq \sigma_s = 400 \text{MPa}$

	A (cm ²)	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	d (cm)	bc (MPa)	bc (MPa)	b b
En travée	3.39	15.93	8.51	14796.27	23	5.68	145.13	Cv
Sur appuis	1.51	5.63	8.43	8814.18	23	3.34	86.78	Cv

Tableau III.18. Vérification à l'ELS.

III.3.3. Calcul de la poutre à la torsion :

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier $M_t = M_a$ (escalier) = 5.13 N.m

III.3.3.1. Contraintes tangentes de torsion :

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi b_t est égale aux (1/6) du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$\tau_u = \frac{T_u}{2 \Omega b_0}$$

T_u : moment de torsion (23.90 KN.m)

$$b_0 = b_t = (a/6) = (b/6) = (20/6) = 3.33 \text{cm}$$

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (b - b_t) \times (b - b_t) = 361.23 \text{cm}^2$$

Le couple de torsion est : $c = v_u \times 0.1 = 23.90 \times 0.1 = 2.39 \text{KN}$

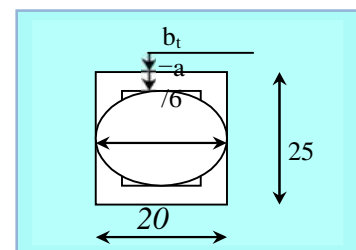


Figure 3.17. section creuse

Le moment de torsion est : $M_t = c \frac{L}{2} = 3.14 \times 3.17 / 2 \approx 3.11 \text{ KN.m}$

$$\tau_t = \frac{5.13 \times 10^6}{2 \times 361.23 \times 100 \times 200} = 0.49 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{lim} = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right) \rightarrow \tau_{lim} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_u^2 + \tau_t^2 \leq \sigma_{t,lim}^2 \quad (\text{Section pleine})$$

$$\sigma_u^2 + \tau_t^2 = 0.52^2 + 0.49^2 = 0.51 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_u^2 + \tau_t^2 = 0.51 \text{ Mpa} \leq \sigma_{t,lim}^2 = 11.08 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

III.3.3.2. Les armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{\sim T_t}{2\Omega(f_e / \chi_s)}$$

\sim : périmètre de l'aire de la section efficace

$$\sim = 2[(h - bt) + (b - bt)] = 2[(30 - 4,16) + (25 - 4,16)] = 76,68 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{5,13 \times 10^6 \times 76,68 \times 10}{2 \times 361,23 \times (400 / 1,15)} = 1,56 \text{ cm}^2$$

III.3.3.3. Les armatures transversales :

$$A_t = \frac{T_U S_t}{2\Omega(f_e / \chi_s)} = \frac{5,13 \times 10^6 \times 12,5}{2 \times 361,23 \times (400 / 1,15)} = 0,26 \text{ cm}^2$$

• **Section minimale des armatures : BAEL91**

$$\frac{\sum A_l \times f_e}{b_0 \times \sim} = 0,42 > 0,4 \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$\frac{\sum A_t \times f_e}{b_t \times s_t} = 2,94 > 0,4 \dots \dots \dots \text{cv}$$

III.3.3.4. Les armatures totales :

➤ **Armatures longitudinales :**

$$A_l^{tot} = A_l^{fl} + A_l^{tor}$$

	$A_l^{fl} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_l^{tor} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_l^{tot} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adopter} \text{ (cm}^2\text{)}$
En travée	3.39	1.56	4.95	3HA14+2HA12= 6,88
Sur appuis	1.51	1.56	3.07	3HA12=3,39

Tableau III.19. Valeurs des Armatures longitudinales

➤ **Armatures transversales:**

$$A_t^{tot} = A_t^{fl} + A_t^{tor}$$

$$A_t^{tot} = 1.13 + 0.26 = 1.39 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{tot} = 7\Phi 6 = 1.98 \text{ cm}^2$$

III.3.3.5.État limite de déformation :

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \Rightarrow \frac{h}{l} = 0,096 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots CV$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots \Rightarrow \frac{h}{l} = 0,096 > 0,085 \dots CV$$

$$\checkmark \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \Rightarrow \frac{A}{b_0 d} = 0,0010 < 0,0105 \dots CV$$

III.3.4.Schéma de ferrailage:

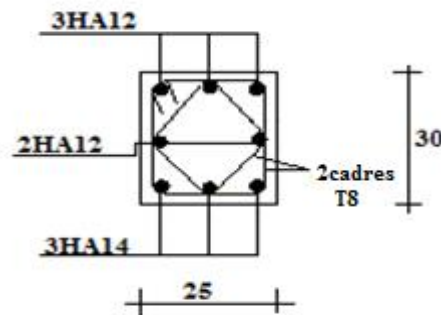


Figure 3.18.ferrailage de la poutre palière.

III.4.Les poutrelles:

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est $S = 0,65 * L$, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- **1^{ère} étapes :** avant le coulage de la table de compression.
- **2^{ème} étapes :** après le coulage de la table de compression.

1^{ère} étapes : Avant le coulage de la table de compression on considère la poutrelle comme simplement appuyée, elle supporte son poids propre, le corps creux et la charge d'exploitation due à l'ouvrier.

III.4.1.Evaluation des charges et surcharges :

Poids de la poutrelle	poids du corps creux	charge d'exploitation
$0,10 \times 0,04 \times 25 = 0,10 \text{ kN/ml}$	$9 \times 0,16 \times 0,65 = 0,94 \text{ kN/m}$	$0,65 \times 1 = 0,65 \text{ kN/ml}$
$G = 1,06 \text{ kN/ml}$		$Q = 0,65 \text{ kN/ml}$
L'ELU :	$p_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 1,06 + 1,5 \times 0,65 = 2,406 \text{ KN/ml.}$	
L'ELS :	$p_s = G + Q = 1,06 + 0,65 = 1,71 \text{ KN/ml.}$	

Tableau III.20.Evaluation des charges et surcharges.

III.4.2.Calcul des efforts :

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant : $L_{max}=3,3$ m

	pu kN/m	Ra=Rb kN/m	T(0) kN	T(L=3,30) kN	M(0)=M(L) kN.m	M0(L/2) kN.m
ELU	2,406	3,97	3,97	-3,97	0	3,27
ELS	1,71	2,82	2,82	-2,82	0	2,32

Tableau III.21.Récapitulation des efforts internes.

III.4.3.Ferraillage :

La poutrelle est sollicitée à la flexion simple à ELU on a :

$$M_u=3,27\text{kN.m}$$

$$b=10\text{cm} ; d=3.6 \text{ cm}; \sigma_{bc}=14.2\text{MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3,27 \times 10^6}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 1,78$$

On trouve $\mu=1,78 > \mu_1=0.392 \Rightarrow A'_s \neq 0$

D'après les résultats obtenus, les armatures de compression sont nécessaires mais pratiquement il est impossible de les placer, vue que la section du béton est trop faible, pour soulager les poutrelles il est nécessaire de placer des étaievements verticaux pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elles fléchissent.

2^{ème} étape : Après le coulage et après durcissement de la table de compression la poutrelle est assimilée à une poutre continue.

			ELU	ELS
	G (kN/m)	Q (kN/m)	Pu (kN/m)	Ps (kN/m)
Terrasse inaccessible	$6,49 \times 0,65 = 4,22$	$1 \times 0,65 = 0,65$	6,67	4,87
Habitation	$5,20 \times 0,65 = 3,38$	$1,5 \times 0,65 = 0,975$	6,03	4,36
Administratif	$5,20 \times 0,65 = 3,38$	$2,5 \times 0,65 = 1,625$	7,00	5,01

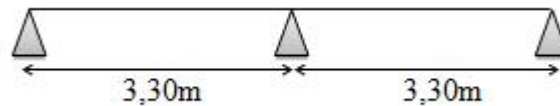
Tableau III.22.Valeur des charges et surcharges à L'ELU et L'ELS

III.4.4.Les cas à étudier :

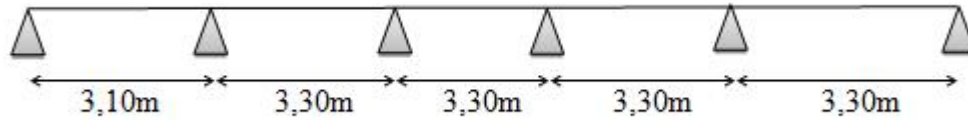
On a deux cas de poutrelles à étudier, poutrelle de 5 travées qui existent dans tous les étages et poutrelles de 2 travées qui existent dans les étages courants.

- Pour les poutrelles à 2 travées on a 03 cas :
 - plancher terrasse.
 - plancher à usage d'habitation.
 - Plancher administratif.
- pour les poutrelles à 5 travées on a 03 cas :
 - plancher à usage d'habitation, le ferraillage calculé sera adopté pour les poutrelles du plancher terrasse.
 - Plancher administratif.

Poutrelle à 2 travées : (1er type)



Poutrelle à 5 travées : (2eme type)



III.4.5.Méthode forfaitaire:

❖ Domaine d'application:

La méthode forfaitaire s'applique aux poutres, poutrelles et dalle supportant des charges d'exploitations modérées ($2G < Q$ ou $Q < 5000 \text{ N/m}^2$).

Cette méthode s'applique aux éléments fléchis remplissant les conditions suivantes :

- ✓ Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ;
- ✓ Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 ;
- ✓ La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements.

Dans le cas où l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée (méthode de A. CAQUOT).

Soit :

- 1) M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la « travée » c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges ;
- 2) M_w et M_e : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite, et M_t le moment maximal en travée qui sont pris en compte dans les calculs de la travée considérée.
- 3) $\gamma = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation.

III.4.6.Méthode de Caquot :

❖ Domaine d'application :

La méthode s'applique essentiellement aux poutres - planchers des constructions industrielles, c'est-à-dire pour des charges d'exploitation élevées : ($Q > 2G$ ou $Q > 5 \text{ KN/m}^2$).

Elle peut aussi s'appliquer lorsqu'une des trois conditions b, c ou d de la méthode

Forfaitaire n'est pas validée (Inerties variables ; la longueur entre les portées supérieure à 25% ; fissuration préjudiciable ou très préjudiciable). Dans ce cas, il faut appliquer la méthode de Caquot.

III.4.6.1.Principe de la méthode:

La méthode proposée par Albert Caquot tient compte :

- De la variation du moment d'inertie due aux variations de la largeur de la table de compression, en réduisant légèrement les moments sur appui et en augmentant proportionnellement ceux en travée.
- De l'amortissement de l'effet des chargements des poutres en BA, en ne considérant que les travées voisines de l'appui pour déterminer le moment sur appui.

Soit l'appui numéro i d'une poutre continue, entouré par les deux travées OUEST (w) et EST (e) de longueurs respectives L_w et L_e ; ces travées supportent :

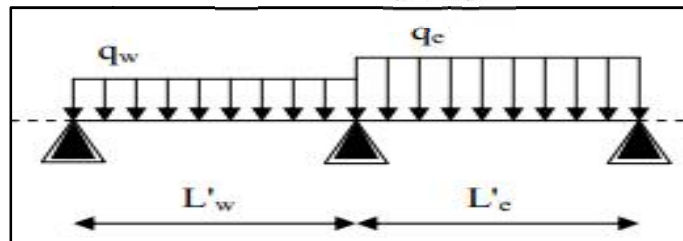
a) Moments sur appuis :

On calcule les quantités suivantes :

La longueur réduite de chaque travée L' :

- $L' = L$ pour les deux travées de rive,
- $L' = 0.8 L$ pour les travées intermédiaires
- Le moment sur l'appui (calculé ici en valeur absolue)

$$M_a = - \frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8,5(l_w' + l_e')}$$



M_a : dû aux charges réparties sur les deux travées ; Avec :

La convention de signe utilisée, le moment sur appui est évidemment négatif.

b) Moment de flexion maximal en travée :

Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont on nomme X

L'abscisse à de l'appui gauche (w):

$$X_{(m)} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M}{PL}$$

Le moment maximal en travée:

$$M_{(x)} = \frac{ql}{2} \cdot x - \frac{qx^2}{2} + M_w \cdot \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M \cdot \frac{x}{L}$$

c) Efforts tranchants :

M_w moment sur l'appui gauche et M_e moment sur l'appui droit Les efforts tranchants d'appui (V_w sur l'appui gauche et V_e sur l'appui droit) sont calculés par la méthode générale suivante:

$$V_w = \frac{M_w - M}{L} - \frac{qL}{2}$$

$$V = V_w + qL$$

d) Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire n'est pas inférieure à :

- 0,60 Mo dans le cas d'une poutre à deux travées.
- 0,50 Mo dans le cas des appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- 0,40 Mo dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

De part et d'autre de chaque appui intermédiaire, on retient pour la vérification des sections la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.

III.4.6.2. Calcul des sollicitations :

On a deux types des poutrelles dont la solution se fait par la méthode forfaitaire:

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.

$I_1 = I_2$

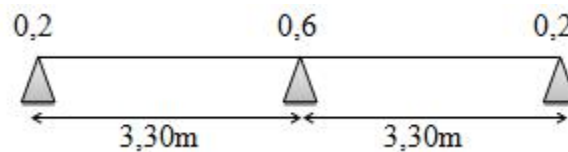
$$Q = 1,5 \text{ kN/m}^2 \quad \max \begin{cases} 2G = 10,40 \text{ kN/ml} \\ 5 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \quad (\text{C.V})$$

-l'inertie est constante pour toutes les travées.

$$0,8 < L_1/L_2 < 1,25$$

-La fissuration est peu nuisible.

1^{er} type: Poutrelle à (2) travées (étage d'habitation ($Q=1.5 \text{ kN/ml}$)) $L_1=3,30 \text{ m}$, $L_2=3,30 \text{ m}$).



Les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable. Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

$$= \frac{Q}{Q + G} = \frac{1,5}{1,5 + 5,2} = 0,224$$

❖ **Plancher courant :**

a. Charge permanente :

$$G = 5,20 \times 0,65 = 3,38 \text{ kN/ml.}$$

❖ **Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ kN/ml.}$$

❖ **Combinaison des charges :**

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,026 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = G + Q = 4,355 \text{ kN/ml}$$

❖ **(ELU) :**❖ **Moments isostatiques :** $M_0 = q_u \times l_i^2 / 8$

- Travée 1 : $M_0 = 8,20 \text{ kN.m}$
- Travée 2 : $M_0 = 8,20 \text{ kN.m}$

❖ **Moment sur appui:** $M_a = 0,2.M_0$

- Travée 1 : $M_w = 0,2.M_0 = 1,64 \text{ kN.m}$
 $M_e = 0,6.M_0 = 4,92 \text{ kN.m}$
- Travée 2 : $M_w = 0,6.M_0 = 4,92 \text{ kN.m}$
 $M_e = 0,2.M_0 = 1,64 \text{ kN.m}$

❖ **Moment en travée :**

Il faut pour chaque travée satisfaire les inégalités suivantes :

$$M_t + \frac{M_B}{2} \leq \text{Max}\{1,05M_0; (1 + 0,3 \cdot \alpha)M_0\}$$

$$\text{On a: } \alpha = 0,224 \Rightarrow \text{Max}\{1,05M_0; (1 + 0,3 \cdot \alpha)M_0\} = 1,0672M_0$$

Donc:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \leq 1,0672 \cdot M_0$$

Ce qui donne pour chaque travée :

- Travée 1 : $M_t \leq 1,0672 \cdot M_0 - \frac{M_e + M_w}{2} = 8,75 - 3,28 = 5,47 \text{ kN.m}$
- Travée 2 : $M_t \leq 1,0672 \cdot M_0 - \frac{M_e + M_w}{2} = 8,75 - 3,28 = 5,47 \text{ kN.m}$

On doit également satisfaire : $M_t \leq \left(\frac{1,2 + 0,3 \cdot \alpha}{2}\right) \times M_0$

- Soit pour la travée 1 : $M_t \leq 0,6336 \times M_0 = 5,19 \text{ kN.m}$
- Et pour la travée 2 : $M_t \leq 0,6336 \times M_0 = 5,19 \text{ kN.m}$

On prend les valeurs maximums :

- Pour la travée 1 $M_{t1} = 5,19 \text{ kN.m}$
- Pour la travée 2 $M_{t2} = 5,19 \text{ kN.m}$

❖ **Efforts tranchants :** $V = q_u \times l_i / 2$

- Pour la travée 1: $V_0 = \frac{q_u \times l_1}{2} = \frac{6,026 \times 3,30}{2} = 9,94 \text{ kN}$

- Pour la travée 2: $V_0 = \frac{q_u \times l_2}{2} = \frac{6,026 \times 3,30}{2} = 9,94 \text{ kN}$

▪ Pour la travée 1 :

$$V_w = V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = 9,94 + \frac{1,64 - 4,92}{3,30} = 8,95 \text{ kN}$$

$$V = -V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = -9,94 + \frac{1,64 - 4,92}{3,30} = -10,93 \text{ kN}$$

- Pour la travée 2 :

$$V_w = V_0 + \frac{M_w - M}{l} = 9,94 + \frac{4,92 - 1,64}{3,30} = 10,93 \text{KN}$$

$$V = -V_0 + \frac{M_w - M}{l} = -9,94 + \frac{4,92 - 1,64}{3,30} = -8,95 \text{KN}$$

❖ **(ELS) :**

❖ **Moments isostatiques :** $M_0 = q_s \times l_i^2 / 8$

➤ Travée 1 : $M_0 = 5,93 \text{ kN.m}$

➤ Travée 2 : $M_0 = 5,93 \text{ kN.m}$

❖ **Moment sur appui:** $M_a = 0,2.M_0$

➤ Travée 1 : $M_w = 0,2.M_0 = 1,186 \text{ kN.m}$

$M_e = 0,6.M_0 = 3,56 \text{ kN.m}$

➤ Travée 2 : $M_w = 0,6.M_0 = 3,56 \text{ kN.m}$

$M_e = 0,2.M_0 = 1,186 \text{ kN.m}$

❖ **Moment en travée :**

$$M_t + \frac{M + M_w}{2} = 1,0672.M_0$$

Ce qui donne pour chaque travée :

➤ Travée 1 : $M_t = 1,0672.M_0 - \frac{M_e + M_w}{2} = 6,33 - 2,37 = 3,96 \text{KN.m}$

➤ Travée 2 : $M_t = 1,0672.M_0 - \frac{M_e + M_w}{2} = 6,33 - 2,37 = 3,96 \text{KN.m}$

On doit également satisfaire : $M_t = \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) \times M_0$

➤ Soit pour la travée 1 : $M_t = 0,6336 \times M_0 = 3,76 \text{KN.m}$

➤ Et pour la travée 2 : $M_t > 0,6336 \times M_0 = 3,76 \text{ kN.m}$

On prend les valeurs maximums :

➤ Pour la travée 1 $M_{t1} = 3,96 \text{KN.m}$

➤ Pour la travée 2 $M_{t2} = 3,96 \text{KN.m}$

➤

❖ **Efforts tranchants :** $V = q_s \times l_i / 2$

➤ Pour la travée 1 $V_0 = \frac{q_u \times l_1}{2} = \frac{4,355 \times 3,30}{2} = 7,19 \text{KN}$

➤ Pour la travée 2 $2V_0 = \frac{q_u \times l_1}{2} = \frac{4,355 \times 3,30}{2} = 7,19 \text{KN}$

- Pour la travée 1 :

$$V_w = V_0 + \frac{M_w - M}{l} = 7,19 + \frac{1,19 - 3,56}{3,30} = 6,47 \text{KN}$$

$$V = -V_0 + \frac{M_w - M}{l} = -7,19 + \frac{1,19 - 3,56}{3,30} = -7,91 \text{KN}$$

▪ Pour la travée 2 :

$$V_w = V_0 + \frac{M_w - M}{l} = 7,19 + \frac{3,56 - 1,19}{3,30} = 7,91\text{KN}$$

$$V = -V_0 + \frac{M_w - M}{l} = -7,19 + \frac{3,56 - 1,19}{3,30} = -6,47\text{KN}$$

travée	M ₀ (KN.m)	M _w (KN.m)	M _c (KN.m)	M _T (KN.m)	T _e (KN)	T _w (KN)
A-B	8,20	1,64	4,92	5,47	-10,93	8,95
B-C		4,92	1,64		-8,95	10,93

Tableau III.23. Différentes sollicitations par la poutrelle à deux travées (ELU)

travée	M ₀ (KN.m)	M _w (KN.m)	M _c (KN.m)	M _T (KN.m)	T _e (KN)	T _w (KN)
A-B	5,93	1,186	3,56	3,96	-7,91	6,47
B-C		3,56	1,186		-6,47	7,91

Tableau III.24. Différentes sollicitations par la poutrelle à deux travées (ELS).

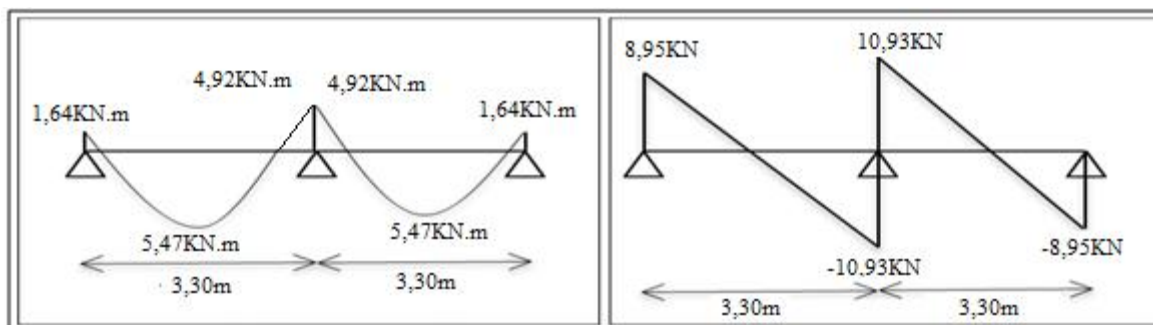


Figure 3.19. Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELU

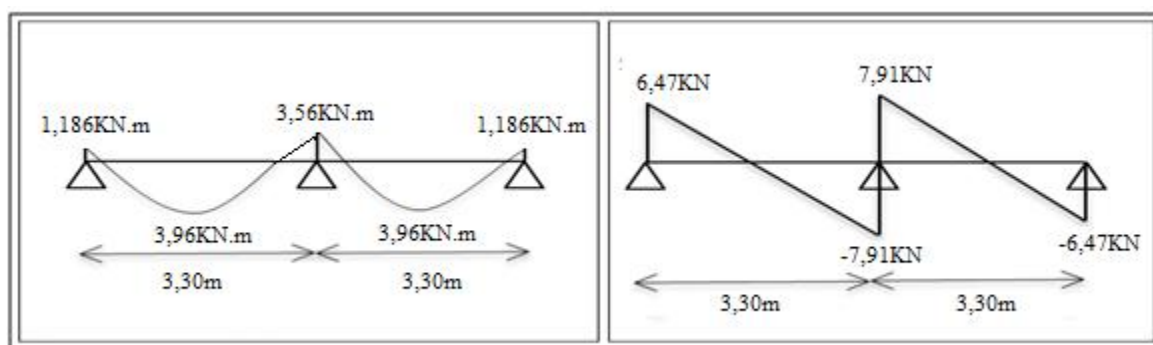
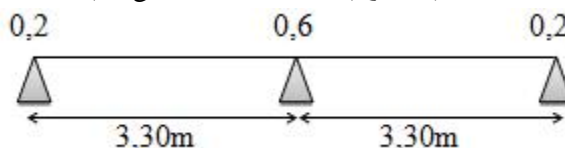


Figure 3.20. Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELS
1^{er} type : Poutrelle à (2) travées (étage administratif (Q=2,5) L₁=3,30 m, L₂=3,30 m).



0.8 < L₁/L₂ = 1 < 1.25 condition vérifiée donc la méthode forfaitaire est applicable.

Les résultats sont indiqués dans les tableaux suivants :

$$= \frac{Q}{Q + G} = \frac{2,5}{2,5 + 5,2} = 0,325$$

❖ **Plancher courant :**

a- Charge permanente :

$G=5,20 \times 0,65=3,38$ KN/ml.

❖ **Surcharge d'exploitation :**

$Q=2,5 \times 0,65=1,625$ KN/ml.

❖ **Combinaison des charges :**

ELU : $q_u=1,35G+1,5Q=7,001$ kN/ml

ELS : $q_{ser}=G+Q=5,005$ kN/ml

travée	M ₀ (KN.m)	M _w (KN.m)	M _c (KN.m)	M _T (KN.m)	T _e (KN)	T _w (KN)
A-B	9,53	1,92	5,72	6,66	-12,70	10,40
B-C		5,72	1,92		-10,40	12,70

Tableau III.25. Différentes sollicitations par la poutrelle à deux travées (ELU).

travée	M ₀ (KN.m)	M _w (KN.m)	M _c (KN.m)	M _T (KN.m)	T _e (KN)	T _w (KN)
A-B	6,82	1,36	4,09	4,77	-9,10	7,44
B-C		4,09	1,36		-7,44	9,10

Tableau III.26. Différentes sollicitations par la poutrelle à deux travées (ELS).

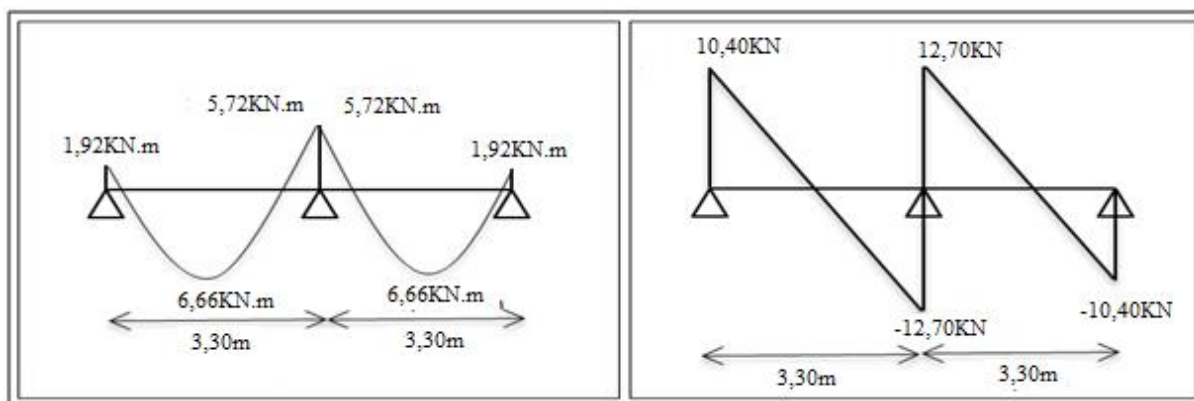


Figure 3.21. Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

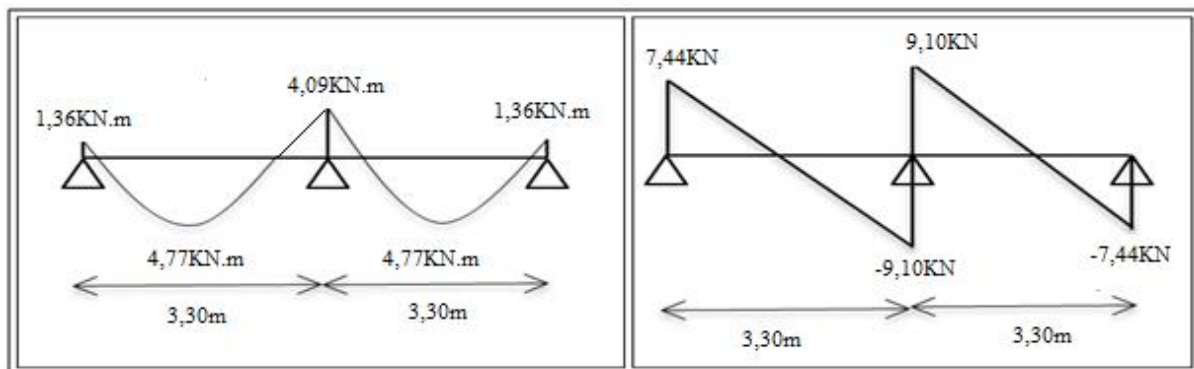
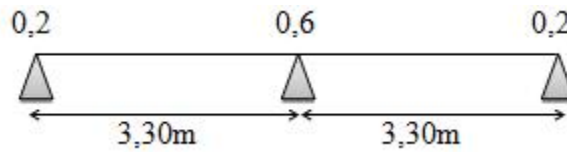


Figure 3.22. Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELS

1^{er} type : Poutrelle à (2) travées (étage terrasse (Q=1) L₁=3,30 m ; L₂=3,30 m).



0.8 < L₁/L₂ = 1 < 1.25 condition vérifiée donc la méthode forfaitaire est applicable. Les résultats sont indiqués dans les tableaux suivants :

$$= \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 6,49} = 0,133$$

❖ Plancher terrasse :

❖ Charge permanente :

G=6,49x0,65=4,22 kN/ml.

❖ Surcharge d'exploitation :

Q=1x0,65=0,65 kN/ml.

❖ Combinaison des charges :

ELU : q_u=1,35G+1,5Q=6,67kN/ml

ELS : q_{ser}=G+Q=4,87kN/m.

travée	M ₀ (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _T (KN.m)	T _e (KN)	T _w (KN)
A-B		1,82	5,45		-12,11	9,91
B-C	9,08	5,45	1,82	5,89	- 9,91	12,11

Tableau III.27.Différentes sollicitations par la poutrelle à deux travées (ELU type 2 terrasse).

travée	M ₀ (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _T (KN.m)	T _e (KN)	T _w (KN)
A-B		1,33	3,98		-9,14	6,94
B-C	6,63	3,98	1,33	4,30	- 6,94	9,14

Tableau III.28.Différentes sollicitations par la poutrelle à deux travées (ELS type 2 terrasse).

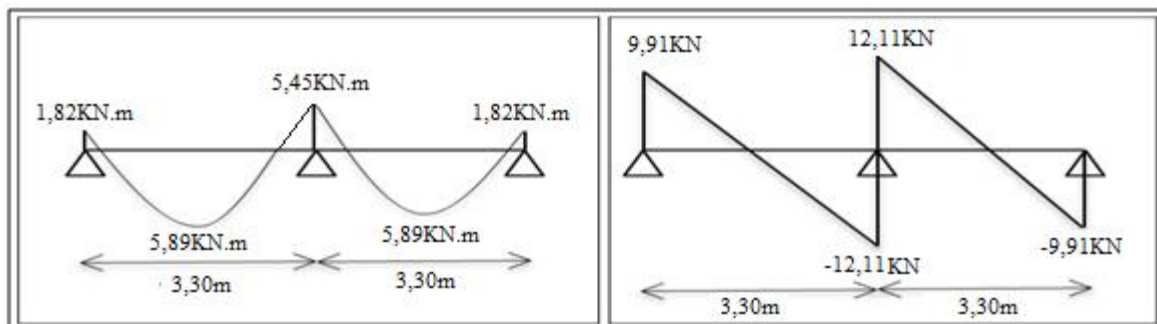


Figure 3.23.Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELU

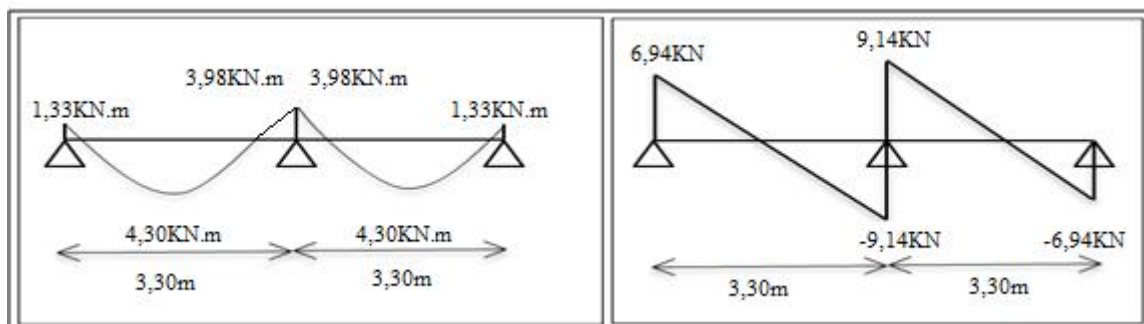
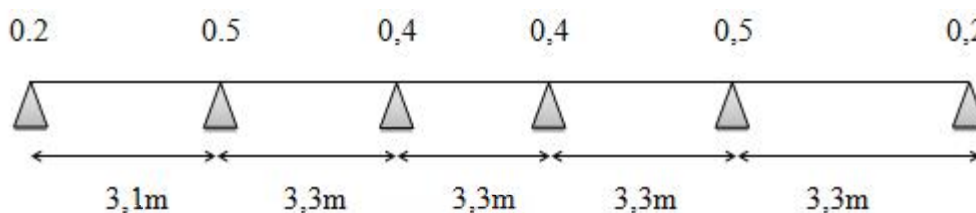


Figure 3.24. Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELS.

2^{ème} type : Poutrelle à (5) travées; plancher terrasse (Q=1) :



$I_1=I_2=I_3=I_4=I_5$ donc l'inertie est constante pour toutes les travées.

$$Q = 1 \text{ kN/m}^2 \quad \max \begin{cases} 2G = 12,98 \text{ kN/ml} \\ 5 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \quad (\text{C.V})$$

$$0,8 < L_1/L_2 = 0,94 < 1,25$$

Les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

On à :

$$= 0,133$$

❖ Charge permanente :

$$G = 6,49 \times 0,65 = 4,22 \text{ kN/ml.}$$

❖ Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml.}$$

❖ Combinaison des charges :

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,67 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_{ser} = G + Q = 4,87 \text{ kN/m.}$$

Les résultats sont indiqués dans les tableaux suivants :

1) ELU :

travée	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_T (KN.m)	T_e (KN)	T_w (KN)
A-B	8,01	1,60	4,01	5,6	-11,12	9,56
B-C	9,08	4,54	3,63	5,63	-10,73	11,29
C-D		3,63	3,63	5,9	-11,01	11,01
D-E		3,63	4,54	5,63	-11,29	10,73
E-F		4,54	1,82	6,35	-8,33	13,69

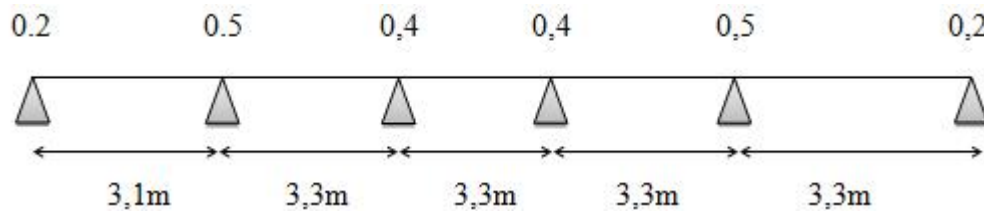
Tableau III.29. Différentes sollicitations par la poutrelle à cinq travées (ELU type 2 terrasse).

2) ELS :

travée	M ₀ (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _T (KN.m)	T _e (KN)	T _w (KN)
A-B	5,85	1,17	2,93	4,09	-8,12	6,98
B-C	6,63	3,32	2,65	4,11	-7,84	8,24
C-D		2,65	2,65	4,31	-8,04	8,04
D-E		2,65	3,32	4,11	-8,24	7,84
E-F		3,32	1,33	4,63	-7,44	8,64

Tableau III.30. Différentes sollicitations par la poutrelle à cinq travées (ELS type 2 terrasse).

Type 2 : Poutrelle à cinq travées (étage courant, usage d'habitation; Q=1.5KN/ml).



= 0,224

❖ Charge permanente :

G=5,2x0,65=3,38 kN/ml.

❖ Surcharge d'exploitation :

Q=1,5x0,65=0,975 kN/ml.

❖ Combinaison des charges :

ELU : q_u=1,35G+1,5Q=6,03kN/ml

ELS : q_{ser}=G+Q=4,36kN/ml

Les résultats sont indiqués dans les tableaux suivants :

1) ELU :

travée	M ₀ (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _T (KN.m)	T _e (KN)	T _w (KN)
A-B	7,24	1,45	3,62	5,19	-10,05	8,65
B-C	8,21	4,11	3,28	5,17	-9,70	10,20
C-D		3,28	3,28	5,48	-9,95	9,95
D-E		3,28	4,11	5,17	-10,20	9,70
E-F		4,11	1,64	5,88	-9,20	10,70

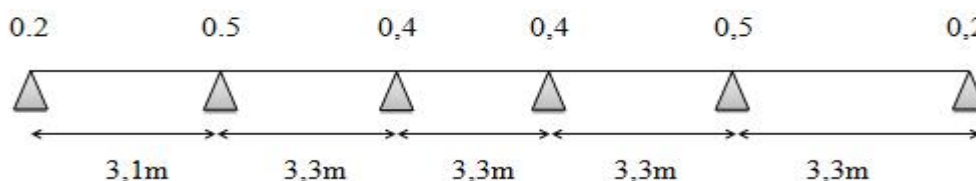
Tableau III.31. Différentes sollicitations par la poutrelle à cinq travées (ELU type 2 étage courant, usage d'habitation).

2) ELS :

travée	M ₀ (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _T (KN.m)	T _e (KN)	T _w (KN)
A-B	5,24	1,05	2,62	3,75	-7,27	6,25
B-C	5,94	2,97	2,38	3,74	-7,01	7,37
C-D		2,38	2,38	3,96	-7,19	7,19
D-E		2,38	2,97	3,74	-7,37	7,01
E-F		2,97	1,19	4,26	-6,65	7,73

Tableau III.32. Différentes sollicitations par la poutrelle à cinq travées (ELS type 2 étage courant, usage d'habitation).

Type 2 : Poutrelle à cinq travées (étage courant, usage administratif; Q=2,5KN/ml).



= 0,325

❖ **Charge permanente :**

$G=5,2 \times 0,65=3,38$ kN/ml.

❖ **Surcharge d'exploitation :**

$Q=2,5 \times 0,65=1,625$ kN/ml.

❖ **Combinaison des charges :**

ELU : $q_u=1,35G+1,5Q=7,001$ kN/ml

ELS : $q_{ser}=G+Q=5,005$ kN/ml

Les résultats sont indiqués dans les tableaux suivants :

3) ELU :

travée	M ₀ (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _T (KN.m)	T _e (KN)	T _w (KN)
A-B	8,41	1,68	4,21	6,28	-11,67	10,03
B-C	9,53	4,77	3,81	6,19	-11,26	11,84
C-D		3,81	3,81	6,65	-11,55	11,55
D-E		3,81	4,77	6,19	- 11,84	11,26
E-F		4,77	1,91	7,12	-10,68	12,42

Tableau III.33. Différentes sollicitations par la poutrelle à cinq travées (ELU type 2 étage courant, usage administratif).

4) ELS :

travée	M ₀ (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _T (KN.m)	T _e (KN)	T _w (KN)
A-B	6,02	1,20	3,01	4,5	-8,35	7,19
B-C	6,82	3,41	2,73	4,43	-8,06	8,48
C-D		2,73	2,73	4,75	-8,27	8,27
D-E		2,73	3,41	4,43	-8,48	8,06
E-F		3,41	1,36	5,09	-7,65	8,89

Tableau III.34. Différentes sollicitations par la poutrelle à cinq travées (ELS type 2 étage courant, usage administratif).

III.4.6.3. Les sollicitations maximales :

ELU									
	Terrasse			Courant (habitation)			Courant (administration)		
	Mt	Ma	V	Mt	Ma	V	Mt	Ma	V
M.1	5,89	5,45	12,11	5,47	4,92	10,93	6,66	5,72	12,70
M.2	6,35	4,54	13,69	5,88	4,11	10,70	7,12	4,77	12,42
Max	6,35	5,45	13,69	5,88	4,92	10,93	7,12	5,72	12,70

Tableau III.35. Les sollicitations maximales ELU.

ELS									
	Terrasse			Courant (habitation)			Courant (administration)		
	Mt	Ma	V	Mt	Ma	V	Mt	Ma	V
M.1	4,30	3,98	9,14	3,96	3,56	7,91	4,77	4,09	9,10
M.2	4,63	3,32	8,64	4,26	2,97	7,73	5,09	3,41	8,89
Max	4,63	3,98	9,14	4,26	3,56	7,91	5,09	4,09	9,10

Tableau III.36. Les sollicitations maximales ELS.

III.4.6.4. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage des poutrelles est calculé en flexion simple :

b=65cm; b₀=10cm; d=18cm; h₀=4cm; h=20cm.

$$M_{Tabl} = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 58.95 \text{ kN.m} > M_U = 7,12 \text{ kN.m}$$

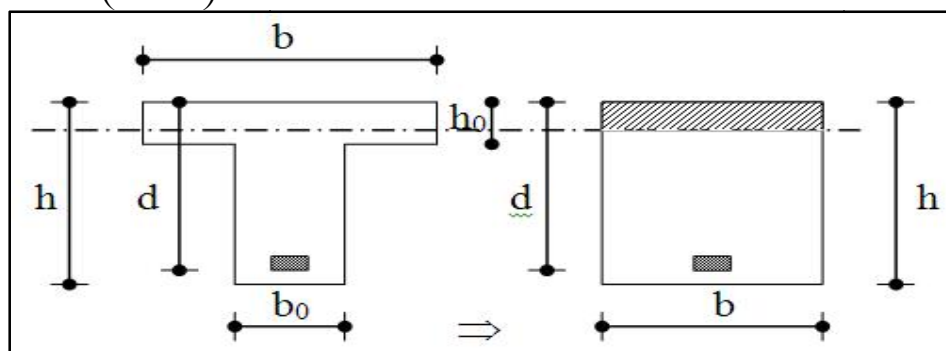


Figure 3.25. Coupe de Section Rectangulaire et Section en T.

⇒ L'axe neutre dans la table de compression, donc on calcul une section rectangulaire (b×h)

➤ **Sur appuis :**

$$\tilde{\nu} = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} \text{ et } \tilde{\nu}_R = 0,392$$

$$\chi = \frac{M_u}{M_{Ser}}$$

$$r = 1,25.(1 - \sqrt{1 - 2.\tilde{\nu}})$$

$$Z = d(1 - 0,4.r)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \uparrow_s} \text{ et } \uparrow_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_{e400}}$$

Types De plancher	MU [kN.m]	μ	A'S [cm2]		AS [cm2]	Amin [cm2]	AS Adopté	AS [cm2]
Terrasse	5,45	0,018	0	0,023	0,88	1,41	2HA12	2,26
habitation	4,92	0,016	0	0,020	0,76	1,41	2HA12	2,26
administration	5,72	0,019	0	0,024	0,91	1,41	2HA12	2,26

Tableau III.37.Récapitulatif du Calcul des Sections d'Armatures sur appuis.

En travée :

$$\tilde{\nu} = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} \text{ et } \tilde{\nu}_R = 0,392$$

$$r = 1,25.(1 - \sqrt{1 - 2.\tilde{\nu}})$$

$$Z = d(1 - 0,4.r)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \uparrow_s} \text{ et } \uparrow_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_{e400}}$$

Types De plancher	MU [kN.m]	μ	A'S [cm2]		AS [cm2]	Amin [cm2]	AS Adopté	AS [cm2]
Terrasse	6,35	0,021	0	0,027	1,03	1,41	2HA12	2,26
habitation	5,88	0,020	0	0,025	0,95	1,41	2HA12	2,26
administration	7,12	0,024	0	0,03	1,14	1,41	2HA12	2,26

Tableau III.38.Récapitulatif du Calcul des Sections d'Armatures en Travée.

III.4.6.5. Calcul des Armatures transversales :

$$w_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; w_l\right) = \min\left(\frac{20}{35}; \frac{10}{10}; 1,4\right) \text{cm} = 0,57 \text{cm}$$

On adopte un cadre w8 $\Rightarrow A_t = 1 \text{ T } 8 = 0,50 \text{ cm}^2$

III.4.6.6. Espacement des armatures transversales:

$$S_t = \min(0,9 \cdot d; 40\text{cm}) = \min(0,9 \cdot 18; 40\text{cm}) = 16,2 \text{cm}$$

On adopte: $S_t = 15 \text{cm}$.

III.4.6.7. Vérification a l'ELS :

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

Vérifier que :

$$\begin{aligned} \sigma_b &= \frac{M_{\text{ser}}}{I} \cdot Y_{\text{eff}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa} \\ &= \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} \\ &= \frac{x-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} \end{aligned}$$

Types De plancher			$\frac{x-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$	$\frac{x-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$
Terrasse	0,023	1,37	0,435	cv
habitation	0,020	1,38	0,440	cv
administration	0,024	1,40	0,450	cv

Tableau III.39. Vérification a l'ELS sur appuis

TypesDe plancher			$\frac{x-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$	$\frac{x-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$
Terrasse	0,027	1,37	0,435	cv
habitation	0,025	1,38	0,440	cv
administration	0,030	1,40	0,450	cv

Tableau III.40. Vérification a l'ELS sur travée

Donc pas de vérification des contraintes à l'ELS.

III ❖ Vérification de contrainte de cisaillement :

$$T_{u,max} = 13,69 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_{u,max}}{b_0 \cdot d} = \frac{13,69 \cdot 10^3}{100 \cdot 180} = 0,76 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0,76$ $\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv.}$

❖ Vérification de la compression du béton vis à vis de l'effort tranchant:

$$T_{u,max} = 13,70 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_{u,max}}{b_0 \cdot 0,9 \cdot d} = \frac{2(13,69 \cdot 10^3)}{100 \cdot 0,9 \cdot 180} = 1,69 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1} = 14,17 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1,69 \text{ MPa}$ $\bar{\sigma}_{bc} = 14,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv.}$

III.4.6.8. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

Plancher Terrasse :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow \frac{20}{330} \quad \frac{6,35}{20 \cdot 9,08} \Rightarrow 0,060 \quad 0,034 \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \Rightarrow \frac{20}{330} \quad \frac{1}{27} \Rightarrow 0,060 \quad 0,037 \dots \dots \dots \text{cv.}$$

$$\frac{A_x}{bd} \geq \frac{2}{f} \Rightarrow \frac{2,26}{65 \cdot 18} \quad \frac{2}{400} \Rightarrow 0,0019 \quad 0,005 \dots \dots \dots \text{cv.}$$

Plancher courant (habitation) :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow \frac{20}{330} \quad \frac{5,88}{20 \cdot 8,21} \Rightarrow 0,060 \quad 0,036 \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \Rightarrow \frac{20}{330} \quad \frac{1}{27} \Rightarrow 0,060 \quad 0,037 \dots \dots \dots \text{cv.}$$

$$\frac{A_x}{bd} \geq \frac{2}{f} \Rightarrow \frac{2,26}{65 \cdot 18} \quad \frac{2}{400} \Rightarrow 0,0019 \quad 0,005 \dots \dots \dots \text{cv.}$$

Plancher courant (administration) :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow \frac{20}{330} \quad \frac{7,12}{20 \cdot 9,53} \Rightarrow 0,060 \quad 0,037 \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \Rightarrow \frac{20}{330} \quad \frac{1}{27} \Rightarrow 0,060 \quad 0,037 \dots \dots \dots \text{cv.}$$

$$\frac{A_x}{bd} \geq \frac{2}{f} \Rightarrow \frac{2,26}{65 \cdot 18} \quad \frac{2}{400} \Rightarrow 0,0019 \quad 0,005 \dots \dots \dots \text{cv.}$$

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

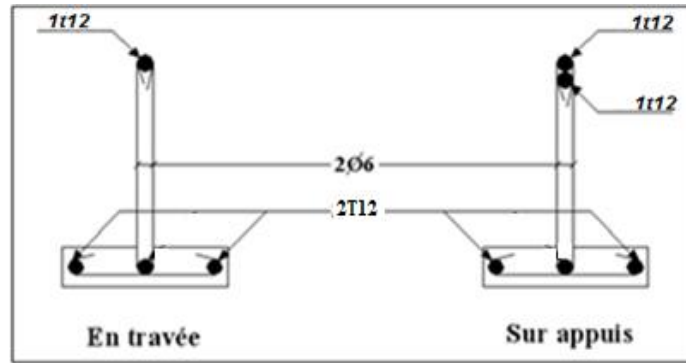


Figure 3.26. Disposition constructive des armatures des poutrelles.

III.5. La table de compression :

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferrailage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles.

❖ La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes :

1. Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égal à : 20cm.
2. Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égal à : 33 cm.
3. La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$\begin{cases} A_t \frac{200}{f_e} \dots \dots \dots \text{si } L < 50\text{cm.} \\ A_t = 0,02 \cdot L \cdot \frac{200}{f_e} = \frac{4 \cdot L}{f_e} \dots \dots \dots \text{si } 50 < L < 80\text{cm.} \end{cases}$$

Avec :

* L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).

* f_e : nuance de l'acier FeE520 ($f_e=520\text{Mpa}$ quadrillage de TS.TIE520 Ø 6mm).

* A_t : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

50 (L = 65cm) < 80cm $\Rightarrow A_t = \frac{4 \cdot 65}{520} = 0,50\text{cm}^2/\text{ml}$.

On prend : **5T6**=1,41cm².

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

4. La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$A_1 = \frac{A_t}{2} = 0,72\text{cm}^2/\text{ml}$ Soit : **5T6**=1,41cm² $\Rightarrow S_t = 20\text{cm}$.

On garde le même ferrailage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures.

On choisit un treillis soudé carré de (20x20) cm², et de nuance TLE520 ; $f_e = 520\text{MPa}$;

$A_t = \dots = 5\text{mm}$.

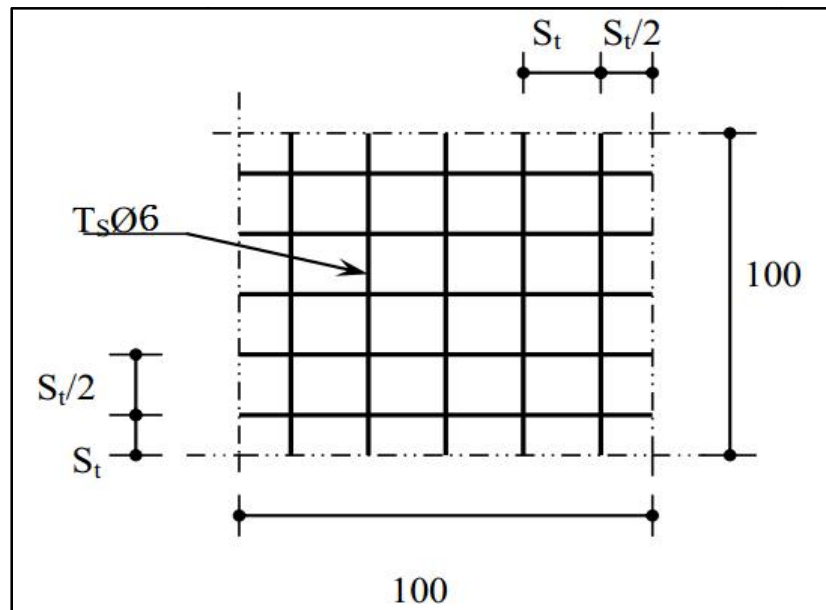


Figure 3.27. Disposition constructive des armatures de la table de compression.

Chapitre IV :**ETUDE SISMIQUE****IV.1.Introduction :**

Le séisme est un évènement naturel, une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure.

En retraçant le phénomène de séisme en Algérie au fil de l'histoire; toute la côte nord de l'Algérie se situe dans une zone tectonique des plus propices aux tremblements de terre. On se souviendra du grand séisme dévastateur d'Al Asnam en 1980 qui a fait 3500 morts. La côte nord de l'Algérie est traversée par une limite de plaques lithosphériques continentales convergentes: la plaque eurasienne, au nord, chevauche la plaque africaine au sud.

Les tremblements de terre sont une menace pour l'homme principalement à travers leurs effets directs sur les ouvrages (tels que la ruine partielle ou totale) et peuvent par ailleurs provoquer des effets secondaires comme les incendies et les explosions.

Comme ils sont aussi dangereux par leurs effets induits sur les sites naturels tels que les glissements de terrains.

Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations et le dimensionnement des éléments de résistance afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

IV.2.Les méthodes de calcul :

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure.

On citera :

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

IV.2.1.Méthode statique équivalente :

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

IV.2.1.1. Condition d'application :

Notre bâtiment présente une irrégularité en plan, avec une hauteur qui ne dépasse pas excessivement 30 m, donc selon RPA 99 (RPA 99 Art 4.1.2 P36) on peut appliquer la Méthode statique équivalente.

IV.2.1.2. Calcul de l'action sismique :

$$V = \frac{ADQ}{R} \cdot W \quad (\text{RPA 99 Art 4.2.3 frml (4-1) P37})$$

A : coefficient d'accélération de zone, (RPA 99/ V2003 Tab 4.1 Art 4.2.3 P37/38)

A = 0,10 ; Zone I, Groupe d'usage : 1B

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

$$D = \begin{cases} 2,5 & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3\text{sec} \\ 2,5 \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots \dots \dots T \geq 3\text{sec} \end{cases}$$

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

T₂ = 0,5 sec, site meuble (S₃). (RPA 99 / V2003 Tab 4.7 Art 4.2.3 P45)

$$= \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad (\text{RPA 99 Art 4.3.3 frml (4-3) P45})$$

: Facteur de correction d'amortissement ;

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

= 7 % ce qui donne, = 0,88 (RPA 99/ V2003 Tab 4.2 Art 4.2.3 P38)

T : période fondamentale de la structure (Dans notre cas (structure mixte) correspond la plus petite valeur obtenue par les formules 4.6 et 4.7 de RPA 99 / version 2003).

$$T = \text{Min} \left(C_T \cdot (h_N)^{\frac{3}{4}} ; 0,09 \cdot \frac{h_N}{L} \right)$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) dans notre structure : h_N = 20,4 m

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le RPA 99 / version 2003.

Dans notre structure : C_T = 0,05

L : étant la dimension du Tour mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée D'où :

$$T_X = 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{L_X}} ; \text{ avec } L_X = 30,6 \Rightarrow T_X = \mathbf{0.332}.$$

$$T_Y = 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{L_Y}} ; \text{ avec } L_Y = 27,3 \Rightarrow T_Y = \mathbf{0.351}.$$

On a :

$$0 \quad T = 0,332 \quad T_2=0,5$$

$$0 \quad T = 0,351 \quad T_2=0,5$$

Où:

$$T = C_T \cdot (h_N)^{\frac{3}{4}} = 0,05 \cdot (20,4)^{\frac{3}{4}} = 0,479$$

En prend : **T = 0,332sec.**

Donc :

$$D_x = D_y = 2,5. = \mathbf{2,2}$$

R : coefficient de comportement global de la structure.

R=4 ; Pour une structure mixte (Portiques contreventés par des voiles)

(tableau 4.3 de RPA 99 / version 2003)

Q : facteur de qualité. (RPA 99/ V2003 Art 4.2.3 Tab 4.4)

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non.

Critère	Suivant X		Suivant Y	
	Observé	Valeur	Observé	Valeur
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0,00	Oui	0,00
Redondance en plan	Oui	0,00	Oui	0,00
Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0,10	Non	0,10

Tableau IV.1. Valeurs des facteurs de qualités.

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_q = 1 + 0,05 + 0,50 + 0,05 + 0,01 = 1,25.$$

$$Q = 1,25$$

W : poids de la structure.

$$w = 14547,032 \text{ KN}$$

Donc l'effort sismique sera :

$$V = \frac{ADQ}{R} \cdot W \Rightarrow V = \frac{0,08 \times 2,2 \times 1,25}{4} \cdot 14547,032 \quad V = 800,08 \text{ KN}$$

IV.2.1.3. Nombre de modes à considérer:

Selon le (RPA99/ V2003 Art 4.3.4 –a P49) : pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

-La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90%

au moins de la masse totale de la structure, ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

$$K = 3(N)^{1/2} \quad \text{et} \quad T_k < 0,2 \quad (\text{RPA 99 Art 4.3.3-b frml (4-14) P50})$$

IV.3.Méthode d'analyse modale spectrale :

a- principe :

Pour cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b- Modélisation de la structure :

Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

Pour cette étude on a utilisé le logiciel Autodesk ROBOT Structural Analysis 2017

c- Présentation du logiciel de calcul :

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette analyse, et le progiciel (groupe de logiciels) ROBOT structural analysis Professional 2017. Est une application collaborative, polyvalente et rapide, capable de calculer les modèles les plus complexes grâce à un maillage EF automatique puissant, des algorithmes non- linéaires, ainsi qu'un jeu complet de normes de conception international (BAEL,RPA,...).

Ce logiciel appartient à la catégorie CAO/DAO destiné à modéliser, analyser, et dimensionner les différents types de structures, la dernière étape générée par Robot est la création des documents pour la structure calculée et dimensionnée (les notes de calcul et les plans d'exécution).

Les principales caractéristiques du progiciel Robot sont les suivantes :

- La définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu pour cet effet .
- La possibilité d'importer la géométrie de la structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO ;
- La possibilité de présentation graphique sur la structure étudiée ou par des tableaux les différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, contraintes, etc...).

IV.4.Modélisation de la structure :

IV.4.1.Analyse statique et dynamique :

L'analyse statique et dynamique est utilisée pour déterminer la réponse de la structure soumise aux différents types de chargements.

Les données précédemment calculées nous donnent un spectre d'accélération sismiques, qui

se présente comme le montre la figure suivante :

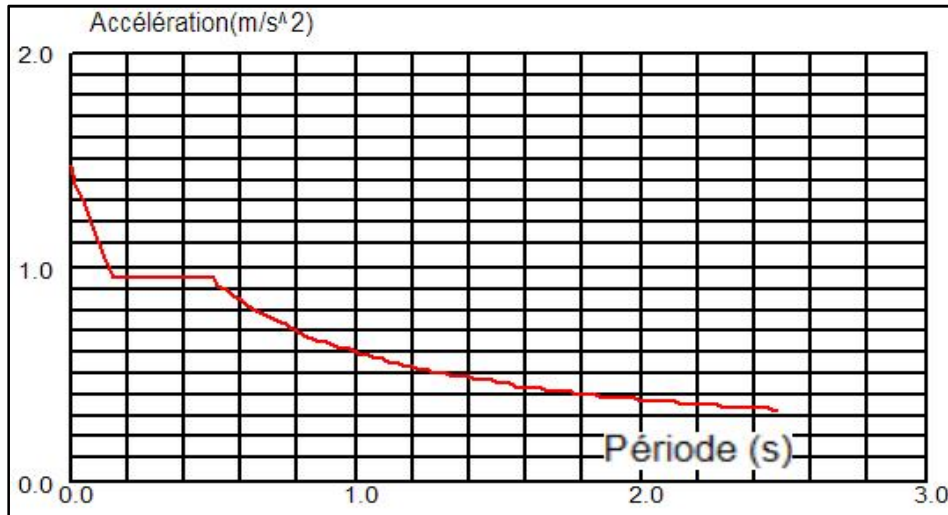


Figure 4.1. Diagramme de spectre de réponse

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3) L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \cdot A \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2,5 \cdot \eta \cdot \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T < T_1 \\ 2,5 \cdot \left[(1,25 \cdot A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) \right] & T_1 \leq T < T_2 \\ 2,5 \cdot (1,25 \cdot A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T < 3 \text{sec.} \\ 2,5 \cdot (1,25 \cdot A) \cdot \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3 \text{sec.} \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur ;

Sa : Accélération spectrale.

IV.4.2. Détermination des paramètres des combinaisons d'actions :

ELU : 1,35×G + 1,5×Q

ELS : G + Q

ACC : G + Q ±1,2×E

ACC : G + Q±E

ACC : 0,8×G±E

IV.4.3. Poids total de la structure : Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3)

Il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction des charges d'exploitations d'après le tableau 4.5 de RPA 99 / version 2003.

W : poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitations.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée par le **tableau 4.5 du RPA 99 / version 2003**.

Pour notre type de Bâtiment d'habitation et... : $\beta = 0,20$.

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le logiciel **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2017**.

N° Etage	Masse [kg]
Etage 5	1307182,03
Etage 4	1200144,06
Etage 3	1214190,27
Etage 2	1214190,27
Etage 1	1155307,71
RDC	1095754,72
$\sum_{i=1}^n W_i$	7186769,06

Tableau IV.2.Poids total de la structure.

$$\sum_{i=1}^n W_i = 71867,69 \text{ KN}$$

IV.4.4. Les données géométriques :

a) Dispositions des voiles :

Les différentes variantes sont les suivantes :

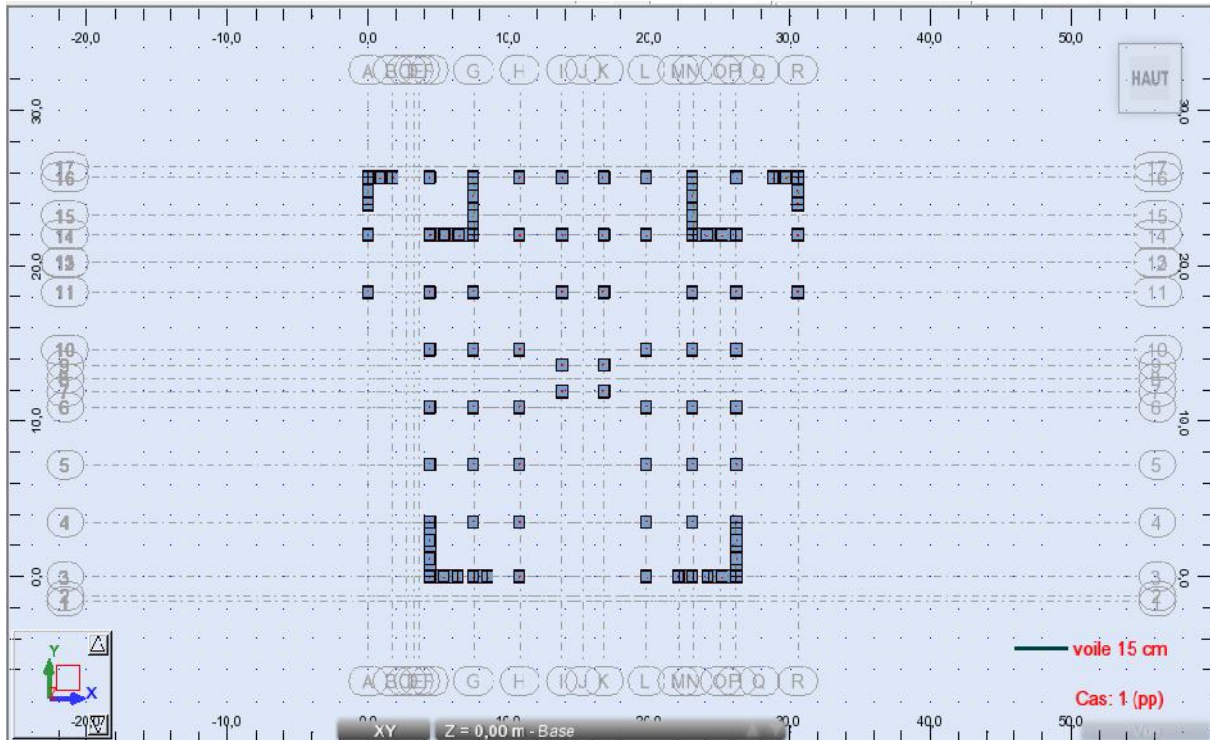


Figure 4.2. La disposition des murs voiles.

T = 0,52 sec.

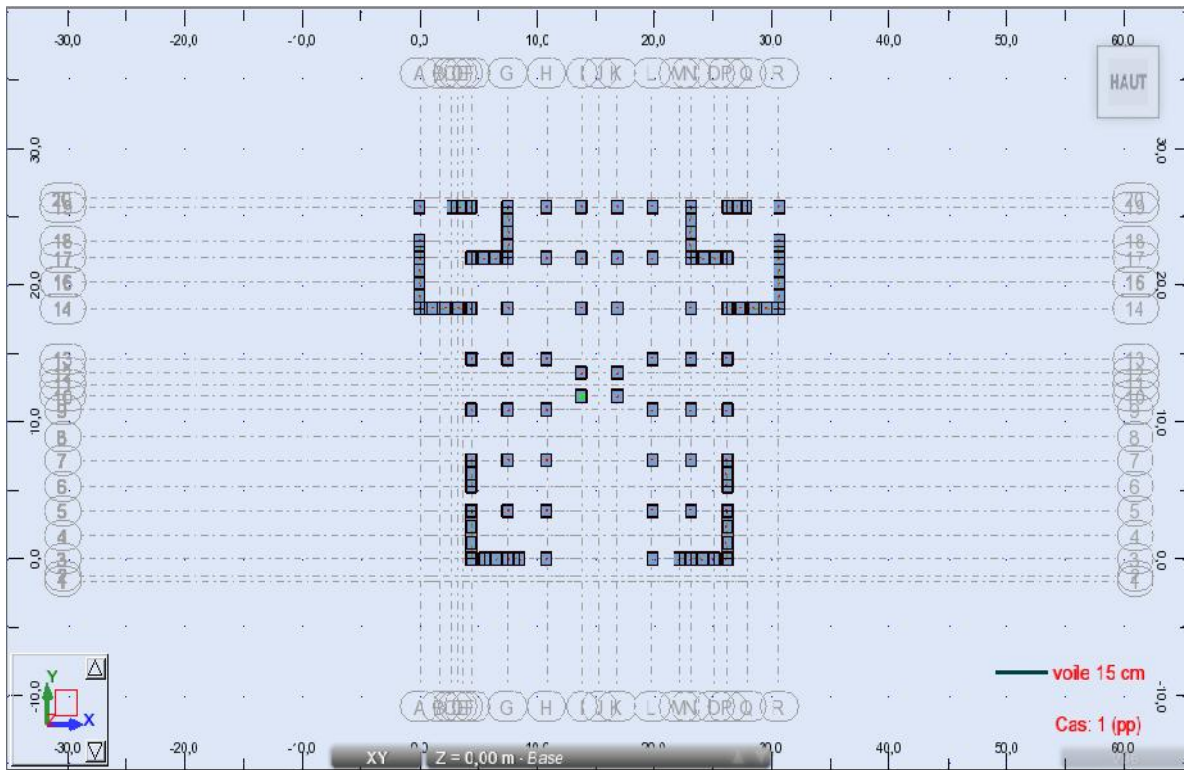


Figure 4.3. La disposition des murs voiles.

T = 0,41 sec.

Période fondamentale de la structure $T_{\text{empirique}} = 0,332 \text{ sec.}$

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.4.b) : la valeur de T calculée ne doit pas dépasser 30% de celle estimée à partir des formules empiriques.

$$1,3 \times T_{\text{empirique}} = 1,3 \times 0,332 = 0,4316 \text{sec} \quad T_{\text{numérique}} = 0,41 \text{sec} \dots \dots \dots \text{CV}$$

IV.4.5. Centre de torsion :

Pour la détermination du centre de torsion, on utilise les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_t = \frac{\sum (I_{xi} \cdot x_i)}{I_{xi}} \\ Y_t = \frac{\sum (I_{yi} \cdot y_i)}{I_{yi}} \end{cases}$$

X_t : L'abscisse du centre de torsion ;

Y_t : L'ordonnée du centre de torsion ;

I_{xi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (ox) ;

I_{yi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (oy). ;

x_i : L'abscisse du centre de gravité de l'élément. ;

y_i : L'ordonnée du centre de gravité de l'élément.

- **Pour les poteaux :**

$$I_{xi} = \frac{b \cdot a^3}{12}$$

$$I_{yi} = \frac{a \cdot b^3}{12}$$

- **Pour les voiles:**

Les dimensions sont constantes, alors :

$$I_{xi} = \frac{b' \cdot a'^3}{12}$$

$$I_{yi} = \frac{a' \cdot b'^3}{12}$$

D'après l'application de la formule(1) les résultats du centre de torsion sont regroupés dans le tableau VI.3.

IV.4.6. Centre de masse :

Pour la détermination du centre de masse on a les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_{Mi} = \frac{\sum (W_i \cdot x_{Gi})}{W_i} \\ Y_{Mi} = \frac{\sum (W_i \cdot y_{Gi})}{W_i} \end{cases}$$

W_i : Poids propre de l'élément (i) du niveau considéré.

$Y_{Mi}; Y_{Mi}$: Coordonnées du centre de masse de l'élément (i) du niveau considéré.

$x_{Gi}; y_{Gi}$: Coordonnées du centre de masse du niveau considéré.

Les résultats du centre de masse donné par le " le logiciel Robot AUTODESK 2017" des différents niveaux sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	W _{étage} [kg]	Position du centre de masse		Position du centre de Torsion	
		X _{Mi} (m)	Y _{Mi} (m)	X _t (m)	Y _t (m)
RDC	1095754,72	5,44	14,11	5,30	18,05
Etage 1	1155307,71	5,44	14,11	5,30	18,05
Etage 2	1214190,27	5,43	13,98	5,24	18,05
Etage 3	1214190,27	5,43	13,98	5,24	18,05
Etage 4	1200144,06	5,43	13,99	5,23	18,05
Etage 5	1307182,03	5,30	14,09	5,21	18,05

Tableau IV.3. Centre de masse et centre de torsion.

IV.5. Résultats de calcul (ROBOT)

IV.5.1. Périodes et facteurs de participation modale :

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Nature	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,41	0,01	72,30	Trans Y	0,01	72,30
2	0,39	74,87	72,31	Trans X	74,86	0,01
3	0,33	74,87	72,31	Torsion	0,00	0,00
4	0,16	74,87	72,31	/	0,00	0,00
5	0,16	74,87	72,31	/	0,00	0,00
6	0,12	75,01	72,31	/	0,14	0,00
7	0,12	76,03	84,52	/	1,03	12,20
8	0,12	76,05	84,53	/	0,02	0,01
9	0,12	86,96	85,43	/	10,91	0,90
10	0,12	88,10	85,48	/	1,13	0,06
11	0,12	88,13	85,48	/	0,03	0,00
12	0,12	88,13	85,48	/	0,00	0,00
13	0,12	88,13	85,48	/	0,01	0,00
14	0,11	88,57	85,64	/	0,44	0,15
15	0,11	88,58	88,37	/	0,01	2,74
16	0,11	88,58	88,38	/	0,00	0,00
17	0,11	88,58	88,38	/	0,00	0,00
18	0,10	88,59	88,38	/	0,01	0,00
19	0,10	88,59	88,58	/	0,00	0,20
20	0,10	88,59	88,59	/	0,00	0,01

21	0,10	88,59	88,62	/	0,00	0,03
22	0,10	88,59	88,63	/	0,00	0,01
23	0,10	88,59	88,63	/	0,00	0,00
24	0,10	88,59	88,96	/	0,00	0,33
25	0,09	88,61	88,97	/	0,01	0,00
26	0,09	90,43	88,98	/	1,83	0,02
27	0,09	90,44	88,98	/	0,00	0,00
28	0,09	90,44	88,99	/	0,00	0,01
29	0,09	90,44	89,05	/	0,00	0,06
30	0,08	90,44	89,05	/	0,00	0,00
31	0,08	90,44	89,05	/	0,00	0,00
32	0,08	90,45	89,05	/	0,01	0,00
33	0,08	90,45	89,05	/	0,00	0,00
34	0,08	90,45	89,06	/	0,00	0,00
35	0,07	90,45	89,06	/	0,00	0,00
36	0,07	93,11	89,19	/	2,66	0,13
37	0,07	93,76	89,37	/	0,65	0,18
38	0,07	93,76	89,37	/	0,00	0,00
39	0,07	93,76	89,71	/	0,00	0,37
40	0,07	93,79	93,41	/	0,02	3,68

Tableau IV.4. Périodes et facteurs de participation (Résultats Robot 2017).

IV.5.2. Nombre des modes considérés :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives soit supérieure à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée). Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \cdot \bar{N}$$

Avec : N : le nombre de niveaux au-dessus du sol (N = 5 niveaux).

$$K \geq 3 \cdot \bar{5} \Rightarrow K \geq 7$$

IV.5.3. Formes modales de la structure non rigidifiée latéralement :

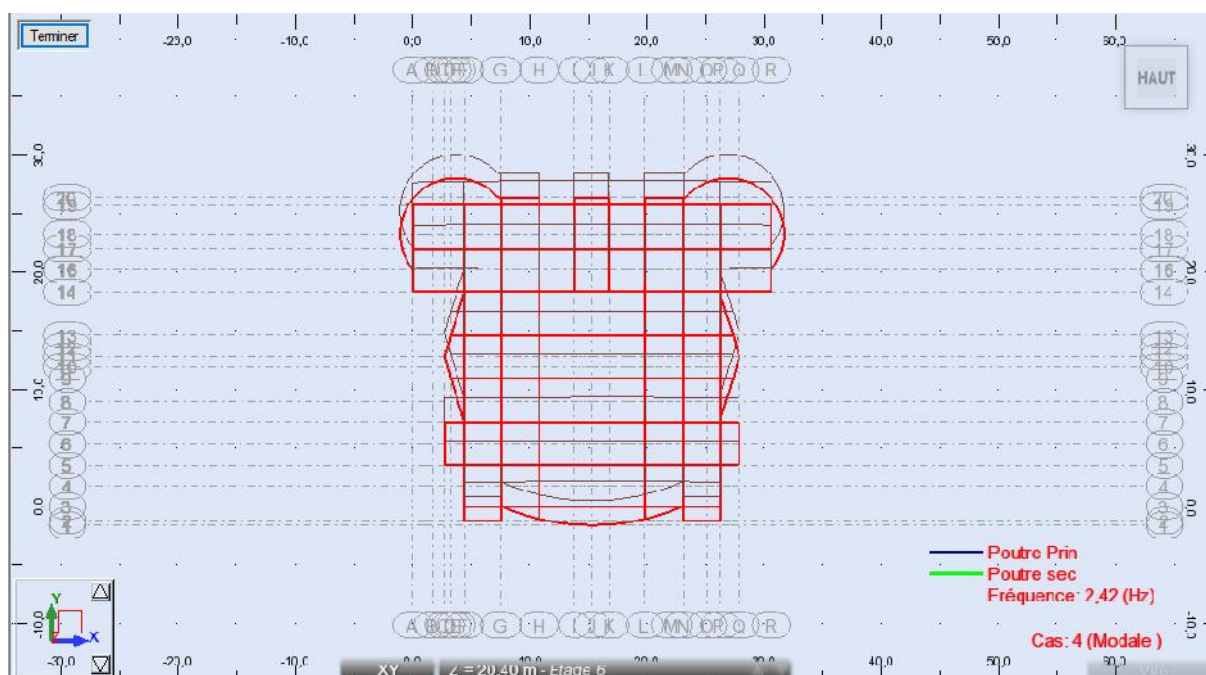


Figure 4.4.1^{er} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveau terrasse X-Y (résultats de Robot 2017)

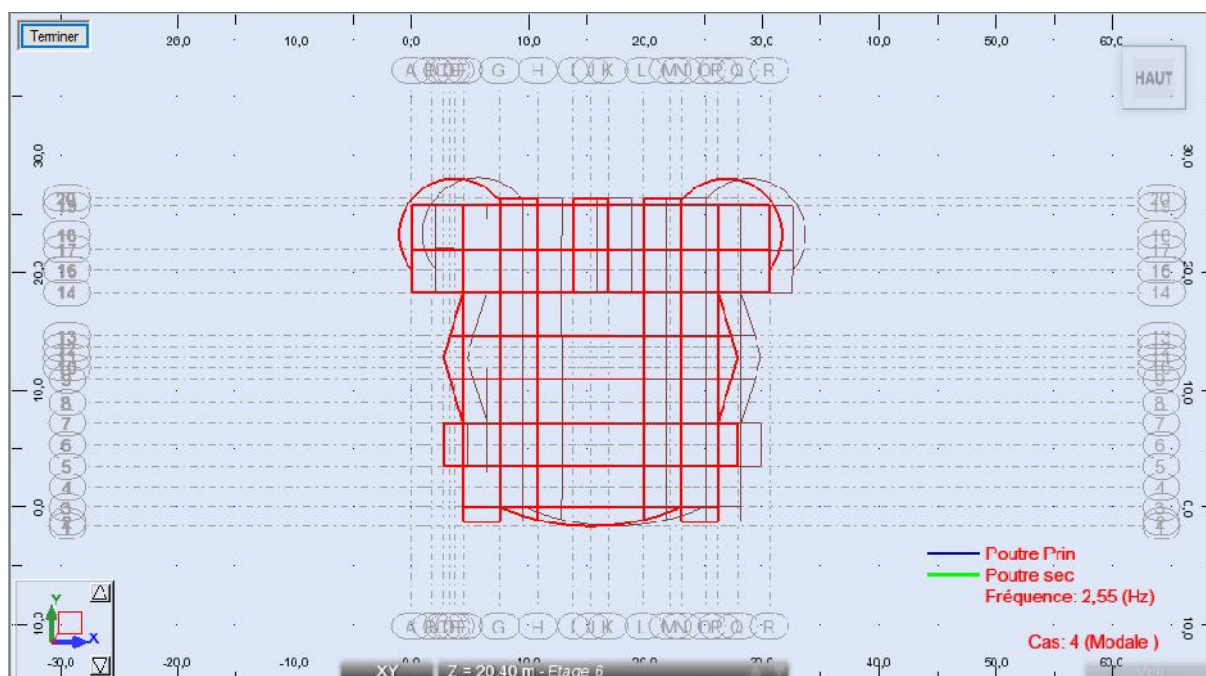


Figure 4.5.2^{ème} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveau terrasse X-Y (résultats de Robot 2017)

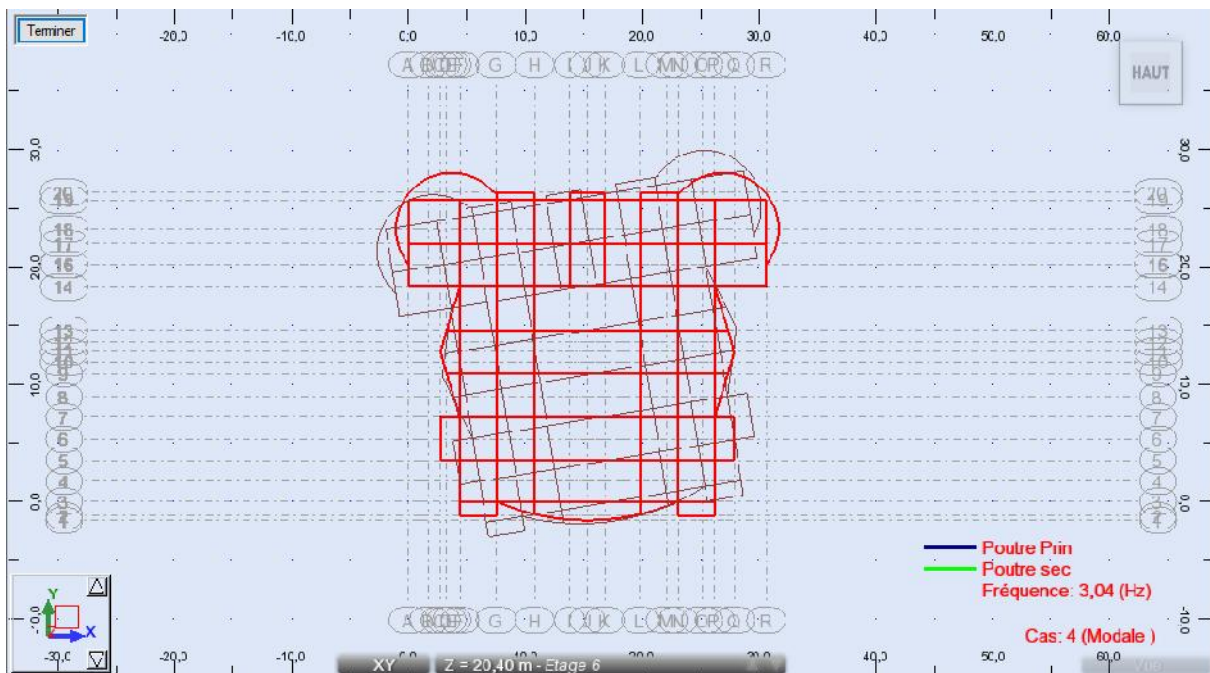


Figure 4.6.3^{ème} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveau terrasse X-Y (résultats de Robot 2017)

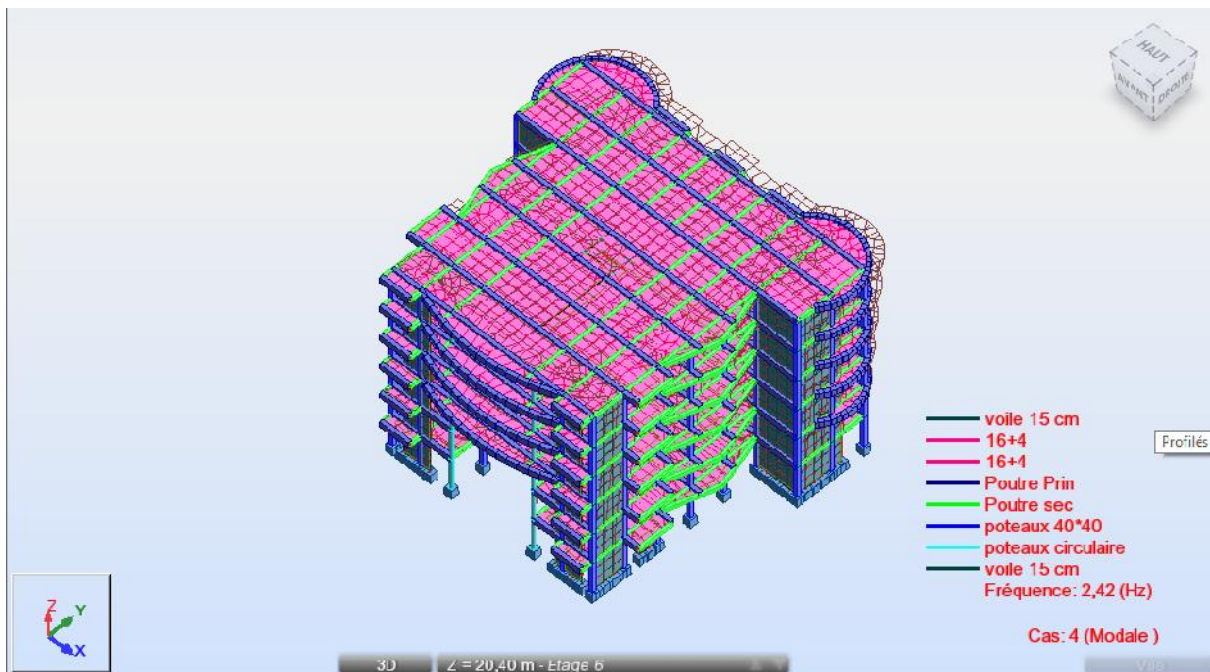


Figure 4.7.1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D (résultats de robot 2017).

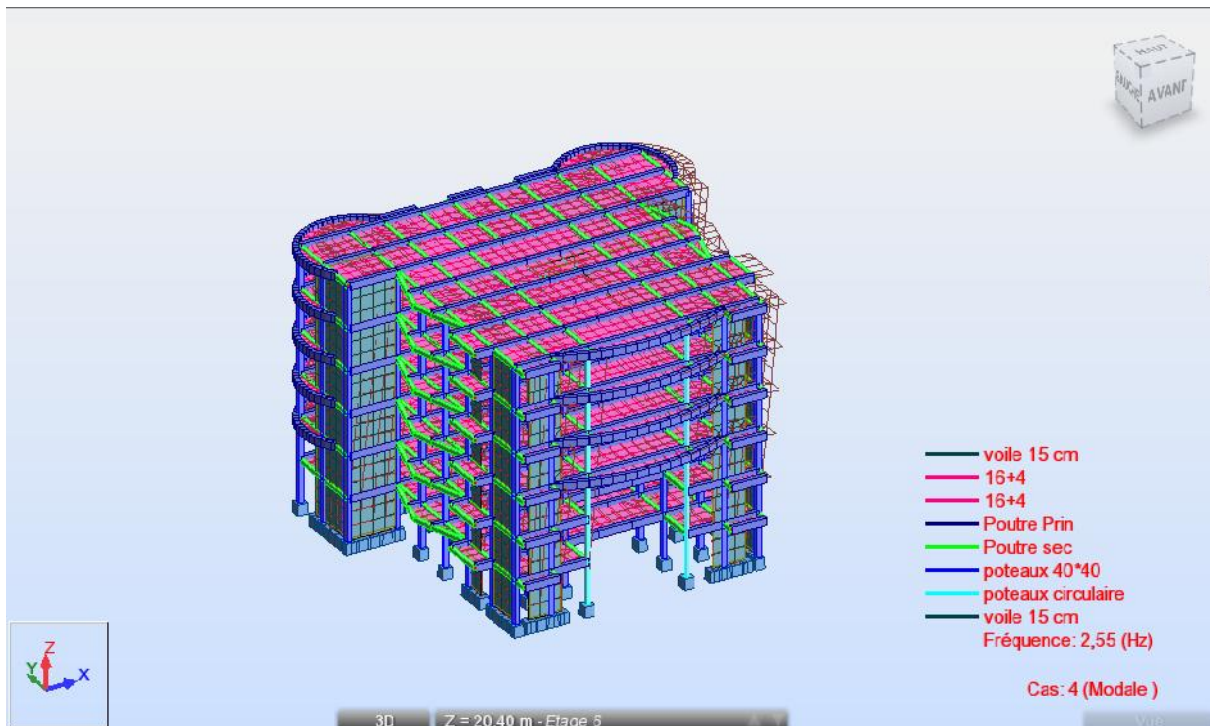


Figure 4.8.2^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D (résultats de robot 2017).

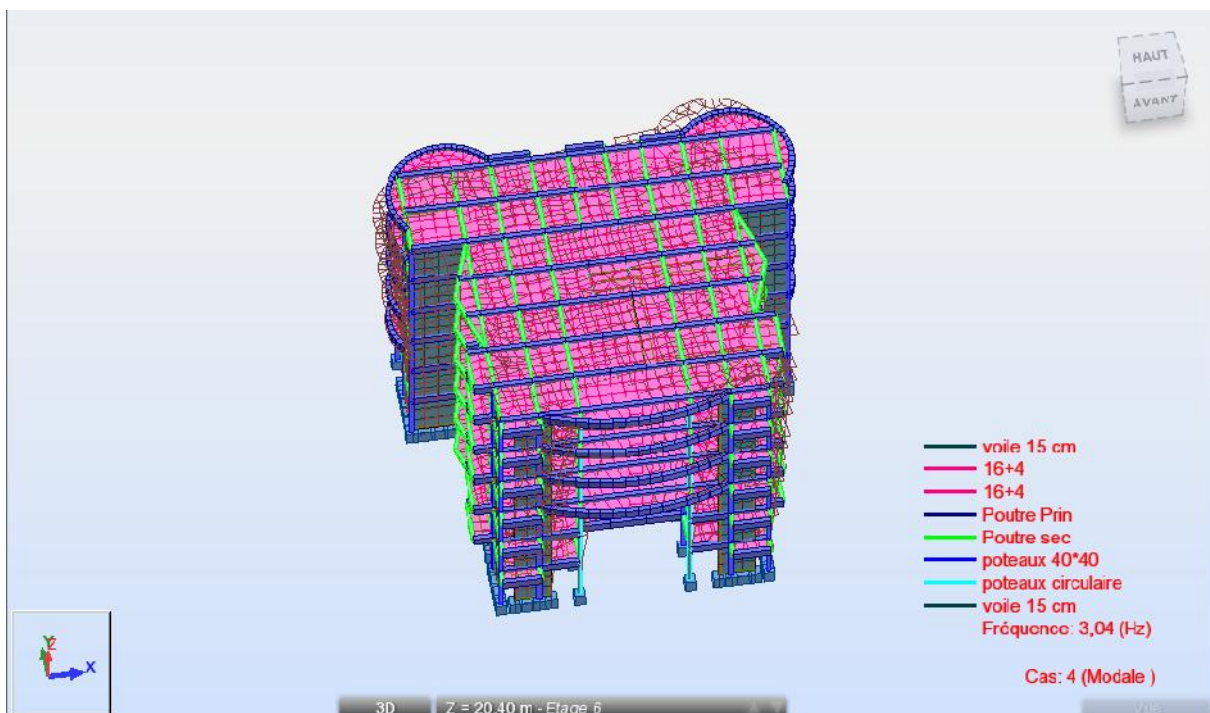


Figure 4.9.3^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D (résultats de robot 2017).

IV.5.4. Calcul de la force sismique statique :

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

$$V_{X \text{ statique}} = V_{Y \text{ statique}} = \frac{0,08 \times 2,2 \times 1,25}{4} \cdot 14547,032 = 800,08 \text{ kN.}$$

a) Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :

Selon **RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6)** :

La résultante des forces sismiques à la base **Vt** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

b) Les réactions à la base :

$$V_{X \text{ dynamique}} = 1816,11 \text{ kN.}$$

$$V_{Y \text{ dynamique}} = 1772,78 \text{ kN.}$$

	$\frac{1772,78 \text{ kN.}}{2}$ V_{dynamique} (KN)	V_{statique} (KN)	0,8 · V	0,8 · V_{statique} < V_{dynamique}
$\frac{V_X}{E_X}$	1816,11	800,08		Condition vérifiée
$\frac{V_Y}{E_Y}$	1772,78	800,08		Condition vérifiée

Tableau IV.5. Vérification de la résultante des forces sismiques

IV.5.5. Vérification de déplacement :**➤ Justification vis-à-vis des déformations :**

Selon **RPA 99 / version 2003 (Art 5.10)** :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage (**h**).

Le déplacement total de chaque niveau :

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2017** on peut avoir les déplacements dans chaque niveau :

➤ Calcul et vérification des déplacements:

D'après le **(RPA 99 ver 2003 /A.4.4.3 p51)** le déplacement horizontal de chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \cdot \delta_{ek}$$

Avec :

δ_K: Déplacement horizontal au niveau k

R : Coefficient de comportement de la structure.

δ_{ek}: Déplacement horizontal dû aux forces sismiques obtenu par Robot

Le déplacement horizontal relatif au niveau (**K**) par rapport au niveau :

$$K = \delta_K - \delta_{(K-1)}$$

Déplacement relatif admissible (toléré) :

$$\Delta_{radm} = 1\%h_e$$

h_e :Hauteur d'étage

$$\Delta_K < \Delta_{radm} \dots \dots \dots CV.$$

La vérification du déplacement relatif de tous les niveaux est effectuée sur le tableau suivant :

NIVEAU	du déplacement		if le tous le		e (t effectué		radm (cm)	Observation
	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y		
RDC	0,2	0,1	0,8	0,4	0,8	0,4	3,40	$\frac{\Delta_K}{\Delta_{radm}} < CV$
1	0,4	0,4	1,6	1,6	0,8	1,2	3,40	$\frac{\Delta_K}{\Delta_{radm}} < CV$
2	0,7	0,7	2,8	2,8	1,2	1,2	3,40	$\frac{\Delta_K}{\Delta_{radm}} < CV$
3	1,0	1,0	4,0	4,0	1,2	1,2	3,40	$\frac{\Delta_K}{\Delta_{radm}} < CV$
4	1,2	1,3	4,8	5,2	0,8	1,2	3,40	$\frac{\Delta_K}{\Delta_{radm}} < CV$
5	1,4	1,6	5,6	6,4	0,8	1,2	3,40	$\frac{\Delta_K}{\Delta_{radm}} < CV$

Tableau IV.6.vérification des déplacements suivant le sens X et Y

IV.5.6.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur:

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

✓ Calcul V_k :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \text{ avec } \begin{cases} F_t = 0,07 \cdot T \cdot V \dots \dots \dots \text{ si: } T > 0,7\text{sec} \\ F_t = 0 \dots \dots \dots \text{ si: } T \leq 0,7\text{sec} \end{cases}$$

Avec :

T : la période fondamentale de la structure en secondes

Dans notre cas On a :

$$T = 0,332 \text{ sec} \leq 0,7 \text{ sec} \Rightarrow F_t = 0 \Rightarrow \text{(RPA 99version2003/4. 2. 5)}.$$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par L'expression:

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

$$F_i = \left[\frac{(V_t - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum (W_j \cdot h_j)} \right]$$

W_i: Poids propre de l'étage.

h_i: Hauteur cumulée à la base de la structure.

V_t: Force sismique totale.

$$\begin{cases} V_X \text{ dynamique} = 1816,11\text{KN.} \\ V_Y \text{ dynamique} = 1772,78\text{KN.} \end{cases}$$

RDC :

Sens-X:

$$F_{ix} = \left[\frac{V_t \cdot W_i h_i}{\sum (W_j \cdot h_j)} \right]$$

$$F_{ix} = \left[\frac{1816,11 \cdot 10957,55 \cdot 3,40}{875483,44} \right] = 77,28\text{KN}$$

Sens-Y :

$$F_{iY} = \left[\frac{V_t \cdot W_i h_i}{\sum (W_j \cdot h_j)} \right]$$

$$F_{iY} = \left[\frac{1772,78 \cdot 10957,55 \cdot 3,40}{875483,44} \right] = 75,44\text{KN}$$

Niveau	H (m)	W (KN)	W · H (KN·m)	F _{ix} (KN)	F _{iY} (KN)
RDC	3,40	10957,55	37255,67	77,28	75,44
1	6,80	11553,08	78560,94	162,97	159,08
2	10,20	12141,90	123847,38	256,91	250,78
3	13,60	12141,90	165129,84	342,55	334,37
4	17,00	12001,44	204024,48	423,23	413,13
5	20,40	13071,82	266665,13	553,17	539,97
Σ Total	/	71867,69	875483,44	1816,11	1772,77

Tableau IV.7.Récapitulatif de la distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

D’après le **RPA 99 V2003 (article 4.2.6)**, L’effort tranchant au niveau de l’étage **k** est donné par la formule :

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i \begin{cases} F_{KX} \\ F_{KY} \end{cases}$$

Exemple de calcul Niveau-4- :

$$V_{4x} = \sum_{i=4}^8 F_j = F_{4x} + F_{5x}$$

$$V_{4x} = \sum_{i=4}^8 F_j = 423,23 + 553,17 = 976,4\text{KN.}$$

$$V_{4Y} = \sum_{i=4}^8 F_i = F_{4Y} + F_{5Y}$$

$$V_{4Y} = \sum_{i=4}^8 F_i = 413,13 + 539,97 = 953,1\text{KN}$$

Niveau	H _i (m)	F _{ix} (KN)	F _{iy} (KN)	V _{ix} (KN)	V _{iy} (KN)
RDC	3,40	77,28	75,44	1816,11	1772,77
1	6,80	162,97	159,08	1738,83	1697,33
2	10,20	256,91	250,78	1575,86	1538,25
3	13,60	342,55	334,37	1318,95	1287,47
4	17,00	423,23	413,13	976,4	953,1
5	20,40	553,17	539,97	553,17	539,97
Total	//	1816,11	1772,77	7979,32	7788,89

Tableau IV.8.les efforts tranchants résultants

IV.5.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 5.9) Les effets du 2° ordre (ou effet P-) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$= \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k».

$$P_k = \sum W_{Gi} + f \cdot W_{Qi}$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau «k».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

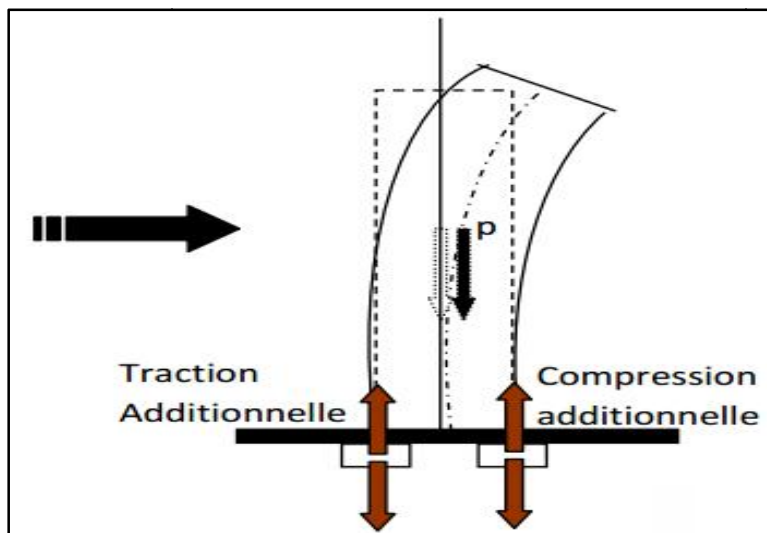


Figure 4.10. Poids totale de la structure P_k

Niveau	P_k (KN)	k (cm)	V_{kx} (KN)	D_k (cm)	θ	
RDC	71867,69	0,8	1816,11	340	0,093	CV
Etage 1	60910,14	0,8	1738,83	340	0,082	CV
Etage 2	49357,06	1,2	1575,86	340	0,1	CV
Etage 3	37215,16	1,2	1318,95	340	0,099	CV
Etage 4	25073,26	0,8	976,4	340	0,060	CV
Etage 5	13071,82	0,8	553,17	340	0,055	CV

Tableau IV.9. Justification vis-à-vis de l'effet P- sens X (Combinaison EX)

Niveau	P_k (KN)	k (cm)	V_{ky} (KN)	D_k (cm)	θ	
RDC	71867,69	0,4	1772,77	340	0,047	CV
Etage 1	60910,14	1,0	1796,33	340	0,09	CV
Etage 2	49357,06	1,0	1538,25	340	0,09	CV
Etage 3	37215,16	1,0	1287,47	340	0,08	CV
Etage 4	25073,26	1,2	953,1	340	0,092	CV
Etage 5	13071,82	1,2	539,97	340	0,08	CV

Tableau IV.10. Justification vis-à-vis de l'effet P- sens Y (Combinaison EY)

IV.5.8. Vérification de L'excentricité accidentelle :

Dans cette analyse tridimensionnelle l'excentricité accidentelle, est prise en charge par le logiciel, en lui affectant la valeur exigée par le **RPA 99 / version 2003. ±0,05 L** (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique), cette valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré **suivant chaque direction**.

Sens-X : $e_{\text{accidentelle}} = \text{Max}(0,05 \cdot L_x; e_{xt})$.

Sens-Y : $e_{\text{accidentelle}} = \text{Max}(0,05 \cdot L_y; e_{yt})$.

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotères, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_{Mi} = \frac{\sum M_i \cdot X_i}{\sum M_i} ; Y_{Mi} = \frac{\sum M_i \cdot Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : La masse de l'élément i .

X_{Mi} ; Y_{Mi} : Coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère global.

L'analyse automatique par le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017** a donné les résultats qui sont illustrés dans le **tableau IV-10** suivant :

Niveau	$W_{\text{étage}}$ [kg]	Position du centre de masse		Position du centre de Torsion		Excentricité Théorique		Excentricité accidentelle	
		X_{Mi} (m)	Y_{Mi} (m)	X_t (m)	Y_t (m)	e_x [m]	e_y [m]	e_x [m]	e_y [m]
RDC	1095754,72	5,44	14,11	5,30	18,05	0,14	3,94	1,53	1,37
Etage 1	1155307,71	5,44	14,11	5,30	18,05	0,14	3,34	1,53	1,37
Etage 2	1214190,27	5,43	13,98	5,24	18,05	0,19	4,07	1,53	1,37
Etage 3	1214190,27	5,43	13,98	5,24	18,05	0,19	4,07	1,53	1,37
Etage 4	1200144,06	5,43	13,99	5,23	18,05	0,20	4,06	1,53	1,37
Etage 5	1307182,03	5,30	14,09	5,21	18,05	0,09	3,97	1,53	1,37

Tableau IV.11.Caractéristiques massiques et géométriques dans les cas accidentels.

D'après les résultats des excentricités accidentelles dans chaque étage représentée dans le tableau précédent, l'excentricité dans tous les étages ne dépasse pas $0,05 \times L_i$ dans chaque direction de chaque excentricité, donc cette **condition est vérifiée**.

IV.5.9.Vérification au renversement :

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$M_s / M_r \geq 1,5$$

Avec :

M_s : Moment stabilisant : $M_s = W \times L/2$

M_r : Moment renversant : $M_r = \sum_i^n F \times h_i$

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique au niveau i .

1. Moment stabilisant :

$$\text{Sens-X- : } M_s = W \cdot \frac{L_x}{2} = 71867,69 \cdot 15,3 = 1099575,66 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens-Y- : } M_s = W \cdot \frac{L_y}{2} = 71867,69 \cdot 13,7 = 984587,35 \text{ KN.m}$$

2. Moment renversant :

$$\text{Sens-X- : } M_r = \sum_i^n F \times h_i$$

$$M_r = 77,28 \cdot 3,4 + 162,97 \cdot 6,8 + 256,91 \cdot 10,20 + 342,55 \cdot 13,6 + 423,23 \cdot 17 + 553,17 \cdot 20,4 = \mathbf{27129,688,12 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Sens-Y- : } M_r = \sum_i^n F \times h_i$$

$$M_r = 75,44.3,4 + 159,08.6,8 + 250,78.10,20 + 334,37.13,6 + 413,13.17 + 539,97.20,4 = \mathbf{26618,23KN.m}$$

• **Sens longitudinal :**

W (KN)	Lx (m)	Lx/2 (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	vérification
77,28.3,4	30,6	15 ,3	1099575,66	51930,20	40,53	CV

Tableau IV.12.vérification de renversement sens longitudinal

• **Sens transversal :**

W (KN)	Ly (m)	Ly/2 (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	vérification
40822,53	27,4	13,7	984587,35	26618,23	36,98	CV

Tableau IV.13.vérification de renversement sens transversal.

IV.6.Conclusion :

-Donc on peut dire que suivant les règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003 notre structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

-Tous les déplacements relatifs sont inférieurs au déplacement admissible dans les deux sens : Donc les déplacements sont vérifiés.

-Les effets de second ordre (effet P-) peuvent être par conséquent négligés conformément à RPA 99.

-La stabilité au renversement est vérifiée dans les deux sens.

Chapitre V :**ETUDE THERMIQUE****V.1.Introduction :**

Comme beaucoup de matériaux, le béton se contracte sous l'effet du froid et se dilate sous l'effet de la chaleur. En prenant en compte de cette dilatation, comment faire en ville lorsqu'on construit un bâtiment mitoyen ? Si on le construit vraiment contre le bâtiment voisin, on risque de le 'pousser' latéralement en été lorsque le béton se dilate ! Pour éviter cela, le constructeur ménage un espace de quelques centimètres entre les deux bâtiments justement nommé... joint de dilatation ; Mais malheureusement on tombe souvent dans des cas similaires , où l'architecte oublie de mettre des joints , et qu'il n'y a pas beaucoup de choix, on a un plan d'architecture à respecter ; Dans ces cas on doit justifier l'effet thermique pour éviter le joint de dilatation , bien sûr avec une étude appelée étude thermique .

La dilatation thermique tend à allonger l'élément , et le retrait aura l'effet inverse.

A ce propos la variation de longueur de la pièce de béton due à la température est donnée par :

$$dL = a \times dT \times L$$

a : coefficient de dilation de béton = 10^{-5} en $(1/^\circ\text{C})$

dT : variation de température selon la région (voir le CBA93) en $(^\circ\text{C})$

L : longueur de la pièce de béton.

V.2.Etude thermique selon le CBA 93:

L'étude thermique est liée à la zone climatique, comme la « *zone I* » si on fait allusion à la zone sismique, (voir CBA93 pour les zones climatiques). les longueurs où l'on peut négliger l'étude thermique sont présentées à l'article B 5.1 du CBA 93.

30 m pour les villes côtières (sauf Oran, Témouchent et Tlemcen 25m)

20m pour le moyen et l'extrême Sud

25m autres wilaya

V.3.Comment introduire la température dans la modélisation ; (avec Autodesk Robot Structural Analysis Professional par exemple) ?

Il faut savoir quelle valeur de température à introduire.

V.3.1.Valeur de température :

Pour les valeurs de variation uniforme de température, voir CBA93 A.3.2.3.3.

Algérie du Nord 35° et -15°

Proche et moyen sud 45° et -20°

Extrême sud 50° et -30°

V.3.2.Introduction de la température :

Dans les cas ordinaires de bâtiment, la température est supposée avoir une variation uniforme

- ✓ Définir un cas de charge statique « température ».
- ✓ Sélection de tous les « frames ».
- ✓ ASSIGN – Frame Loads –Température.
- ✓ Type – Température (pour dire qu'il s'agit d'une variation uniforme).

- ✓ Temperature By Element (pour dire que cette variation de température s'applique sur les éléments sélectionnés).
- ✓ Introduire la valeur de température.

V.4. Combinaison de charge :

ELS : $G+Q+T$

ELU : $1.35G+1.5Q+0.8T$

Voir CBA93 A.3.3 pour plus de détail sur les combinaisons.

La température n'intervient pas dans les combinaisons de charges accidentelles (Ne pas introduire la température dans les combinaisons sismiques).

V.5. Quelles sont les vérifications à faire ?

Une variation uniforme de température crée des contraintes (*efforts axiales*) dans les éléments, donc les poutres par exemple seront sollicitées en flexion composée ($N+M$).

V.6. Conclusion :

Selon notre zone climatique, on trouvera les résultats de l'étude dynamique sont supérieurs aux résultats de l'étude thermique ($M_D > M_T$), donc pour l'étude de notre bâtiment de longueur 30,6 m dans une wilaya proche et moyen sud, ces résultats nous conduisent à négliger les effets du retrait et des variations de température et ne travailler qu'avec les résultats dynamiques,

Chapitre VI :

FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

VI.1.Introduction :

Connaissant les sollicitations auxquelles sont soumis les différents éléments structuraux de notre ouvrage, il est maintenant possible de procéder au ferrailage de ces éléments. Le ferrailage des éléments résistants s'effectuera selon le règlement BAEL 99 et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ Version 2003).

Les objectifs du ferrailage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

VI.2.Hypothèses :

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- ✓ La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque type des poteaux, où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau.
- ✓ Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée.
- ✓ La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par l'RPA.

VI.3. Ferrailage des portiques :

VI.3.1.Les poutres :

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments fléchissants et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

	χ_b	χ_s	$F_{c28} (MPa)$	$F_{bu} (MPa)$	$F_e (MPa)$	$\dagger_s (MPa)$
Situation durable	1.5	1.15	25	14.17	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

Tableau VI.1.Situations pour le ferrailage des poutres.

VI.3.1.1.Combinaisons des charges

Les combinaisons d'actions à pour le ferrailage des poutres sont en fonction du type des sollicitations, et nous distinguons les combinaisons les plus défavorables :

a) Etat limite ultime :

Le dépassement de ces états limites risque d'entraîner des désordres graves jusqu'à la ruine de l'ouvrage. La combinaison des états limites ultimes est donnée par : $1,35G + 1,5Q$.

b) Etat limite de service :

Cet état sert à vérifier la durabilité de la structure ;Il correspond au mode d'exploitation de la structure dans les conditions normales. La combinaison de charges est donnée par la relation : $G + Q$.

c) Etat accidentel :

Ces états servent à une vérification en termes de durabilité de la structure. Ces états correspondent au mode d'exploitation de la structure dans des conditions normales. La combinaison des charges est donnée par la relation :

$$G+Q \pm E \dots\dots\dots \text{Selon RPA99/V2003}$$

$$0,8G \pm E \dots\dots\dots \text{Selon RPA99/V2003}$$

Donc les poutres seront ferrillées suivant les combinaisons :

$$1. \text{ E.L.U} \quad : \quad 1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots \text{Selon BAEL 99.}$$

$$2. \text{ Accidentels} : \quad G+Q \pm E \dots\dots\dots \text{Selon RPA99/V2003.}$$

$$3. \text{ Accidentels} : \quad 0,8G \pm E \dots\dots\dots \text{Selon RPA99/V2003.}$$

➤ Pour les poutres dans l'axe X :

$$G + Q \pm EY$$

$$0,8G \pm EY$$

➤ Pour les poutres dans l'axe Y :

$$G + Q \pm EX$$

$$0,8G \pm EX$$

Pour les combinaisons fondamentales et accidentelles, on prend le moment maximum de chaque portique de chaque étage et on vérifie avec la combinaison **ELS**.

VI.3.1.2. Etapes à suivre :**a- Armatures longitudinales :**

✓ La contrainte limite du béton est : $f_{bc} = \frac{0,85 \times F_{c28}}{\chi_b}$

✓ $d=0,9 \cdot h$.

✓ Le moment réduit : $\tilde{m} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$

Avec :

M_u : Moment fléchissant ;

b : Largeur de la poutre ;

d : La hauteur utile de la section.

Si $\tilde{m} < 0,392$: L'état limite ultime est atteint au **pivot A**.

$$r = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\tilde{m}})$$

b- Vérification :**❖ BAEL 91 :**

✓ Condition de non fragilité : $A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} \right\}$

✓ Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant:

$$f_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{F_{c28}}{\chi_b}, 5 \text{Mpa} \right\} \Rightarrow f_u = 3,33 \text{Mpa}$$

$$f_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq f_u$$

Choix de \emptyset_t : $w_t \leq \min \left(w_t ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right)$ (BAEL 91).

❖ **Vérification à l'ELS :**

- ✓ La fissuration est peu préjudiciable
- ✓ Si $r_u \leq \frac{\chi - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$, pas de vérification des contraintes à l'ELS.
- ✓ Avec : $\chi = \frac{M_u}{M_{ser}}$.

❖ **Recommandations du RPA99 /ver 2003 :**✓ **Armatures longitudinales : (Art 7.5.2.1)**

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre est de 0.5%.
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ en zone I.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° dans les poteaux.

✓ **Armatures transversales : (Art 7.5.2.2)**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par $A_t = 0,003.S.b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12w_t\right)$$

- ✓ En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

VI.3.1.3.Ferrailage des poutres:

Pour le calcul on va prendre les moments maximums. D'après le **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2017**", les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	ELU		ELS		ACC	
	M _{ut} _{max} (KN.m)	M _{ua} _{max} (KN.m)	M _{st} _{max} (KN.m)	M _{sa} _{max} (KN.m)	M _t _{max} (KN.m)	M _a _{max} (KN.m)
40×60	154,50	175,71	112,69	126,08	78,75	89,69
30×35	21,10	21,45	15,35	15,60	10,17	10,66

Tableau VI.2.Sollicitations de la poutre sous différentes combinaisons

VI.3.1.3.1.Exemple de calculs :

Poutre principal de section (40×60) cm² :

➤ **Armatures longitudinales :**

1- Conditions imposées par le RPA99/V2003 :

Poutres principales : $A'_{min} = 0,005 \times 40 \times 60 = 12 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires: $A'_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$

2- Conditions imposées par le BAEL.91mod99 :

Poutres principales : $A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 40 \times 54 = 2,61 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires: $A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 31,5 = 1,14 \text{ cm}^2$

• **ELU**

- **En travée :**

Le calcul du ferrailage est en flexion simple :

B = 40×60 cm² (poutre porteuse), sens transversal; b = 0,4 m ; h = 0,6 m

d = 0,9× h = 0,54 m.

M_{ult} = 154,50 KN.m

D'après le B.A.E.L 91 :

d=0,9×0,6=0.54m

$\mu = M_u / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu})$

$\mu = 154,5 / (0,4 \cdot 0,54^2 \cdot 14,2) = 0,093 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$

$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,122$

Z = d (1 - 0,4 · α) = 0,514 m.

$A_s = \frac{154,5 \cdot 10^3}{0,514 \times 348} = 8,64 \text{ cm}^2.$

$A_t = \max(A_s, A_{min}, A'_{min}) = 12 \text{ cm}^2$

➤ **Choix des armatures :**

6HA16 donc $A_{adopte} = 12,06 \text{ cm}^2$

• **ELS :**

Puisque la fissuration est peu nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,4$$

$$\leq \bar{\alpha} = \frac{1,4 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

$$= 0,122 \leq \bar{\alpha} = 0,45 \dots \dots \dots CV.$$

- **Sur appuis :**

• **ELU**

M_{ula} = 175,71KN.m

$\mu = M_u / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu})$

$\mu = 175,71 / (0,4 \cdot 0,54^2 \cdot 14,2) = 0,106 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$

$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,140$

Z = d (1 - 0,4 · α) = 0,517 m.

$$A_s = \frac{175,71 \cdot 10^3}{0,517 \times 348} = 9,77 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \max(A_s, A_{\min}, A'_{\min}) = 12 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

6HA16 donc $A_{\text{adopte}} = 12,06 \text{ cm}^2$

• **ELS :**

Puisque la fissuration est peu nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,37$$

$$\leq \bar{\alpha} = \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43$$

$$= 0,140 \leq \bar{\alpha} = 0,430 \dots \dots \dots CV.$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL.91 (art A.5.1)**

Fissuration non préjudiciable

$$f_u = \min\left(0,2 \frac{F_{c28}}{x_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$V_u = 166,88 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{166,88 \cdot 10^3}{400 \times 540} = 0,77 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u = 0,77 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots cv$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (BAEL.91 Art 521) :**

$$V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 54 = 48,6 \text{ cm}$$

$$V_u = 166,88 \text{ KN} < 1297,6 \text{ KN}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{60}{900} = 0,066 \geq 0,062 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,066 \geq 0,057 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{8,64}{40 \times 54} = 0,004 \leq 0,0105 \dots \dots \dots CV$$

➤ **Les armatures transversales:**

Choix du diamètre :

$$\text{On a : } \{ \tau_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_t\right) \Rightarrow q_t \leq \min\left(\frac{600}{35}; \frac{400}{10}; 16\right) = 16 \text{ mm}$$

Donc on prend $\varphi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE400

❖ **Calcul d'espacement des cadres:**

D'après le RPA 99/ version2003 (Art 7.5.2.2) on a :

- **zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{\square}{4}; 12\varphi_l; 30cm \right) \Rightarrow S_t \leq \min \left(\frac{60}{4}; 12\varphi_l; 30cm \right)$$

On prend $S_t = 10cm$

- **zone courante :**

$$S_t \leq \frac{\square}{2} = 30cm ; \text{ on prend } S_t = 15cm$$

➤ **La section de ferrailage transversal :**

D'après BAEL91Art A .5.1.2.2) :

$$A_t \geq 0,4 \cdot b \cdot \frac{S_t}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0,4 \times 40 \times \frac{15}{400} = 0,6cm^2$$

D'après le RPA 99/ version2003 (Art 7.5.2.2) :

$$A_{t.min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8cm^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$A_t \geq \max (A_t^{BAEL}, A_t^{RPA}) \Rightarrow A_t \geq \max (0,6; 1,8)$$

$$A_t = 1,8cm^2$$

$$\text{Soit } A_t = 4\varnothing 8 = 2,01cm^2$$

❖ **Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de :

$$L_r = 40\varnothing \text{ en zone 1}$$

🔧 **Calcul des armatures longitudinales selon BAEL91 mod99 :**

Les résultats de calcul à l'E.L.U sont résumés dans le tableau suivant :

poutre	Position	M_{max} (KN.m)	b	d	μ		Z(cm)	$A_t(cm^2)$
p.principale 40×60	Travée	154,5	40	54	0,093	0,122	51,4	8,64
	Appuis	175,71	40	54	0,106	0,140	51,7	9,77
p.secondaire 30×35	Travée	21,10	30	31,5	0,043	0,055	31	2,02
	Appuis	21,45	30	31,5	0,044	0,056	31	2,05

Tableau VI.3. Résultats des calculs des armatures longitudinales à l'E.A.U.

🚩 **Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :**

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants

poutre	Position	sujets		α	α	$\alpha \leq \alpha$
		γ	F_{c28}			
p.principale 35x45	Travée	1,4	25	0,45	0,122	cv
	Appuis	1,37	25	0,43	0,140	cv
p.secondaire 35x40	Travée	1,37	25	0,43	0,055	cv
	Appuis	1,38	25	0,44	0,056	cv

Tableau VI.4. Vérification à l'E.L.S.

- **Remarque :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton alors les armatures calculées à l'ELU Convienent à ELS.

poutre	Position	$A_{min} (cm^2)$		$A_{s2} (cm^2)$	Barres choisis	$A_{t2} (cm^2)$	Longueur de recouvrement (cm)
		B.A.E.L	R.P.A				
p.principale 40x60	Travée	2,61	12	8,64	6HA16	12,06	64
	Appuis	2,61	12	9,77	6HA16	12,06	64
p.secondaire 30x35	Travée	1,14	5,25	2,02	5HA12	5,65	56
	Appuis	1,14	5,25	2,05	5HA12	5,65	56

Tableau VI.5. Tableau récapitulatif des ferrailrages des poutres.

🚩 **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$f_u = \min \left(0.2 \frac{F_{c28}}{\chi_b}; 5MPa \right)$$

$$f_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{166,88.10^3}{400 \times 540} = 0,77MPa$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

poutre	$V_{u,m}^{25}$ kn			$\tau \leq \bar{\tau}$
p.principal e 35×45	166,88	0,77	3,33	OUI
p.secondaire 35×40	170,90	1,80	3,33	OUI

Tableau VI.6.Vérification de la contrainte de cisaillement.

VI.3.1.4.Schéma de ferrailage des poutres :

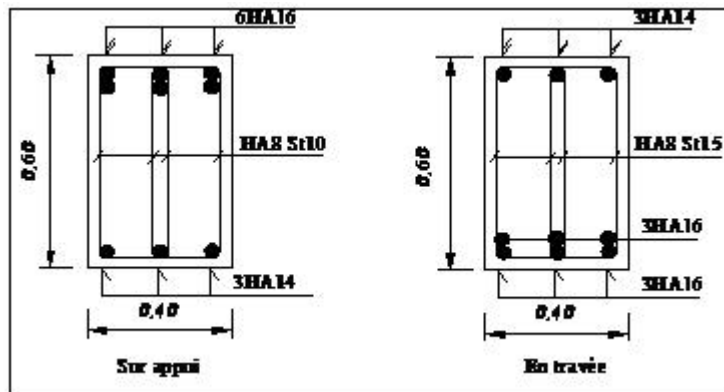


Figure 6.1.Schéma de ferrailage des poutres principales.

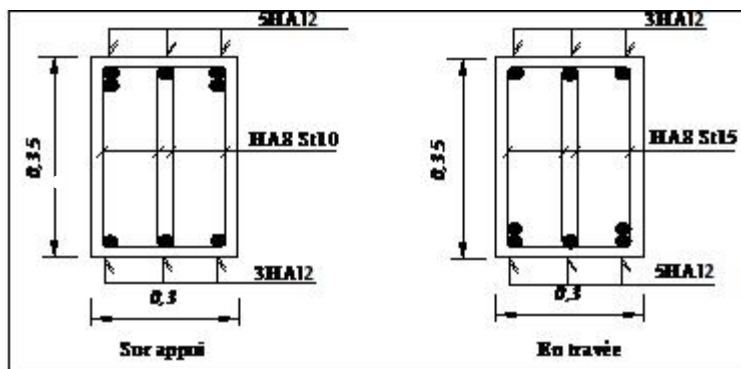


Figure 6.2.Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

VI.3.2. Les poteaux :

VI.3.2.1. combinaisons des charges :

- ❖ $1,35G + 1,5Q$ selon BAEL91 ;(1)
- ❖ $G+Q \pm E$ Selon RPA99/V2003 ; (2)
- ❖ $0,8G \pm E$ Selon RPA99/V2003. (3)

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d’exploitation non pondérées.

E : Action du séisme représentée par des composantes horizontales

VI.3.2.2. Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques :

Situation durable :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 1,5 \\ s = 1,15 \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} \\ s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Situation accidentelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 1,15 \\ s = 1,00 \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ f_{bc} = 18,48 \text{ MPa} \\ s = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

VI.3.2.3. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, ils sont soumis à un effort normal "N" et à un moment de flexion "M" dans les deux sens « longitudinal, et transversal ». Donc ils sont calculés en flexion composée avec des fissurations peu nuisibles.

La section d’acier sera calculée pour différentes combinaisons d’effort internes à savoir :

- | | | | | |
|-----------|-------------------|--------|-------------|------------------------|
| N_{max} | → M correspondant | | N_{max} : | effort normal maximum. |
| M_{max} | → N correspondant | avec : | M_{max} : | moment maximum. |
| N_{min} | → M correspondant | | N_{min} : | effort normal minimum. |

On a 2 types de poteaux ; à savoir :

- ✓ type I : poteaux 40x40
- ✓ type II : poteaux circulaire D= 45cm

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

- Effort normal maximal et le moment correspondant ;
- Effort normal minimal et le moment correspondant ;
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

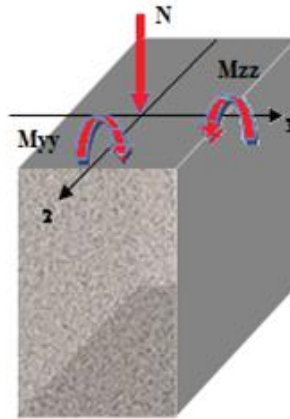


Figure 6.3.Sollicitations sur les poteaux.

VI.3.2.3.1.Armatures longitudinales :

D'après le RPA99 /ver 2003(Art.7.4.2.1 p 113)

- les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique I est limité par :
 - Leur pourcentage minimale sera de **70 %** (zone I) ;
 - Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement ;
 - Le diamètre minimum est de 12mm ;
 - La longueur minimale de recouvrement est de **40** (zone I) ;
 - La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zoneI) ;
 - Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

- **Le pourcentage minimal d'armatures sera 0,7%.b.h :**

Poteau (30 × 30): $A_{\min} = 0,007 \times 30 \times 30 = 6,30\text{cm}^2$

Poteau (35 × 35): $A_{\min} = 0,007 \times 35 \times 35 = 8,58\text{cm}^2$

Poteau (40 × 40): $A_{\min} = 0,007 \times 40 \times 40 = 11,2\text{cm}^2$

- **Leur pourcentage maximal en zone de recouvrement 6%.b.h :**

Poteau (30 × 30): $A_{\min} = 0,006 \times 30 \times 30 = 5,4\text{cm}^2$

Poteau (35 × 35): $A_{\min} = 0,006 \times 35 \times 35 = 7,35\text{cm}^2$

Poteau (40 × 40): $A_{\min} = 0,006 \times 40 \times 40 = 9,60\text{cm}^2$

- **Leur pourcentage maximal en zone de recouvrement 4%.b.h :**

Poteau (30 × 30): $A_{\min} = 0,004 \times 30 \times 30 = 3,6\text{cm}^2$

Poteau (35 × 35): $A_{\min} = 0,004 \times 35 \times 35 = 4,9\text{cm}^2$

Poteau (40 × 40): $A_{\min} = 0,004 \times 40 \times 40 = 6,4\text{cm}^2$

VI.3.2.3.2. Armatures transversales:

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{\sigma_1 f_e}$$

➤ **Le rôle des armatures transversales consiste à :**

Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

Positionner les armatures longitudinales.

➤ **Détermination de la zone nodale:**

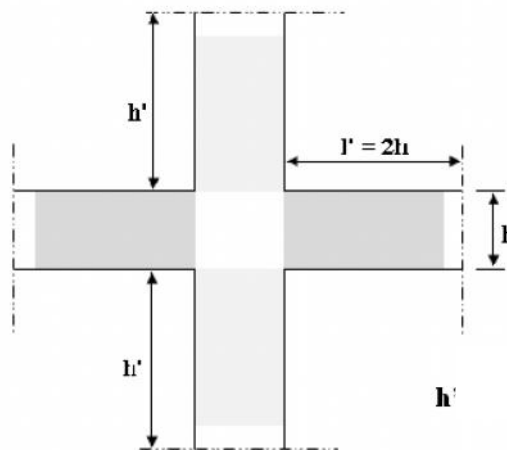


Figure 6.4. Zone nodale

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{l_e}{6}; b_1; \sigma_1; 60\right)$$

VI.3.2.4. Exemple du calcul :

Type I : poteaux 40x40

Les sollicitations internes des poteaux sont données par le logiciel **ROBOT2017**,

Les résultats obtenus donnés par le tableau suivant :

Combinaisons	ELU		0,8G±E		G+Q ±E		ELS	
	N _{max} (KN)	M _{core} (KN.m)	N _{min} (KN)	M _{core} (KN.m)	M _{max} (KN.m)	N _{core} (KN)	N _{max} (KN)	M _{core} (KN.m)
Poteau (40x40)	1664.25	5.19	301.4	14.87	73.56	212.97	1201.72	3.83

Tableau VI.7. Les sollicitations internes pour le poteau(40.40).

➤ **Etat Limite De Stabilité De Forme :**

Les sections soumises à des efforts normaux de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du **BAEL91** en adoptant une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$.

Avec :

e_1 : excentricité du premier ordre.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right)$$

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de structure.

$$e_2 = \frac{3.l_f^2}{10000h} (2 + \quad)$$

Avec :

L : longueur du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.

α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

$$= \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{Où} \quad = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}} \right)$$

Le coefficient est compris entre 0 et 1.

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi : N_u inchangé , $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$.

1. **ELU:**

$$\begin{cases} N_u = 1664.25 \text{ KN} \\ M_u = 5.19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✚ **L'excentricité :**

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{5,19}{1664,25} = 0,003\text{m}$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2\text{cm}, \frac{340}{250}\right)$$

$$e_a = \max(2\text{cm} ; 1,36) = 0,02\text{m}$$

$$= 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{5,19}{1,5 \times 3,83} \right)$$

$$= 0,97 \quad ; \quad w = 2$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \dots) = \frac{3 \times (0,7 \times 3,40)^2}{10000 \times 0,4} (2 + 0,97 \times 2)$$

$$e_2 = 0,02$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0,043 \text{ m}$$

🔲 **Calcul du coefficient de remplissage :**

$$\Psi_1 = \frac{Nu}{b \cdot h \cdot bc} = \frac{1664,25 \times 10^3}{400 \times 400 \times 14,17} = 0,734$$

Donc: $\Psi_1 \leq 0,81$

$$= f(\Psi_1)$$

🔲 **Calcul de l'excentricité critique relative :**

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \eta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\eta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,734}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,734})} = 0,10$$

$$e_{Nc} = \eta \times h = 0,10 \times 0,40 = 0,04 \text{ m}$$

$$e = 0,043 \text{ m} > e_{Nc} = 0,04 \text{ m} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

🔲 **Dimensionnement des sections partiellement comprimées :**

Calcul du Moment fictif :

$$\text{Avec : } M_{uf} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{uf} = 1664,25 \left(0,043 + 0,36 - \frac{0,4}{2} \right) = 337,84 \text{ KN.m}$$

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment fictif

$M_{uFictif}$

🔲 **Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

Calcul du moment réduit ultime :

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

$$\mu_{se} = \frac{f_e}{s E_s} = \frac{400}{1,15 \cdot 2 \cdot 10^5} = 1,739 \text{ ‰}$$

$$r_l = \frac{3,5}{3,5 + \mu_{se}} = 0,668$$

$$\mu_1 = 0,8 \cdot (1 - 0,4 \cdot r_l) = 0,392$$

Si $\mu_b < \mu_1 = 0,392$ la section est simplement armée.

Si $\mu_b > \mu_1 = 0,392$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_S et A_S' .

$$\mu = \frac{M_f}{b_c \times b \times d^2} = \frac{337,84 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,4 \times 0,36^2} = 0,459$$

$\mu > \mu_1 \Rightarrow$ Aciers comprimés $A_u' \neq 0$

$$M_{f1} = \mu_1 \cdot f_{bc} \cdot b \cdot d^2$$

$$M_{f1} = 0,392 \cdot 14,17 \cdot 0,4 \cdot 0,36^2 = 287,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{f2} = M_f - M_{f1}; M_{f2} = 337,84 - 287,95 = 49,89 \text{ KN.m}$$

$$r = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_1} \right) = 0,67$$

$$z = d(1 - 0,4r) = 0,26 \text{ m}$$

✚ Détermination des armatures:

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à la flexion simple de moment fictif $M_{u \text{ fictif}}$ et on obtient A_s et A_s' tel que:

La 1^{ère} section fictive:

$$A_s' = \frac{M_{f2}}{(d - d') \cdot z_s'}$$

$$A_s' = \frac{49,89}{(0,36 - 0,04) \cdot 0,348} = 3,99 \text{ cm}^2$$

La 2^{ème} section fictive:

$$f_{cs} = \frac{f_e}{s} = 384 \text{ Mpa}$$

$$A_{s, \text{fictif}} = \frac{M_{f1}}{z_s} + A_s'$$

$$A_{s, \text{fictif}} = \frac{287,95 \times 10^3}{0,26 \times 348} + 3,99 = 7,17 \text{ cm}^2$$

✚ La section d'acier tendu vaut :

$$A_s = A_{s, \text{fictif}} - \frac{N_u}{100 \cdot s}$$

$$A_s = 7,17 - \frac{1664,25 \times 10^3}{100 \times 348} = -40,65 \text{ cm}^2 < 0$$

2. E.L.A: 0,8G + Q

$$\begin{cases} M_{\max} = 14,87 \text{ KN.m} \\ N_{\text{corr}} = 310,4 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✚ L'excentricité :

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{14,87}{310,4} = 0,048 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right) = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{340}{250} \right)$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm}, 1,36) = 0,02 \text{ m}$$

$$= 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{5,19}{1,5 \times 3,83} \right)$$

$$= 0,97 \quad ; \quad w = 2$$

$$e_2 = \frac{3I_f^2}{10000h} (2 + \quad) = \frac{3 \times (0,7 \times 3,4)^2}{10000 \times 0,4} (2 + 0,97 \times 2)$$

$$e_2 = 0,0167$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0,085m$$

✚ **Calcul du coefficient de remplissage :**

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot b_c} = \frac{310,4 \times 10^3}{400 \times 400 \times 18,48} = 0,105$$

Donc: $\Psi_1 \leq 0,81$

$$= f(\Psi_1)$$

✚ **Calcul de l'excentricité critique relative :**

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \eta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\eta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,105}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,105})} = 0,163$$

$$e_{Nc} = \eta \times h = 0,163 \times 0,40 = 0,065$$

$$e = 0,085m > e_{Nc} = 0,065 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

✚ **Dimensionnement des sections partiellement comprimées :**

Calcul du moment fictif :

$$\text{Avec : } M_{uf} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{uf} = 310,4 \left(0,085 + 0,36 - \frac{0,40}{2} \right) = 76,05 \text{KN.m}$$

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment fictif

$M_{uFictif}$.

✚ **Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

Calcul du moment réduit ultime :

$$\mu = \frac{M_f}{b_c \times b \times d^2}$$

$$\mu_{se} = \frac{f_e}{s E_s} = \frac{400}{1,15 \cdot 2 \cdot 10^5} = 1,739 \text{‰}$$

$$r_l = \frac{3,5}{3,5 + \mu_{se}} = 0,668$$

$$\mu_1 = 0,8 \cdot (1 - 0,4 \cdot r_l) = 0,392$$

Si $\mu_b < \mu_1 = 0,392$ la section est simplement armée.

Si $\mu_b > \mu_1 = 0,392$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_s et A_s' .

$$\mu = \frac{M_f}{b_c \times b \times d^2} = \frac{76,05 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,40 \times 0,36^2} = 0,103$$

$$\mu < \mu_1 \Rightarrow \text{Aciers comprimés } A_u' = 0$$

$$r = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,136$$

$$s = 1 - 0,4r = 0,945$$

✚ Détermination des armatures:

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à la flexion simple de moment fictif $M_{u \text{ fictif}}$ et on obtient A_s et A_s' tel que:

La 1^{ère} section fictive:

$$A'_{s, \text{fictif}} = 0 \text{ cm}^2$$

La 2^{ème} section fictive:

$$f_{cs} = \frac{f_e}{s} = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_{s, \text{fictif}} = \frac{M_{uf}}{s \cdot d \cdot f_{cs}}$$

$$A_{s, \text{fictif}} = \frac{76,05 \times 10^3}{0,945 \times 36 \times 400} = 5,59 \text{ cm}^2$$

✚ La section réelle de l'acier comprimé est la section trouvée ci-dessus :

$$A'_s = A'_{s, \text{fictif}}$$

$$A'_s = A'_{s, \text{fictif}} = 0 \text{ cm}^2$$

✚ La section d'acier tendu vaut :

$$A_s = A_{s, \text{fictif}} - \frac{N_u}{100 \cdot f_{cs}}$$

$$A_s = 5,59 - \frac{310,4 \times 10^3}{100 \times 400} = -2,17 \text{ cm}^2 < 0$$

3. **E.L.A: G + Q ± E**

$$\begin{cases} M_{\max} = 73,56 \text{ KN.m} \\ N_{\text{cor}} = 212,97 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✚ L'excentricité :

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{73,56}{212,97} = 0,345 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{340}{250}\right)$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm}, 1,36) = 0,02 \text{ m}$$

$$= 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5 M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{5,19}{1,5 \times 3,83} \right)$$

$$= 0,97 \quad ; \quad w = 2$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \quad) = \frac{3 \times (0,7 \times 3,40)^2}{10000 \times 0,40} (2 + 0,97 \times 2)$$

$$e_2 = 0,0167$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0,382m$$

✚ **Calcul du coefficient de remplissage :**

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot \sigma_{bc}} = \frac{212,97 \times 10^3}{400 \times 400 \times 18,48} = 0,072$$

Donc: $\Psi_1 \leq 0,81$

$$= f(\Psi_1)$$

✚ **Calcul de l'excentricité critique relative :**

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \eta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\eta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,072}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,072})} = 0,164$$

$$e_{Nc} = \eta \times h = 0,164 \times 0,40 = 0,066$$

$$e = 0,382m > e_{Nc} = 0,066 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

✚ **Dimensionnement des sections partiellement comprimées :**

Calcul du moment fictif :

$$\text{Avec : } M_{uf} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{uf} = 212,97 \left(0,382 + 0,36 - \frac{0,40}{2} \right) = 115,43 \text{KN.m}$$

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment fictif

$M_{uFictif}$.

✚ **Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

Calcul du moment réduit ultime :

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$$

$$\mu_{se} = \frac{f_e}{\sigma_s E_s} = \frac{400}{1,15 \cdot 2 \cdot 10^5} = 1,739 \text{‰}$$

$$r_l = \frac{3,5}{3,5 + \mu_{se}} = 0,668$$

$$\mu_1 = 0,8 \cdot (1 - 0,4 \cdot r_l) = 0,392$$

Si $\mu_b < \mu_1 = 0,392$ la section est simplement armée.

Si $\mu_b > \mu_1 = 0,392$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_s et A'_s .

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{115,43 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,40 \times 0,36^2} = 0,157$$

$\mu < \mu_1 \Rightarrow$ Aciers comprimés $A'_u = 0$

$$\Rightarrow \gamma = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,215$$

$$s = 1 - 0,4\gamma = 0,914$$

🔧 Détermination des armatures:

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à la flexion simple de moment fictif M_u fictif et on obtient A_s et A'_s tel que:

La 1^{ère} section fictive:

$$A'_{s,\text{fictif}} = 0 \text{ cm}^2$$

La 2^{ème} section fictive:

$$A_{s,\text{fictif}} = \frac{M_{uf}}{s \cdot d} ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{s} = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_{s,\text{fictif}} = \frac{115,43 \times 10^3}{0,914 \times 36 \times 400} = 8,77 \text{ cm}^2$$

🔧 La section réelle de l'acier comprimé est la section trouvée ci-dessus :

$$A'_s = A'_{s,\text{fictif}}$$

$$A'_s = A'_{s,\text{fictif}} = 0 \text{ cm}^2$$

🔧 La section d'acier tendu vaut :

$$A_s = A_{s,\text{fictif}} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s}$$

$$A_s = 8,77 - \frac{212,97 \times 10^3}{100 \times 400} = 3,45 \text{ cm}^2$$

🔧 La règle du millième :

$A'_{s,\text{min}} = 4 \text{ cm}^2$ x périmètre de la section

$$A'_{s,\text{min}} = 4 \times [(0,40 + 0,40) \times 2] = 6,4 \text{ cm}^2$$

🔧 Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL.91 (art A.5.1)

Fissuration non préjudiciable

$$\bar{f}_u = \min \left(0,2 \frac{F_{c28}}{\chi_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$V_u = 48,16 \text{ KN}$$

$$\dagger_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{48,16 \cdot 10^3}{400 \times 360} = 0,33 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\dagger_u = 0,33 \text{ MPa} \leq \bar{f}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots cv$$

✚ Vérification au flambement :

$$\frac{L_f}{\square} \leq \max \left\{ 15; \frac{20e}{\square} \right\} = \max \left\{ 15; \frac{20 \times 0,382}{0,40} \right\} = 19,1$$

5,95 19,1

✚ Condition de non fragilité :

$$A_{s,\min} \geq \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s,\min} \geq \max \left\{ \frac{40 \times 40}{1000}; 0,23 \times 40 \times 36 \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{s,\min} \geq \max \{ 1,6 \text{cm}^2; 1,74 \text{m}^2 \}$$

$$A_{s,\min} \geq 1,74 \text{cm}^2$$

✚ Pourcentage minimal exigé par RPA : (zone I)

$$A_{\min} = 0,7\% \cdot (b \cdot h) = 0,007 \cdot 40 \cdot 40 = 11,2 \text{cm}^2$$

✚ Pourcentage maximal exigé par RPA : (zone I)

En zone courante :

$$A_s \leq A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h$$

$$A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{cm}^2$$

En zone de recouvrement :

$$A_s \leq A_{\max} = 6\% \cdot b \cdot h$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{cm}^2$$

Le diamètre minimum : $\phi_{\min} = 12 \text{mm}$.

$$A_s = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}^{\text{BAEL}}; A_{\min}^{\text{RPA}}) = 11,2 \text{cm}^2$$

On adopte : $4\text{HA}16 + 4\text{HA}14 = 14,20 \text{cm}^2$

VI.3.2.4.1. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ($N_{\text{ser}}; M_{\text{ser}}$). La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

Contraintes dans le béton : on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$b = 35 \text{cm}; \quad e = 15; \quad A' = 0, \quad A = 12,32 \text{cm}^2$$

$$e = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{3,83}{1201,72} = 0,0032 \text{m}$$

$$S = b \times h + 15A_{\text{totale}} \Rightarrow S = 40 \times 40 + 15 \times 12,32 = 1784,8 \text{cm}^2$$

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times \left(\frac{h}{2} - d' \right) - A_s \times \left(d - \frac{h}{2} \right)}{b \times h + 15(A_s + A'_s)} = -0,01$$

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

$$I = \frac{40 \times 40^3}{12} + 40 \times 40 \times (-0,01^2) + 15 \left[12,32 \left(36 - \frac{40}{2} + (-0,01) \right)^2 \right]$$

$$\Rightarrow I = 216289,83 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} (e - X_G) \left(\frac{H}{2} - X_G \right)}{I}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{1201,72}{1784,8} + \frac{1201,72(0,32 + 0,01) \left(\frac{40}{2} + 0,01 \right)}{216289,83} \Rightarrow \sigma_{sup} = 0,71 \text{MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} (e - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{1201,72}{1784,8} - \frac{1201,72(0,32 + 0,01) \left(\frac{40}{2} - 0,01 \right)}{216289,83} \Rightarrow \sigma_{inf} = 0,64 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sup} = 0,71 \text{MPa} < \sigma_{bc} = 15 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

VI.3.2.4.2. Calcul des armatures transversales :

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{V_u}{h_1 \cdot f_e} \dots \dots \dots \text{RPA.90 Version.2003 Article (7.4.2.2)}$$

V_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur total de la section brute.

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

a : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

t : espacement des armatures transversales dont la valeur maximale.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } g \geq 5 \Rightarrow \frac{A_{t,min}}{t \cdot b_1} = 0,3\% \\ \text{Si } g \leq 3 \Rightarrow \frac{A_{t,min}}{t \cdot b_1} = 0,8\% \\ \text{Si } 3 < g < 5 \Rightarrow \frac{A_{t,min}}{t \cdot b_1} = \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } g \geq 5 \Rightarrow a = 3,75 \\ \text{Si } g < 5 \Rightarrow a = 2,50 \end{array} \right.$$

g : est l'élanement géométrique du poteau

D'après le RPA99 Version 2003 L'Article (7.4.2.2).

$$g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

a x b : la section droite du poteau dans la direction de déformation

l_f : longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0,7 \times l_0 = 2,38\text{m}$$

$$g = \frac{L_f}{h} = \frac{238}{40} = 5,95 > 5$$

Donc :

$$g > 5 \Rightarrow a = 3,75$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

- D'après les règles RPA 99/V2003 : (zone I)

● **Zone nodale :**

$$t \leq \min(10w_t; 15\text{cm}) \text{ on prend } t = 10\text{cm}$$

● **Zone courante:**

$$t' \leq 15w_t \text{ en prend } t' = 15\text{cm}$$

Diamètre des armatures transversales (BAEL 91) :

$$t \geq \frac{L_{\max}}{3} = \frac{1,6}{3} = 0,53\text{cm}$$

Donc on prendra $t = 8\text{mm}$ avec une nuance d'acier FeE400

Détermination de la section des Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{V_u}{h_1 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e}$$

$$A_t = \frac{V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{3,75 \times 48,16 \times 10^3 \times 0,15}{0,40 \times 400} \times 10^{-2} = 1,69\text{cm}^2$$

Armatures transversales minimales :

$$g = \frac{L_f}{h} = \frac{238}{40} = 5,95 > 5$$

$$\text{On a : } \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} g \geq 5 \Rightarrow \frac{A_{t,\min}}{t \cdot b_1} = 0,3\% \Leftrightarrow A_{t,\min} = 0,3\% \cdot t \cdot b_1$$

$$A_{t,\min} = 0,3\% \cdot t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8\text{cm}^2$$

$$A_t = 1,69 > 1,8\text{cm}^2 > A_{t,\min} = 1,8\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_t$

➤ **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres :

$$L' = 2 \cdot h = 2 \times 60 = 120\text{cm}$$

h: hauteur de la poutre

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

$$h' = \text{max} \left(\frac{340}{6}; 40; 40; 60 \right) = 60\text{cm}$$

=> [7 (cadre + étrier) pour 0,60m]

➤ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r^{\min} = 40 \times L_{\max}$$

$$L_r^{\min} = 40 \times 1,4 = 60\text{cm}, \dots \text{Alors On adopte: } L_r = 56\text{cm}$$

$$L_r^{\min} = 40 \times 1,6 = 70\text{cm}, \dots \text{Alors On adopte: } L_r = 64\text{cm}$$

$$L_r^{\min} = 40 \times 2 = 80\text{cm}, \dots \text{Alors On adopte: } L_r = 80\text{cm}$$

VI.3.2.5.Ferraillage numérique des Poteaux: (flexion composé)

Section	cas	N (KN)	M (KN.m)	Situation	A _{cal} cm ²	SECTION	A _{RP A} ^{min} cm ²	Ferraillage longitudinal	
								Section cm ²	choix
30x30	I	355,51	37,02	DUR	7,90	SPC	6,30	9,05	8HA12
	II	321,15	62,72	ACC	8,79	SPC	6,30		
	III	269,91	51,04	ACC	8,54	SPC	6,30		
35x35	I	932,34	9,95	DUR	8,35	SPC	8,58	12,32	8HA14
	II	157,08	59,05	ACC	6,27	SPC	8,58		
	III	72,41	48,17	ACC	4,45	SPC	8,58		
40x40	I	1664,25	5,19	DUR	7,17	SPC	11,2	14,20	4HA16 + 4HA14
	II	310,4	14,87	ACC	5,59	SPC	11,2		
	III	212,97	73,56	ACC	8,77	SPC	11,2		

Tableau VI.8.Ferraillage des poteaux.

VI.3.2.6.Vérification vis -à vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}), la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus. $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{t28} = 15 \text{ Mpa}$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Section (cm ²)	N _{ser} (kn)	M _{ser} (kn.m)	inf (MPa)	sup (MPa)	— bc (MPa)	Verification
30x30	208,91	27,62	-0,14	3,12	15	OK
35x35	363,32	30,68	0,90	4,51	15	OK
40x40	1201,72	3,83	0,64	0,71	15	OK

Tableau VI.9.Vérification des contraintes à l'ELS.

VI.3.2.7.Les armatures transversales :

Les résultats de ferrailage transversal sont regroupés dans le tableau suivant :

Section	$\frac{r_c}{T} \frac{u.m_i}{z_s}$ kn	—	g	a	A _{t,cal}	A _{adop}	t(cm)	t'(cm)	A _t	
30x30	32,50	0,39	3,33	7,14	3,75	2,27	2,51	10	15	8
35x35	39,47	0,40	3,33	6,12	3,75	2,01	2,51	10	15	8
40x40	48,16	0,33	3,33	5,95	3,75	1,8	2,51	10	15	8

Tableau VI.10.Ferrailage des armatures transversales.

VI.3.2.8.Schéma de ferrailage :

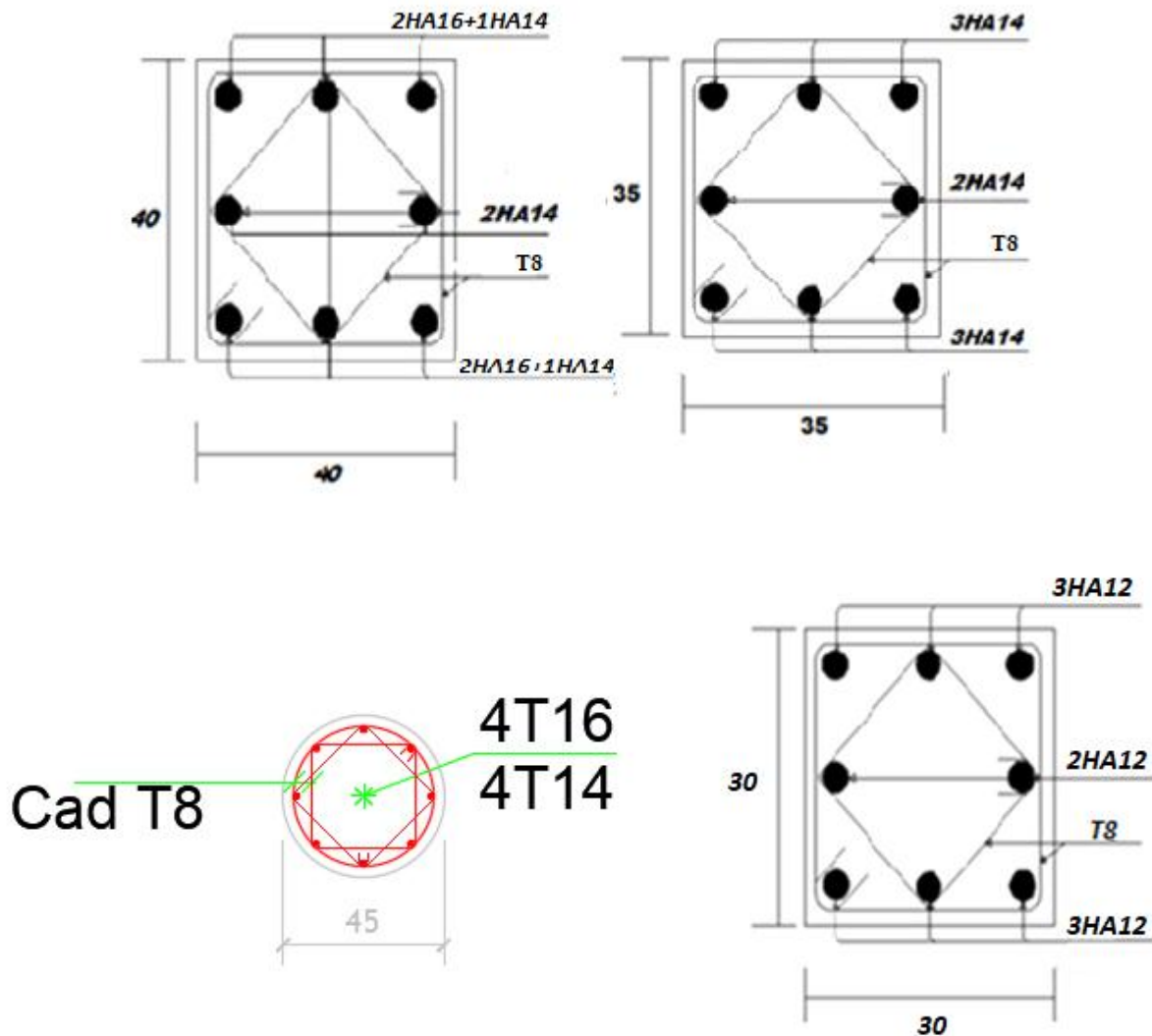


Figure 6.5.Schéma de ferrailage des poteaux.

VI.4.Etude des voiles :

VI.4.1.Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

VI.4.2.Ferrailage des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant, efforts tranchants et l'effort normal. La disposition des

voiles sera déterminée selon les efforts engendrés et leur ferrailage sera mené de la manière suivante :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

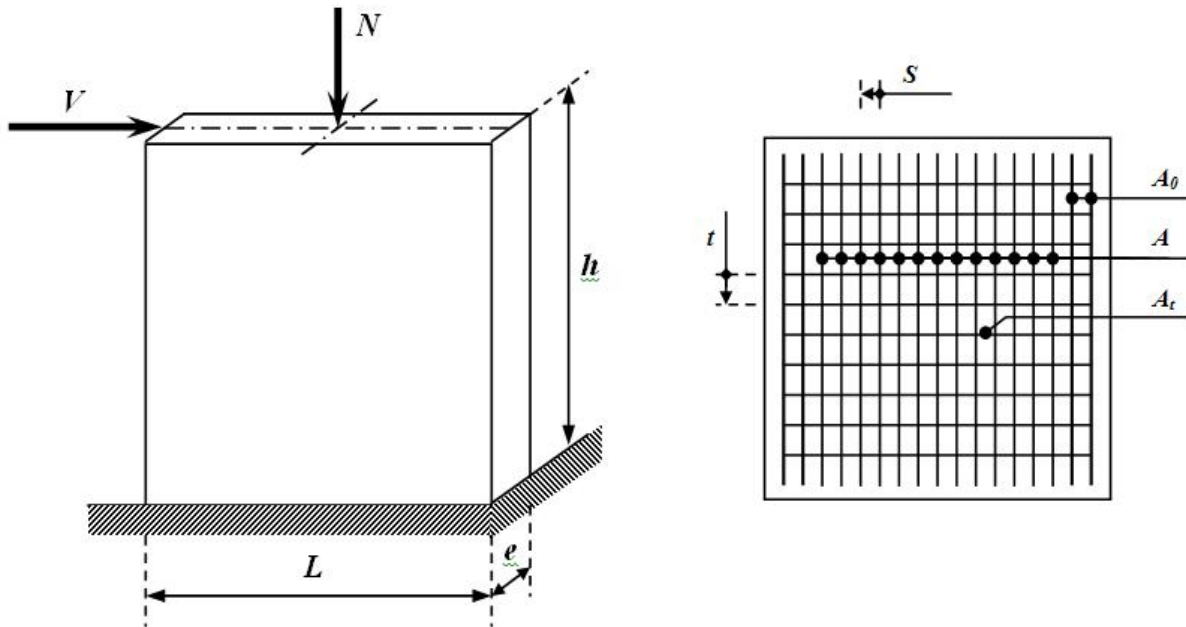


Figure 6.6. Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

VI.4.3. Prescription imposées par l'RPA99/2003 :

Selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/2003) Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes :

- $0.8G \pm E$: pour le ferrailage à la flexion
- $EG + Q \pm 1.2$: pour la vérification de la résistance du béton à la compression.

VI.4.4. Ferrailage vertical :

Le

ferrailage vertical sera disposé de tel sorte qu'il prendra les contraintes de flexion composée :

➤ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être reprise en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 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.

➤ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm ($S_t = 15\text{cm}$).

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

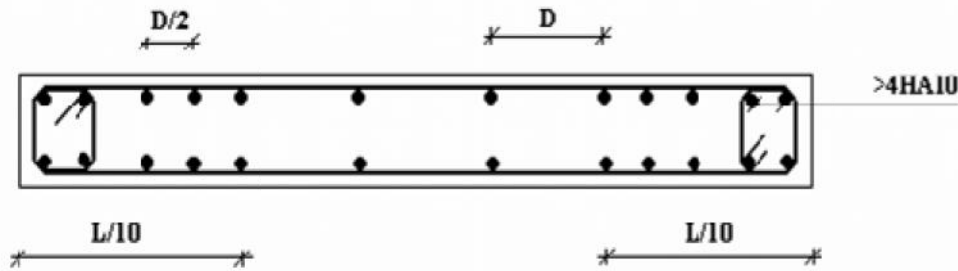


Figure 6.7. section transversale de voile.

VI.4.5. Ferrailage horizontal :

Les armatures horizontales sont disposées selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendré par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochets à 135° ayant une largeur de 10ϕ .

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.

VI.4.5.1. Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales, est donné comme suit :
Globalement dans la section du voile 0.15%

En zone courante 0.10%

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes (**Art 7.7.4.2 RPA/Version2003**):

$$S \leq 1,5e$$

e: épaisseur du voile

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

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

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

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
- 20ϕ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

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.

VI.4.6. Ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bondes verticales dont le largeur d est déterminée à partir de :

$$d \geq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L'}{3} \right) \text{ Art 7.7.4 RPA 99 (version 2003)}$$

L' : est la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

VI.4.7. Etudes des sections :

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possibles :

A. Section partiellement comprimée : (SPC)

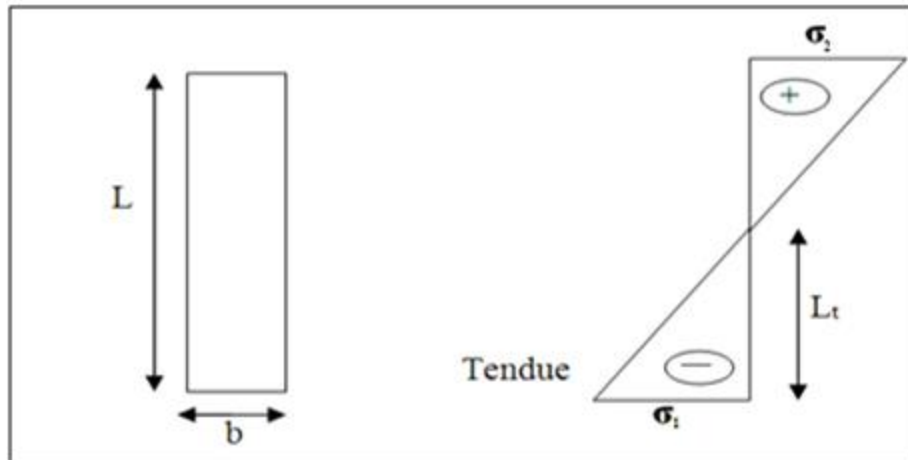


Figure 6.8. Section partiellement comprimée.

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

S : surface.

I : moment d'inertie.

N : effort normal.

M : moment de flexion.

v : La position de l'axe neutre.

Si : $M > 0 \sigma_1 < 0$ et $\sigma_2 > 0$

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer « L_t » en utilisant les triangles semblables :

$$\text{tg} = \frac{1}{L_t} = \frac{2}{(L - L_t)} \Rightarrow L_t = \frac{L \cdot \sigma_1}{(\sigma_1 + \sigma_2)}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donnée par :

$$T = 0,5 \cdot \sigma_1 \cdot L_t \cdot b$$

La section d'armatures nécessaires est donnée par :

$$A_{\text{cal}} = \frac{T \cdot X_s}{f_e}$$

Si : $M > 0 \sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 < 0$

$$\text{tg} = \frac{2}{L_t} = \frac{\sigma_1}{(L - L_t)} \Rightarrow L_t = \frac{L \cdot \sigma_2}{(\sigma_1 + \sigma_2)}$$

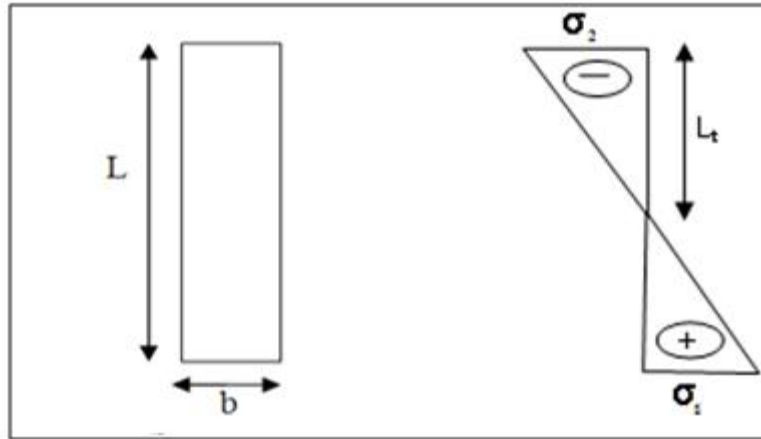


Figure 6.9. Section partiellement comprimée.

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = 0,5 \cdot \sigma_1 \cdot L_t \cdot b$$

La section d'armatures nécessaires est donnée par :

$$A_{cal} = \frac{T \cdot X_s}{f_e}$$

B. Section entièrement comprimée : (S E C)

Dans ce cas on a deux contraintes de compression ($\sigma_1; \sigma_2$) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la quantité d'armatures nécessaire est exigée par l' RPA 99/V2003 (comme section minimale)

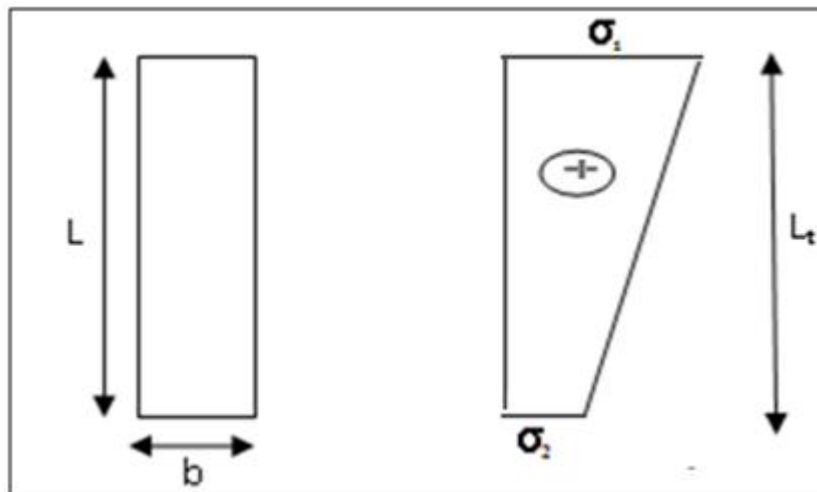


Figure 6.10. Section entièrement comprimée.

C. Section entièrement tendue : (S E T)

Dans ce cas on a deux contraintes de traction ($\sigma_1; \sigma_2$) la longueur tendue est égale à :

$$\ll L \gg \quad L = L_t$$

L'effort de traction est donnée par :

$$T = \frac{(3 \sigma_2 + \sigma_1)}{2} \cdot L \cdot b$$

La section d'armature nécessaire est donnée par la formule suivante :

$$A_{cal} = \frac{T \cdot X_s}{f_e}$$

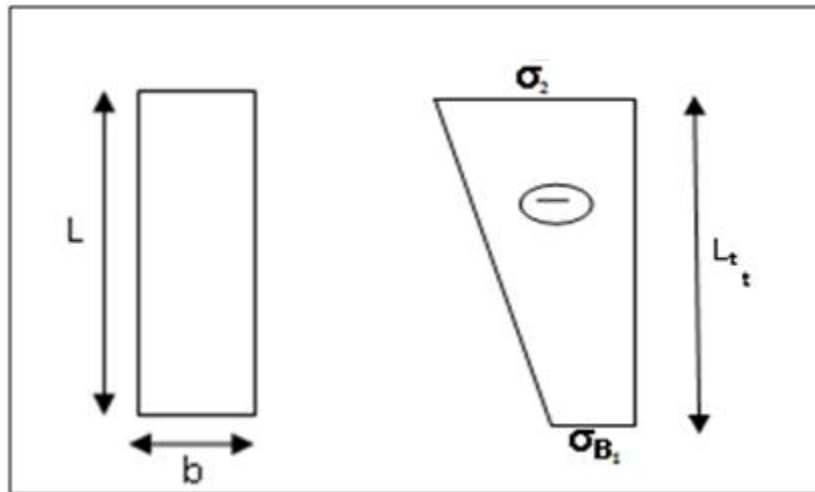


Figure 6.11. Section entièrement tendue.

VI.4.8. Calcul de ferrailage voiles pleins :**VI.4.8.1. Calcul de ferrailage vertical :**

Le calcul se fera en deux zones (courantes et d'about) pour toute la longueur du voile:

$A_{\min} = 0.15 \% b.L$ globalement dans la section du voile.

$A_{\min} = 0.10 \% b.L$ dans la zone courante.

Espacement des armatures verticales :

A chaque extrémité de voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile ; cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm.

➤ **Exemple de calcul :****Voile V1:**

$L = 4,4\text{m}$; $b = 0,15\text{m}$; $v = 2,2\text{m}$.

$A = 0,66\text{m}^2$

$I = (b \cdot L^3) / 12 = 1,065\text{m}^4$

$M_{z,\max} = 1260,66\text{KN} \cdot \text{m}$.

$N_{\text{cor}} = 522\text{KN}$.

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli :

$$\sigma_1 \approx \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \cdot v = \frac{522}{0,66} + \frac{1260,66}{1,065} \cdot 2,2$$

$$\sigma_1 \approx 3395,09\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 \approx \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \cdot v = \frac{522}{0,66} - \frac{1260,66}{1,065} \cdot 2,2$$

$$\sigma_2 \approx -1813,27\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_1 \approx +3,395\text{MPa}$$

$$\sigma_2 \approx -1,813\text{MPa} \Rightarrow (\text{section partiellement comprimée})$$

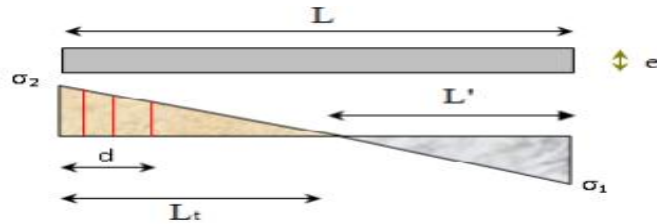


Figure 6.12.Section partiellement comprimée

$$L' = L \cdot \frac{\sigma_1}{(\sigma_1 + \sigma_2)} = 2,868m$$

$$L_t = L - L' = 3,55 - 1,64 = 1,54m$$

$$d \geq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L'}{3}\right) = \min\left(\frac{3,4}{2}; \frac{5,74}{3}\right) = 1,7m$$

L'effort de traction est donnée par :

$$T = 0,5 \cdot \sigma_1 \cdot L_t \cdot b = 0,5 \cdot 1813,27 \cdot 1,54 \cdot 0,15 = 209,43kN$$

La section d'armatures nécessaires est donnée par :

$$A_{cal} = \frac{T \cdot \eta_s}{f_e} = \frac{209,43 \cdot 1}{400} = 5,24 \text{ cm}^2.$$

$$A_{cal}(\text{ml/Face}) = \frac{A_{cal}}{2 \cdot L_t} = \frac{5,24}{2 \cdot 1,54} = 1,7 \text{ cm}^2/\text{ml/Face}$$

$$A_{RPA} = 0,2\% \cdot b \cdot L_t = 0,002 \cdot 15 \cdot 1,54 = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA}(\text{ml/Face}) = \frac{A_{RPA}}{2 \cdot L_t} = \frac{4,62}{2 \cdot 1,54} = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml/Face}$$

➤ **Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit:**

(RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{Min} = 0,15\% \cdot b \cdot L = 0,0015 \cdot 15 \cdot 4,40 = 9,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{Min}(\text{ml/Face}) = \frac{A_{Min}}{2 \cdot L} = \frac{9,9}{2 \cdot 4,4} = 1,125 \text{ cm}^2/\text{ml/Face}$$

Donc :

$$A_{SV}(\text{ml/Face}) = \text{Max}(A_{cal}; A_{RPA}; A_{Min}) = 9,9 \text{ cm}^2.$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile à cause de la symétrie ;

$$A_s = 2 \cdot 9,9 \cdot (4,4/2) = 43,56 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

soit **14HA 16**($A_s=28,15 \text{ cm}^2$).

En zone d'about :

soit. **4HA 16**($A_s=8,04 \text{ cm}^2$).

➤ **L'espacement :**

En zone courante: $St \leq \min(1,5e; 30\text{cm}) = 22,5 \text{ cm}$

On prend : $St = 20 \text{ cm}$.

En zone d'about: $St = St/2 = 20/2 = 10 \text{ cm}$

On prend : $St = 10 \text{ cm}$.

$$A_{V \text{ adopté}} = 8,04 + 28,15 + 8,04 = 44,23 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont résumés dans les deux tableaux suivants.

Epaisseur	20(cm)				
Voile	V1	V2	V3	V4	V5
L (m)	4,4	3,7	1,24	1,65	3,70
N (KN)	522	773,06	275,46	386,03	852,99
M _z (KN.m)	1260,66	604,93	44,42	127,05	732,59
σ ₁ (MPa)	3,395	3,16	2,628	7,18	3,678
σ ₂ (MPa)	-1,813	-0,375	-0,333	-0,309	-0,604
Nature	SPC	SPC	SEC	SPC	SPC
L _t (m)	1,54	0,4	1,24	0,86	0,52
A _{cal} (cm ²)	5,24	0,35	8,44	0,5	0,59
A _{RPA} (cm ²)	4,62	1,2	3,72	2,58	1,56
A _{min} (cm ²)	9,9	8,32	2,79	3,71	8,32
A _v (cm ²)	44,23	11	11	9,43	11
S _t (about) cm	10	10	10	10	10
S _t (courante) cm	20	20	20	20	20
Armatures D'about (cm ²)	4HA16 8,04cm²	3HA10 2,36cm²	3HA10 2,36cm²	3HA10 2,36cm²	3HA10 2,36cm²
Armatures Courantes (cm ²)	14HA16 28,15cm²	8HA10 6,28cm²	8HA10 6,28cm²	6HA10 4,71cm²	8HA10 6,28cm²
Voile	V6	V7	V8	V9	V10
L (m)	3,10	1,90	3,5	2,00	1,00
N (KN)	614,64	621,07	961,62	373,62	94,45
M _z (KN.m)	504,47	200,56	686,80	205,72	32,85
σ ₁ (MPa)	3,435	4,395	4,074	3,303	1,944
σ ₂ (MPa)	-0,791	-0,036	-0,411	0,812	0,684
Nature	SPC	SPC	SPC	SPC	SEC
L _t (m)	0,58	0,96	1,91	0,4	0,26
A _{cal} (cm ²)	0,86	0,07	1,47	0,61	0,34
A _{RPA} (cm ²)	1,74	2,88	5,73	1,2	0,78
A _{min} (cm ²)	6,97	4,28	7,88	4,5	2,25
A _v (cm ²)	11	9,43	11	9,43	7,86
S _t (about) cm	10	10	10	10	10
S _t (courante) cm	20	20	20	20	20
Armatures D'about (cm ²)	3HA10 2,36cm²	3HA10 2,36cm²	3HA10 2,36cm²	3HA10 2,36cm²	3HA10 2,36cm²
Armatures Courantes (cm ²)	8HA10 6,28cm²	6HA10 4,71cm²	8HA10 6,28cm²	6HA10 4,71cm²	4HA10 3,14cm²

Tableau VI.11.Ferrailages des voiles.

VI.4.8.2. Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :**➤ Vérification des voiles à l'effort tranchant :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (**Art 7.2.2 RPA 99**).

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = 1,4 \cdot \frac{T_{\text{cal}}}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

T : l'effort tranchant à la base du voile. T=426,9 KN.

b₀: épaisseur de voile.

d : hauteur utile d=0,9.h.

h : hauteur totale de la section brute.

$$\tau_u = 1,4 \cdot \frac{426,9 \cdot 10^3}{150,0 \cdot 9,4400} = 1,01 \text{MPa}$$

La contrainte limite est :

$$= 0,2 \cdot f_{c28} = 0,2 \cdot 25 = 5 \text{MPa} (\text{l'article 7.7.2 RPA99/version 2003}).$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$= 1,01 \text{MPa} < 5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

D'après le BAEL :

$$\frac{A_{\text{BAEL}}}{S_t} = \frac{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij} \cdot K) \cdot b}{0,9 \cdot \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$$

k = 0 (pour prendre en compte la reprise de bétonnage) = 90°, S_t (1,5e, 30cm)=20cm.

$$A_{\text{BAEL}} = \frac{(\tau_u \cdot S_t) \cdot b}{0,9 \cdot \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{1,01 \cdot 20 \cdot 15}{0,9 \cdot \frac{400}{1,15}} = 1,00 \text{cm}^2 \Rightarrow A_t = 1,00 \text{cm}^2$$

Section minimale:

D'autre part le RPA99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

$$\text{➤ pour } : \ddagger \leq 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{MPa} \Rightarrow A_{\text{RPA}} = 0,0015 \cdot b \cdot L$$

$$\text{➤ pour } : \ddagger > 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{MPa} \Rightarrow A_{\text{RPA}} = 0,0025 \cdot b \cdot L$$

Donc :

$$\tau_u = 1,01 \text{MPa} > 0,625 \text{MPa.}$$

$$A_{\text{RPA}} = 0,0025 \cdot b \cdot L = 0,0025 \cdot 15 \cdot 440 = 16,5 \text{cm}^2.$$

Alors :

$$A_t = \max (16,5 \text{cm}^2 ; 1,00 \text{cm}^2) = 16,5 \text{cm}^2.$$

$$A_t (\text{ml/face}) = 16,5 / (2 \times 4,40) = 1,88 \text{cm}^2 / \text{ml/face.}$$

$$\text{Soit : } A_{\text{adopté}} (\text{ml/face}) = 4T12 = 4,52 \text{cm}^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

VOILE	V1	V2	V3	V4	V5
L (m)	4,40	2,20	1,24	1,65	1,20
T (KN)	426,9	264,58	62,51	63,18	341,71
$\frac{T}{A_{BAEL}} (Pa)$	1,01	0,74	4,22	3,97	1,14
$A_{BAEL} (cm^2)$	1,00	0,71	4,04	3,8	1,09
$A_{RPA} (cm^2)$	16,5	13,87	4,65	6,18	13,87
$A_t (cm^2/ml/face)$	1,88	1,88	1,88	1,88	1,88
$b_0 (cm)$	15	15	15	15	15
$S_t (cm)$	20	20	20	20	20
$A_{adopté} (cm^2/ml/face)$	4HA12 4,52cm²	4HA12 4,52cm²	4HA12 4,52cm²	4HA12 4,52cm²	4HA12 4,52cm²

Voile	V6	V7	V8	V9	V10
L (m)	3,10	1,90	3,5	2,00	1,00
T (KN)	203,30	84,60	242,19	171,17	57,43
$\frac{T}{A_{BAEL}} (Pa)$	0,68	0,46	0,72	0,89	0,59
$A_{BAEL} (cm^2)$	0,65	0,44	0,69	0,85	0,56
$A_{RPA} (cm^2)$	11,62	4,27	13,12	7,5	2,25
$A_t (cm^2/ml/face)$	1,88	1,88	1,88	1,88	1,88
$b_0 (cm)$	15	15	15	15	15
$S_t (cm)$	20	20	20	20	20
$A_{adopté} (cm^2/ml/face)$	4HA12 4,52cm²	4HA12 4,52cm²	4HA12 4,52cm²	4HA12 4,52cm²	4HA12 4,52cm²

Tableau VI.12. Résultats de ferrailage horizontal.

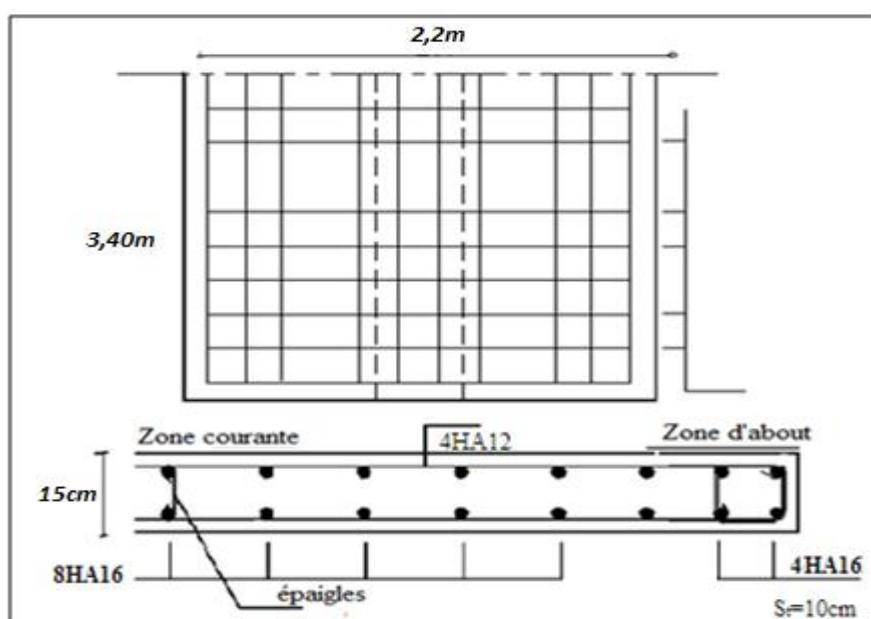


Figure 6.13. Schéma de ferrailage de voile V1.

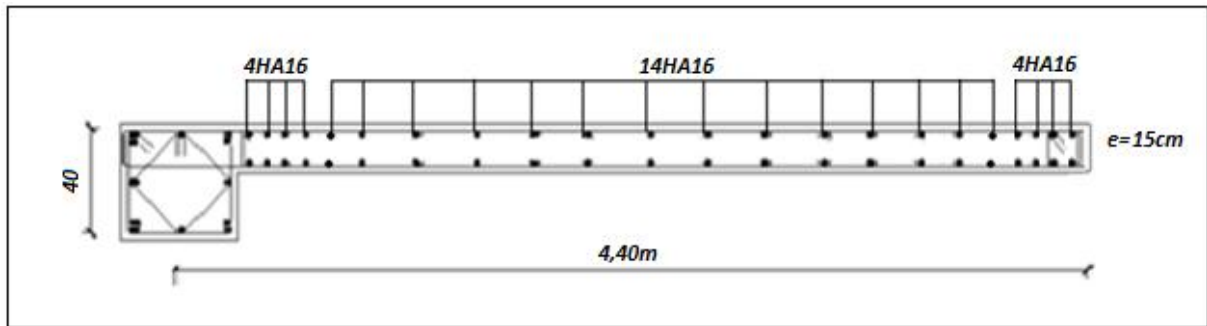


Figure 6.14. Schéma de ferrailage longitudinal de l'ensemble Poteau (RDC) et voile V1.

Chapitre VII :**ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE****VII.1.Introduction :**

On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Le choix et le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VII.2.Choix du type de fondations :

La méthodologie utilisée pour la présente étude est celle basée sur l'ordre privilégié suivant :

- Semelles (isolées et filantes) ;
- Radier général ;
- Fondation profonde (Pieux).

Pour le cas des semelles ; lorsque la surface occupée par celles-ci dépasse 50% de la superficie totale du bâtiment, il y'aura un risque inévitable de chevauchement des semelles, et donc nous passerons au choix suivant (radier).

VII.2.1.Combinaisons des charges :

Selon le **RPA99 version 2003** et **BAEL 91**, les combinaisons de charges qu'il faut considérer pour le dimensionnement des fondations sont :

- **BAEL 91 :**

$$\begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \end{cases}$$

- **RPA2003 :**

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8. G + Q \pm E \end{cases}$$

VII.2.2.Reconnaissance des lieux et du sol:

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondant à :

- La contrainte du sol : $\sigma_{sol} = 2,4 \text{ bar} = 240\text{KN/m}^2$.
- Profondeur d'ancrage : $D = 2,0\text{m}$.

VII.2.3.Choix de type de fondation:

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes, pour cela nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} N_{ser}^{max} = 37410,24\text{KN} \\ \sigma_{sol} = 240\text{KN/m}^2 \end{cases}$$

La surface totale des semelles est donné par :

$$S_s = \frac{71867,69}{250} = 287,47\text{m}^2$$

Ss : Surface totale (nécessaire) des semelles = 287,47 m²

Sb : Surface total du bâtiment Sb= 654,14m²

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{287,47}{654,14} = 0,44 < 50\%$$

On a choisis comme système de fondations :

- Semelles isolées ;
- Semelles filantes.

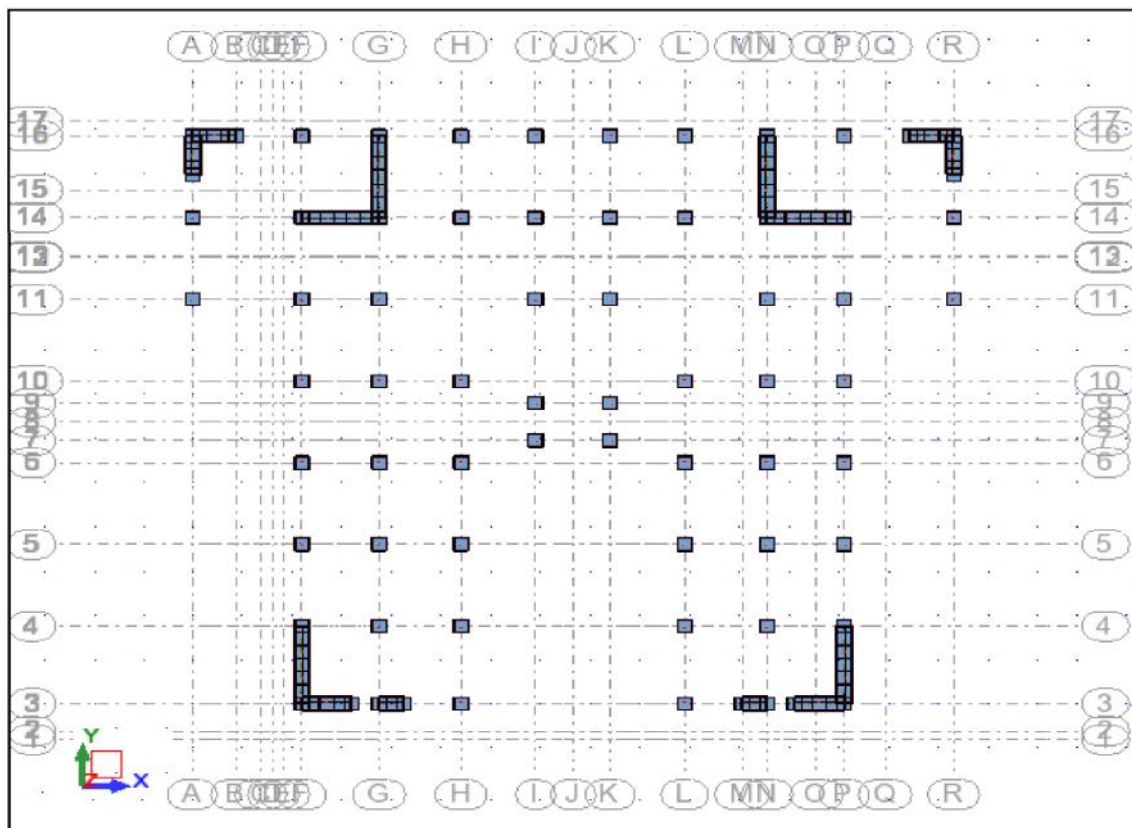


Figure 7.1.Schéma de l'infrastructure.

VII.3. Calcul des semelles :**VII.3.1. Calcul de la semelle isolée:****a) calcul de la Semelle sous poteau central (D3):**

- Condition d'homogénéité :

a = 40 cm, b = 40 cm, profondeur = 2m

A/B=a/b=1

On a :

Combinaisons	Effort N (KN)	Moment M_x (KN.m)	Moment M_y (KN.m)
1,35G+1,5Q	1587,79	0,02	66,02
G+Q	1146,99	0,02	47,94
G+Q ±E	1190,32	0,07	61,52
0,8G±E	751,07	0,06	44,97

Tableau VII.1. Sollicitations des semelles isolées sous poteau central.**le pré-dimensionnement :****L'ELS :**

$$\sigma_{sol} < \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{N_s}{A \times B}$$

$$A \times B = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_s}$$

$$B \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol} \times 1}} \Rightarrow B \sqrt{\frac{1146,99}{250 \times 1}}$$

B 2,14m

A=B ⇒ A 2,14m

L'état accidentelle :

$$\sigma_{sol} < \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{N_{acc}}{A \times B}$$

$$A \times B = \frac{N_{acc}}{\bar{\sigma}_s}$$

$$B \sqrt{\frac{N_{acc}}{\sigma_{sol} \times 1}} \Rightarrow B \sqrt{\frac{1190,32}{250 \times 1}}$$

B 2,18m

A=B ⇒ A 2,18m

Donc finalement on choisit une semelle de **(2,40m×2,40m)**.**Détermination de "d" et "ht" :**D'après la condition de rigidité (**méthode des bielles**)

$$A - a \leq d \leq \frac{B - b}{4} \Rightarrow 2,40 - 0,4 \leq d \leq \frac{2,40 - 0,4}{4}$$

On adopte : $d=60\text{cm}$

D'où : $h=d+5\text{ cm}$ $h=65\text{cm}$

Vérification des conditions de stabilité :

Selon le (RPA 99/ver2003 Art 10.1.5 P100), on a : $(0,8G \pm E)$

$$e_{0ax} = \frac{M_{ax}}{N_a} = \frac{0,06}{751,07} = 0,00008\text{m} < \frac{A}{4} = 0,6 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$e_{0ay} = \frac{M_{ay}}{N_a} = \frac{44,97}{751,07} = 0,06\text{m} < \frac{A}{4} = 0,6 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Selon le BAEL 91, on a : $(G+Q)$

$$e_{0sx} = \frac{M_{sx}}{N_s} = \frac{0,07}{1190,32} = 0,00006\text{m} < \frac{A}{6} = 0,4 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$e_{0sy} = \frac{M_{sy}}{N_s} = \frac{61,52}{1190,32} = 0,05\text{m} < \frac{A}{6} = 0,4 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Vérification des conditions de rigidité :

$$\sigma_{Mx} = \left(1 + \frac{6 \cdot e_0}{B}\right) \cdot \frac{N_s}{A \cdot B} = \left(1 + \frac{6 \times 0,00008}{2,4}\right) \cdot \frac{1146,99}{2,4 \times 2,4} = 199,17$$

$$\sigma_{mx} = \left(1 - \frac{6 \cdot e_0}{B}\right) \cdot \frac{N_s}{A \cdot B} = \left(1 - \frac{6 \times 0,00008}{2,4}\right) \cdot \frac{1146,99}{2,4 \times 2,4} = 199,09$$

$$\sigma_{My} = \left(1 + \frac{6 \cdot e_0}{B}\right) \cdot \frac{N_s}{A \cdot B} = \left(1 + \frac{6 \times 0,06}{2,4}\right) \cdot \frac{1146,99}{2,4 \times 2,4} = 229$$

$$\sigma_{my} = \left(1 - \frac{6 \cdot e_0}{B}\right) \cdot \frac{N_s}{A \cdot B} = \left(1 - \frac{6 \times 0,06}{2,4}\right) \cdot \frac{1146,99}{2,4 \times 2,4} = 169,26$$

$$\sigma_{moyx} = \frac{\sigma_{mx} + 3\sigma_{Mx}}{4} = 199,15\text{KN/cm}^2 \leq 250\text{KN/cm}^2 \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{moyy} = \frac{\sigma_{my} + 3\sigma_{My}}{4} = 214,06\text{KN/cm}^2 \leq 250\text{KN/cm}^2 \dots \dots \text{CV}$$

Calcul du ferrailage :

– Poids propre de la semelle :

$$P_s = \gamma \times B \times A \times \square$$

$$P_{suml} = 25 \times 2,4 \times 2,4 \times 0,65$$

$$P_{suml} = 93,6\text{KN}$$

– Poids de remblai :

$$P_r = 18 \times (2,4 \times 2,4 - 0,4 \times 0,6)(2 - 0,65)$$

$$P_r = 134,14$$

$$N_{ts} = N_s + P_s + P_r$$

$$N_{ts} = 1146,99 + 93,6 + 134,14 = 1374,73\text{ KN}$$

$$N_{tu} = N_u + 1,35(P_s + P_r)$$

$$N_{tu} = 1587,79 + 1,35(93,6 + 134,14) = 1895,24\text{KN}$$

Le ferrailage se calcule avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout au long de la semelle.

Sens X-X :

$$y = 1,6 \quad ; f_{t28} = 2, Mpa \quad ; \tau_s = 348 Mpa$$

$$N_u' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_u = 1587,95 \text{ KN}$$

$$A_{xst} = \frac{N_u'(A - a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{1587,95 \times 10^3 (2400 - 400)}{8 \times 600 \times 348} = 19,01 \text{ cm}^2$$

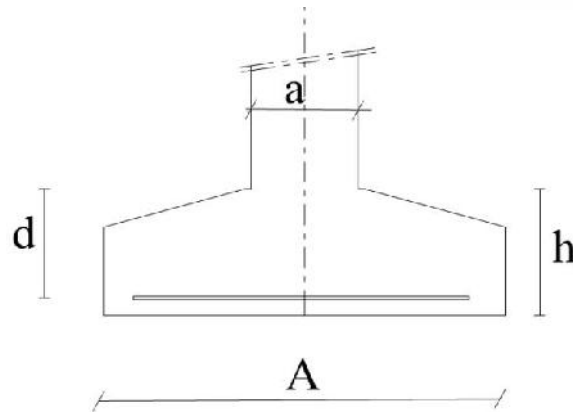


Figure 7.2. Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens x-x.

Sens Y-Y :

$$y = 1,6 \quad ; f_{t28} = 2, Mpa \quad ; \tau_s = 348 Mpa$$

$$N_u' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_u = 1706,87 \text{ KN}$$

$$A_{yst} = \frac{N_u'(A - a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{1706,87 \times 10^3 (2400 - 400)}{8 \times 600 \times 348} = 20,43 \text{ cm}^2$$

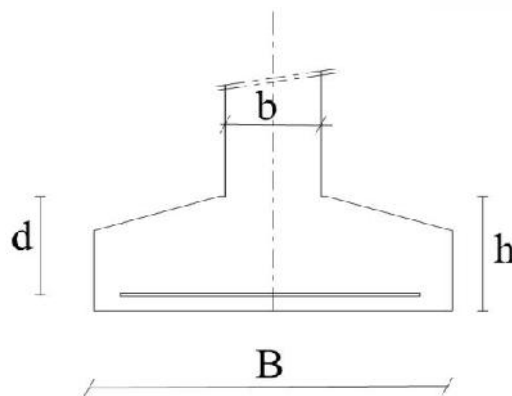


Figure 7.3. Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens y-y.

Condition de non fragilité:

Sens X-X :

$$A_{min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 17,38 \text{ cm}^2$$

$$A = \max\{A_{min}; A_u\} = 19,01 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 10HA16 = 20,11 \text{ cm}^2$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20\text{cm} \leq (3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

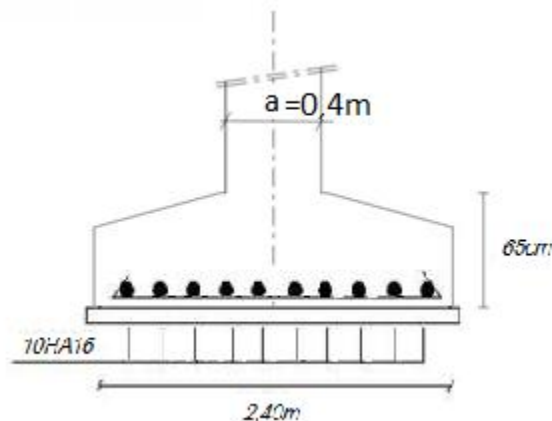


Figure 7.4.Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens x-x.

Sens Y-Y :

$$A_{min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 17,38\text{cm}^2$$

$$A = \max\{A_{min}; A_u\} = 21,67\text{cm}^2$$

On adopte : $A_s = 11\text{HA16} = 22,12\text{cm}^2$

Soit : $S_t = 20\text{cm}$.

Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20\text{cm} \leq (3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

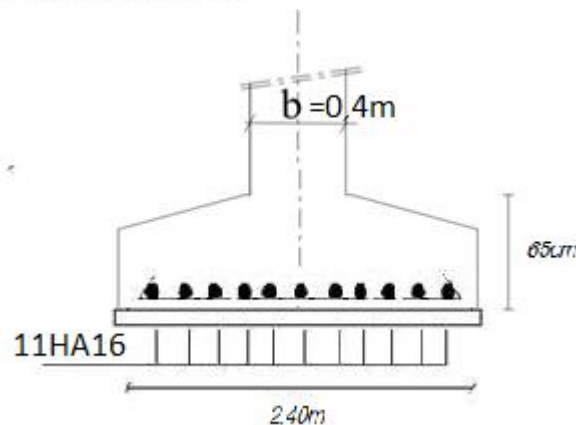


Figure 7.5.Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens y-y.

Vérification au non - poinçonnement :

Selon (BAEL 91 Art A.5.2.4.2 P43), la condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$N_u \leq N_u^- = 0.045 \cdot P_C \cdot h \cdot f_{c28} / \chi b$$

Avec : $h=0,65\text{m}$

Le périmètre utile :

$$P_C = [(a+h+b+h) \times 2] = 4,2\text{m}$$

$$N_u \leq N_u^- = 0.045 \cdot P_C \cdot h \cdot f_{c28} / \chi b = 2792\text{KN}$$

$$N_u = N_{u0} \times \left(1 - \frac{S_0}{S_t}\right)$$

N_{u0} : Effort maximal tiré sur la semelle.

$$S_0 = (a + h) \times (b + h) = 1,103$$

$$S_t = A \times B = 5,76m^2$$

$$N_u = 2257,35KN$$

$$N_u = 2257,35KN < 2792,01KN \dots\dots\dots CV$$

L'encrage des barres :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad (\text{BAEL91 ; Art : A.6.1.221, P52})$$

Avec :

L_s : Longueur de scellement ;

α_s : coefficient de scellement égale à 1.5 « pour les armatures haute adhérence » ;

τ_{su} : contrainte d'adhérence. ;

ϕ : diamètre d'armature.

D'où

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \alpha_s \cdot f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,825Mpa$$

Donc :

$$L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,825} = 56,64cm$$

Alors :

$\frac{B}{8} \leq L_s < \frac{B}{4}$ tous les barres doivent être prolongées jusqu' aux extrémités de la semelle, mais ne peuvent pas comporter les crochets.

b) Semelle sous poteau de rive (B8):

- **Condition d'homogénéité :**

a = 40 cm, b = 40 cm, profondeur = 2m

$$A/B=a/b=1$$

On a :

Combinaisons	Effort N (KN)	Moment M_x (KN.m)	Moment M_y (KN.m)
1,35G+1,5Q	475,79	0,31	5,36
G+Q	347,36	0,22	3,9
G+Q ±E	493,15	0,34	10,85
0,8G±E	387,11	0,24	9,93

Tableau VII.2.Sollicitations des semelles isolées sous poteau de rive.

le pré-dimensionnement :

L'ELS :

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{N_s}{A \times B}$$

$$A \times B = \frac{N_s}{\sigma_s}$$

$$B \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol} \times 1}} \Rightarrow B \sqrt{\frac{347,36}{250 \times 1}}$$

B 1,38m

A=B ⇒ A 1,38m

L'état accidentelle :

$$\sigma_{sol} < \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{N_{acc}}{A \times B}$$

$$A \times B = \frac{N_{acc}}{\bar{\sigma}_s}$$

$$B \sqrt{\frac{N_{acc}}{\sigma_{sol} \times 1}} \Rightarrow B \sqrt{\frac{493,15}{250 \times 1}}$$

B 1,97m

A=B ⇒ A 1,97m

Donc finalement on choisit une semelle de **(2,20m×2,20m)**.

Détermination de "d" et "ht" :

D'après la condition de rigidité (**méthode des bielles**)

$$A - a \leq d \leq \frac{B - b}{4} \Rightarrow 2,20 - 0,4 \leq d \leq \frac{2,20 - 0,4}{4}$$

On adopte : **d=50cm**

D'où : **h=d+5 cm h=55cm**

Vérification des conditions de stabilité :

Selon le **(RPA 99/ver2003 Art 10.1.5 P100)**, on a : **(0,8G±E)**

$$e_{0ax} = \frac{M_{ax}}{N_a} = \frac{0,24}{387,11} = 0,0006m < \frac{A}{4} = 0,55 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$e_{0ay} = \frac{M_{ay}}{N_a} = \frac{9,93}{387,11} = 0,025m < \frac{A}{4} = 0,55 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Selon le **BAEL 91**, on a : **(G+Q)**

$$e_{0sx} = \frac{M_{sx}}{N_s} = \frac{0,22}{347,36} = 0,0006m < \frac{A}{6} = 0,367 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$e_{0sy} = \frac{M_{sy}}{N_s} = \frac{3,9}{347,36} = 0,011m < \frac{A}{6} = 0,367 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Vérification des conditions de rigidité :

$$\sigma_{Mx} = \left(1 + \frac{6 \cdot e_0}{B}\right) \cdot \frac{N_s}{A \cdot B} = \left(1 + \frac{6 \times 0,0006}{2,2}\right) \cdot \frac{347,36}{2,2 \times 2,2} = 71,88 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{mx} = \left(1 - \frac{6 \cdot e_0}{B}\right) \cdot \frac{N_s}{A \cdot B} = \left(1 - \frac{6 \times 0,0006}{2,2}\right) \cdot \frac{347,36}{2,2 \times 2,2} = 71,65 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{My} = \left(1 + \frac{6 \cdot e_0}{B}\right) \cdot \frac{N_s}{A \cdot B} = \left(1 + \frac{6 \times 0,025}{2,2}\right) \cdot \frac{347,36}{2,2 \times 2,2} = 76,66 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{my} = \left(1 - \frac{6 \cdot e_0}{B}\right) \cdot \frac{N_s}{A \cdot B} = \left(1 - \frac{6 \times 0,025}{2,2}\right) \cdot \frac{347,36}{2,2 \times 2,2} = 66,87 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{moyx} = \frac{\sigma_{mx} + 3\sigma_{Mx}}{4} = 71,82 \text{ KN/cm}^2 \leq 250 \text{ KN/cm}^2 \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{moyy} = \frac{\sigma_{my} + 3\sigma_{My}}{4} = 74,21 \text{ KN/cm}^2 \leq 250 \text{ KN/cm}^2 \dots \dots \text{CV}$$

Calcul du ferrailage :

– Poids propre de la semelle :

$$P_s = \gamma \times B \times A \times h$$

$$P_{suml} = 25 \times 2,2 \times 2,2 \times 0,55$$

$$P_{suml} = 66,55 \text{ KN}$$

– Poids de remblai :

$$P_r = 18 \times (2,2 \times 2,2 - 0,4 \times 0,5)(2 - 0,55)$$

$$P_r = 51,68$$

$$N_{ts} = N_s + P_s + P_r$$

$$N_{ts} = 347,36 + 66,55 + 51,68 = 465,59 \text{ KN}$$

$$N_{tu} = N_u + 1,35(P_s + P_r)$$

$$N_{tu} = 475,79 + 1,35(66,55 + 51,68) = 635,40 \text{ KN}$$

Le ferrailage se calcule avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout au long de la semelle.

Sens X-X :

$$\gamma = 1,6 \quad ; \quad f_{t28} = 2, \text{ Mpa} \quad ; \quad \dagger_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$N'_u = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_u = 476,18 \text{ KN}$$

$$A_{xst} = \frac{N'_u(A - a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{476,18 \times 10^3(2200 - 400)}{8 \times 500 \times 348} = 6,16 \text{ cm}^2$$

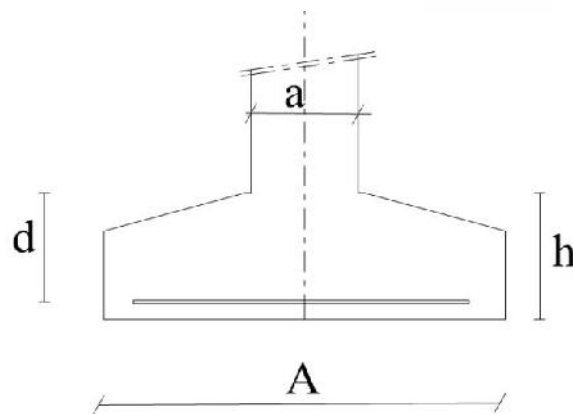


Figure 7.6. Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens x-x

Sens Y-Y :

$$y = 1,6 ; f_{t28} = 2, Mpa ; \tau_s = 348 Mpa$$

$$N_u' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_u = 388,60 KN$$

$$A_{yst} = \frac{N_u'(B - b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{388,60 \times 10^3 (2200 - 400)}{8 \times 500 \times 348} = 5,03 cm^2$$

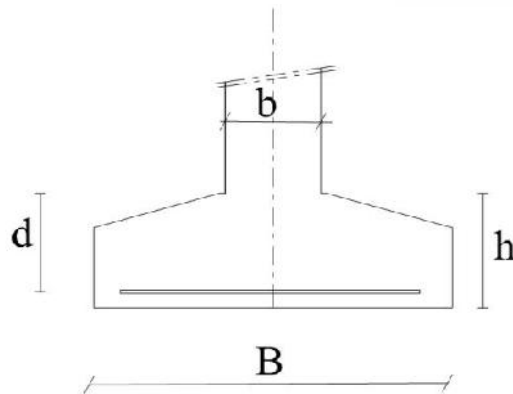


Figure 7.7. Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens y-y.

Condition de non fragilité:

Sens X-X :

$$A_{min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 13,28 cm^2$$

$$A = \max\{A_{min}; A_u\} = 13,28 cm^2$$

On adopte : $A_s = 7HA16 = 14,07 cm^2$

Soit : $S_t = 20 cm$.

Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 cm \leq (3h; 33 cm) = 33 cm \dots \dots \dots CV$$

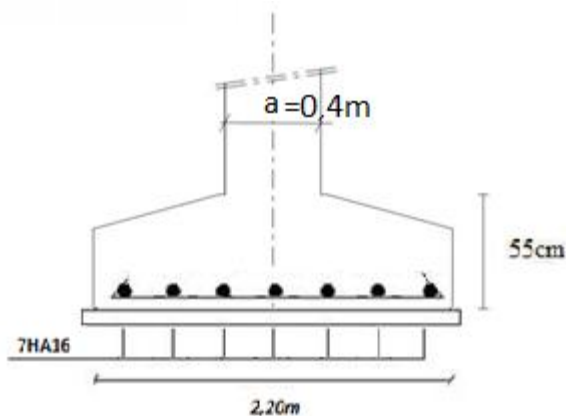


Figure 7.8. Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens x-x.

Sens Y-Y :

$$A_{min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 13,28 \text{ cm}^2$$

$$A = \max\{A_{min}; A_u\} = 13,28 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 7HA16 = 14,07 \text{ cm}^2$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq (3 \cdot ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

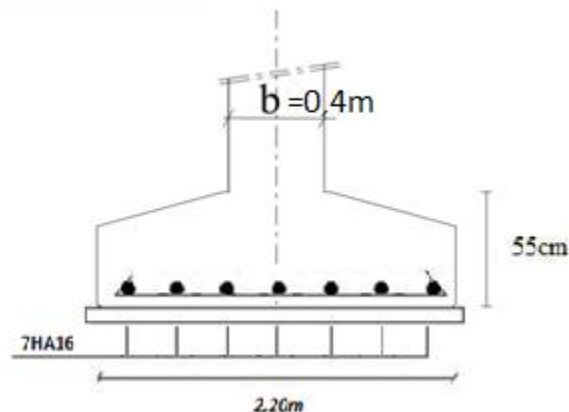


Figure 7.9. Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens y-y.

Vérification au non - poinçonnement :

Selon (BAEL 91 Art A.5.2.4.2 P43), la condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$N_u \leq N_u = 0,045 \cdot P_C \cdot h \cdot f_{c28} / \alpha b$$

Avec : $h=0,55 \text{ m}$

Le périmètre utile :

$$P_c = [(a+h+b+h) \times 2] = 3,8 \text{ m}$$

$$N_u \leq N_u = 0,045 \cdot P_C \cdot h \cdot f_{c28} / \alpha b = 2137,5 \text{ KN}$$

$$N_u = N_{u0} \times \left(1 - \frac{S_0}{S_t}\right)$$

N_{u0} : Effort maximal tiré sur la semelle.

$$S_0 = (a + h) \times (b + h) = 0,9$$

$$S_t = A \times B = 4,84 \text{ m}^2$$

$$N_u = 1740,03 \text{ KN}$$

$$N_u = 1740,03 \text{ KN} < 2137,5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

L'ancrage des barres :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad (\text{BAEL91 ; Art : A.6.1.221, P52})$$

Avec :

L_s : Longueur de scellement ;

α : coefficient de scellement égale à 1.5 « pour les armatures haute adhérence » ;

τ_{su} : contrainte d'adhérence. ;

ϕ : diamètre d'armature.

D'où

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \tau_s^2 \cdot f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,825 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,825} = 56,64 \text{ cm}$$

Alors :

$L_s > \frac{B}{4}$ tous les barres doivent être prolonges jusqu' aux extrémités de la semelle et comporter des enclaves courbes.

b) Semelle sous poteau d'angle (A8):

- **Condition d'homogénéité :**

a = 40 cm, b = 40 cm, profondeur = 2m

$$A/B = a/b = 1$$

On a :

Combinaisons	Effort N (KN)	Moment M_x (KN.m)	Moment M_y (KN.m)
1,35G+1,5Q	869,85	0,07	37,15
G+Q	635,04	0,05	27,18
G+Q ±E	778,13	0,16	40,47
0,8G±E	584,21	0,15	32,6

Tableau VII.3. Sollicitations des semelles isolées sous poteau d'angle.

le pré-dimensionnement :

L'ELS :

$$\sigma_{sol} < \overline{\sigma_s}$$

$$\overline{\sigma_s} = \frac{N_s}{A \times B}$$

$$A \times B = \frac{N_s}{\overline{\sigma_s}}$$

$$B \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol} \times 1}} \Rightarrow B \sqrt{\frac{635,04}{250 \times 1}}$$

B 1,59m

A=B ⇒ A 1,59m

L'état accidentelle :

$$\sigma_{sol} < \overline{\sigma_s}$$

$$\overline{\sigma_s} = \frac{N_{acc}}{A \times B}$$

$$A \times B = \frac{N_{acc}}{\overline{\sigma_s}}$$

$$B \sqrt{\frac{N_{acc}}{\sigma_{Sol} \times 1}} \Rightarrow B : \sqrt{\frac{778,13}{250 \times 1}}$$

B 1,76m

A=B ⇒ A 1,76m

Donc finalement on choisit une semelle de (2,00m×2,00m).

Détermination de "d" et "ht" :

D'après la condition de rigidité (méthode des bielles)

$$A - a \leq d \leq \frac{B - b}{4} \Rightarrow 2,00 - 0,4 \leq d \leq \frac{2,00 - 0,4}{4}$$

On adopte : **d=50cm**

D'où : h=d+5 cm **h=55cm**

Vérification des conditions de stabilité :

Selon le (RPA 99/ver2003 Art 10.1.5 P100), on a : (0,8G±E)

$$e_{0ax} = \frac{M_{ax}}{N_a} = \frac{0,16}{778,13} = 0,0002m < \frac{A}{4} = 0,50 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$e_{0ay} = \frac{M_{ay}}{N_a} = \frac{40,47}{778,13} = 0,05m < \frac{A}{4} = 0,50 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Selon le BAEL 91, on a : (G+Q)

$$e_{0sx} = \frac{M_{sx}}{N_s} = \frac{0,05}{635,04} = 0,00008m < \frac{A}{6} = 0,33 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$e_{0sy} = \frac{M_{sy}}{N_s} = \frac{27,18}{635,04} = 0,043m < \frac{A}{6} = 0,33 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Vérification des conditions de rigidité :

$$\sigma_{Mx} = \left(1 + \frac{6 \cdot e_0}{B}\right) \cdot \frac{N_s}{A \cdot B} = \left(1 + \frac{6 \times 0,0002}{2}\right) \cdot \frac{635,04}{2 \times 2} = 158,85 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{mx} = \left(1 - \frac{6 \cdot e_0}{B}\right) \cdot \frac{N_s}{A \cdot B} = \left(1 - \frac{6 \times 0,0002}{2}\right) \cdot \frac{635,04}{2 \times 2} = 158,66 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{My} = \left(1 + \frac{6 \cdot e_0}{B}\right) \cdot \frac{N_s}{A \cdot B} = \left(1 + \frac{6 \times 0,05}{2}\right) \cdot \frac{635,04}{2 \times 2} = 182,57 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{my} = \left(1 - \frac{6 \cdot e_0}{B}\right) \cdot \frac{N_s}{A \cdot B} = \left(1 - \frac{6 \times 0,05}{2}\right) \cdot \frac{635,04}{2 \times 2} = 134,95 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{moyx} = \frac{\sigma_{mx} + 3\sigma_{Mx}}{4} = 158,8 \text{ KN/cm}^2 \leq 250 \text{ KN/cm}^2 \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{moyy} = \frac{\sigma_{my} + 3\sigma_{My}}{4} = 170,66 \text{ KN/cm}^2 \leq 250 \text{ KN/cm}^2 \dots \text{CV}$$

Calcul du ferrailage :

– Poids propre de la semelle :

$$P_s = \gamma \times B \times A \times h$$

$$P_{suml} = 25 \times 2 \times 2 \times 0,55$$

$$P_{suml} = 55 \text{ KN}$$

– Poids de remblai :

$$P_r = 18 \times (2 \times 2 - 0,4 \times 0,5)(2 - 0,55)$$

$$P_r = 41,76$$

$$N_{ts} = N_s + P_s + P_r$$

$$N_{ts} = 635,04 + 55 + 41,76 = 731,8 \text{ KN}$$

$$N_{tu} = N_u + 1,35(P_s + P_r)$$

$$N_{tu} = 475,79 + 1,35(55 + 41,76) = 606,42 \text{ KN}$$

Le ferrailage se calcul avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout au long de la semelle.

Sens X-X :

$$y = 1,6 \quad ; f_{t28} = 2, \text{ Mpa} \quad ; \dagger_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$N'_u = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_u = 870,11 \text{ KN}$$

$$A_{xst} = \frac{N'_u(A - a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{870,11 \times 10^3 (2000 - 400)}{8 \times 500 \times 348} = 10 \text{ cm}^2$$

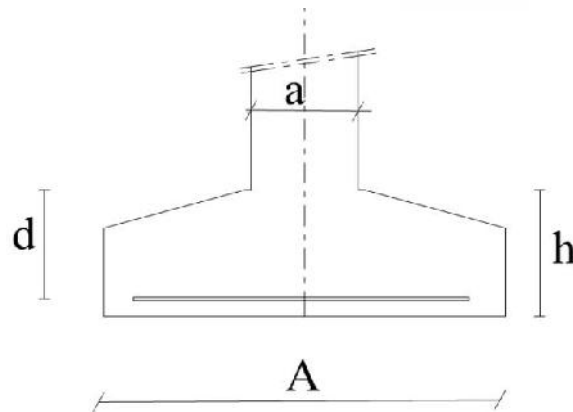


Figure 7.10. Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens x-x.

Sens Y-Y :

$$y = 1,6 \quad ; f_{t28} = 2, \text{ Mpa} \quad ; \dagger_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$N'_u = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_u = 935,09 \text{ KN}$$

$$A_{yst} = \frac{N'_u(B - b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{935,09 \times 10^3 (2000 - 400)}{8 \times 500 \times 348} = 10,75 \text{ cm}^2$$

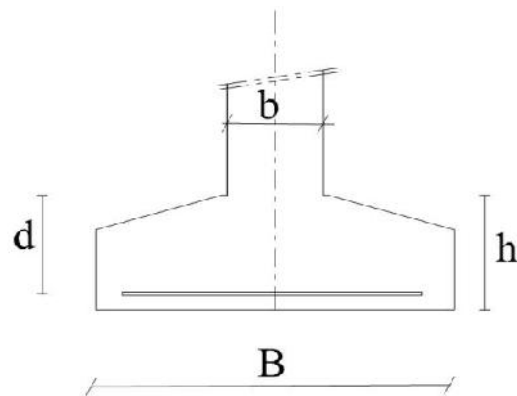


Figure 7.11. Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens y-y.

Condition de non fragilité:

Sens X-X :

$$A_{min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 12,07 \text{ cm}^2$$

$$A = \max\{A_{min}; A_u\} = 12,07 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 8HA14 = 12,32 \text{ cm}^2$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

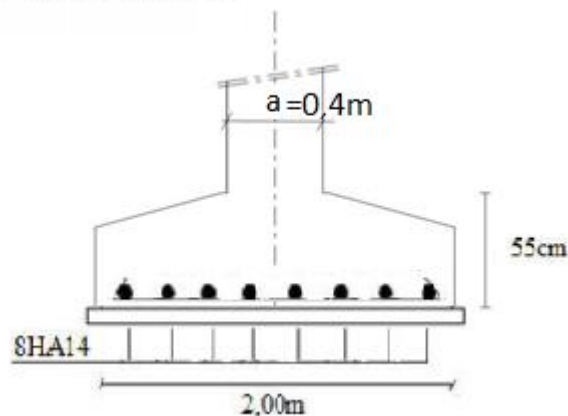


Figure 7.12. Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens x-x.

Sens Y-Y :

$$A_{min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 12,07 \text{ cm}^2$$

$$A = \max\{A_{min}; A_u\} = 13,28 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 8HA16 = 12,32 \text{ cm}^2$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

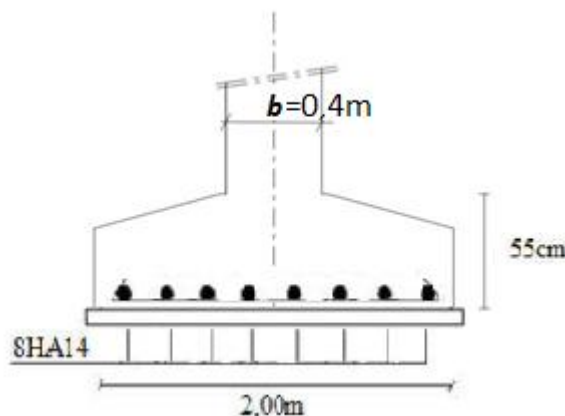


Figure 7.13. Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens y-y.

Vérification au non - poinçonnement :

Selon (BAEL 91 Art A.5.2.4.2 P43), la condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$N_u \leq N_u = 0.045 \cdot P_C \cdot h \cdot f_{c28} / \kappa b$$

Avec : $h=0,55m$

Le périmètre utile :

$$P_c = [(a+h+b+h) \times 2] = 3,8m$$

$$N_u \leq N_u = 0.045 \cdot P_C \cdot h \cdot f_{c28} / \kappa b = 2137,5KN$$

$$N_u = N_{u0} \times \left(1 - \frac{S_0}{S_t}\right)$$

N_{u0} : Effort maximal tiré sur la semelle.

$$S_0 = (a + h) \times (b + h) = 0,9$$

$$S_t = A \times B = 4m^2$$

$$N_u = 1656,56KN$$

$$N_u = 1656,56KN < 2137,5KN \dots \dots \dots CV$$

L'ancrage des barres :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad (\text{BAEL91 ; Art : A.6.1.221, P52})$$

Avec :

L_s : Longueur de scellement ;

α : coefficient de scellement égale à 1.5 « pour les armatures haute adhérence » ;

τ_{su} : contrainte d'adhérence. ;

ϕ : diamètre d'armature.

D'où

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \alpha \cdot f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,825Mpa$$

Donc :

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,825} = 49,55cm$$

Alors :

$$\frac{B}{8} \leq L_s < \frac{B}{4} \quad \text{tous les barres doivent être prolongés jusqu' aux extrémités}$$

de la semelle, mais ne peuvent pas comporter les crochets

VII.3.2. Calcul de la semelle circulaire:**calcul de Semelle circulaire sous poteau circulaire (E6):**

D = 45cm, profondeur = 2m

On a :

Combinaisons	Effort N (KN)	Moment M_x (KN.m)	Moment M_y (KN.m)
1,35G+1,5Q	1125,32	0,03	42,21
G+Q	814,30	0,02	30,74
G+Q ±E	836,89	0,1	47,05
0,8G±E	535,27	0,09	37,11

Tableau VII.4. Sollicitations des semelles isolées sous poteau circulaire.

le pré-dimensionnement :**L'ELS :**

$$s_{ol} < \bar{s}$$

$$\bar{s} = \frac{P}{D^2/4}$$

$$D \geq 1,13 \sqrt{\max\left(\frac{P_{ser}}{\bar{t}_{ser}}; \frac{P_u}{\bar{t}_u}\right)}$$

$$D \geq 2,04$$

On prend : D=2,2m.

$$d_s \geq \frac{D - D_p}{4} = \frac{2,2 - 0,45}{4} = 0,437$$

$$d_s = 0,5m$$

En imaginant que les armatures seront des HA16

$$d_s = 50cm - 3cm(\text{enrobage}) - 1,4cm(\text{nappe inf}) - 0,7cm(1/2 \text{ nappe sup})$$

$$d_s = 44,9cm$$

En choisissant de placer deux nappes identique ; Donc on calcul uniquement la section supérieur :

$$A_s = \frac{P_u - (D - D_p)}{3f \times d_s \times \bar{t}_s}$$

$$A_s = \frac{1125,32 \times (220 - 45)}{3\pi \times 44,9 \times 348} = 13,38cm^2$$

On adopte : 10HA14 ; donc : $A_s = 15,39cm^2$

Soit : $S_t = 16cm$.

1m D 3m ; Les armatures sont toutes munie de crochets et sont disposées comme suit :

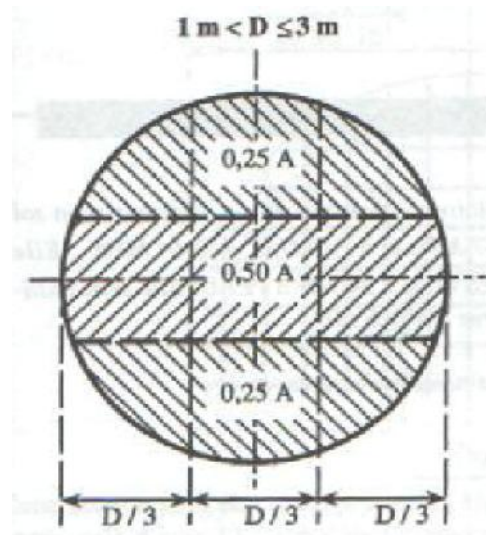


Figure 7.14. La disposition des armatures dans la semelle circulaire.

La hauteur en rive est donnée par :

$$e \geq \text{Max}\{15\text{cm}; 12\{ + 6\text{cm}\} = \{15\text{cm}; 22,8\}$$

$e=30\text{cm}$

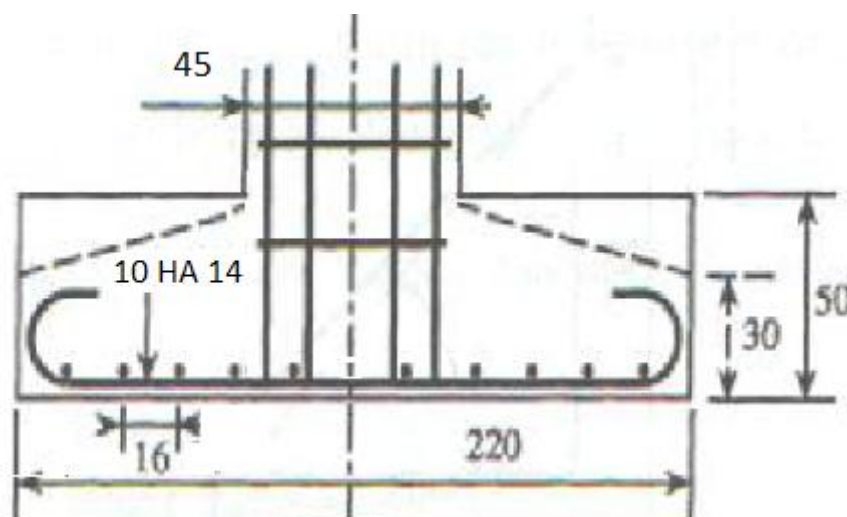


Figure 7.15. Ferrailage de la semelle circulaire.

VII.3.3. Calcul de la semelle filante (sous voile) :

Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 15 cm :

Avec : $L=3,5\text{m}$.

Combinaisons	Effort N (KN)	Moment M_x (KN.m)	Moment M_y (KN.m)
1,35G+1,5Q	381,21	0,12	6,71
G+Q	252,35	0,08	4,89
G+Q ±E	679,39	0,2	18,98
0,8G±E	608,67	0,18	17,42

Tableau VII.5. Sollicitations des semelles filantes.

Calcul des sollicitations :

Les sollicitations totales résultantes sont :

$$N_u = \frac{N}{L} = \frac{381,21}{4,4} = 86,63 \text{KN/ml}$$

$$M_u = \frac{M}{L} = \frac{6,71}{4,4} = 1,525 \text{KN.m/ml}$$

$$N_{ser} = \frac{N}{L} = \frac{252,35}{4,4} = 57,35 \text{KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{M}{L} = \frac{4,89}{4,4} = 1,11 \text{KN.m/ml}$$

Vérification :

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{57,35}{250} = 0,229 \text{m}^2 < \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = \frac{86,63}{375} = 0,231 \text{m}^2$$

Donc le pré-dimensionnement se fera à l'ELU

Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,525}{78,74} = 0,018 \text{m}$$

Il est vraisemblablement que :

$$e_0 = \frac{A}{6} \Rightarrow A \geq 6e_0 = 0,108 \text{m}$$

En prenant pour débiter : **A = 1m**

Il faut que :

$$A \geq \left(1 + \frac{3e_0}{A}\right) \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = \left(1 + \frac{3 \times 0,018}{1}\right) \frac{86,63}{250} = 0,36 \text{m}$$

Donc on adopte : **A = 1,5m**

$$B = 1,5 \text{m} \Rightarrow \sigma \geq \left(1 + \frac{3e_0}{A}\right) \frac{N_u}{A \times B} = \left(1 + \frac{0,054}{1,5}\right) \frac{86,63}{1,5 \times 1} = 59,83 \text{KN/m}^2$$

59,83KN/m² < 250KN/m²CV

$$d \geq \frac{A - a}{4} \Rightarrow d = 40 \text{cm} \quad \text{et} \quad h = d + 5 \text{cm} = 45 \text{cm}$$

Le ferrailage:

La section d'armature principale par unité de longueur vaut :

$$A_s = \frac{N_u}{8 \times d \times \sigma_s} \left(1 + \frac{3 \times e_{0u}}{A}\right) (A - a) = \frac{86,63}{8 \times 0,45 \times 348} \left(1 + \frac{3 \times 18}{1,5}\right) (1,5 - 0,4)$$

$$A_s = 2,81 \text{cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 5,43 \text{cm}^2$$

$$A = \max\{A_{min}; A_u\} = 5,43 \text{cm}^2$$

On adopte : **A_s = 7HA12 = 7,92cm²**

Soit : **S_t = 20cm**.

Les armatures de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A}{4} \times B = \frac{7,92}{4} \times 1,5 = 2,97 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 4HA 12 / ml = 4,52 \text{ cm}^2 / ml$$

$$\text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm.}$$

Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

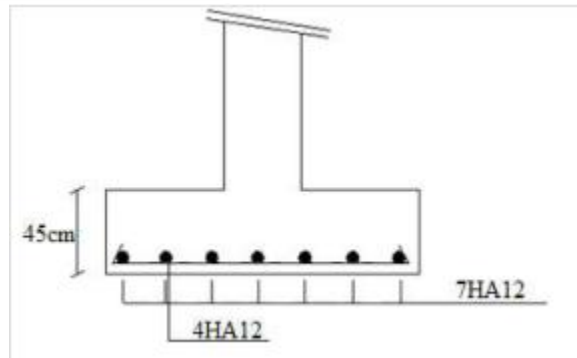


Figure 7.16. Ferrailage de semelle filante.

VII.4. Les longrines :

VII.4.1. Introduction :

Afin d'augmenter la rigidité de la structure au niveau des fondations, il faut enchaîner l'ensemble des semelles rigides conformément aux instructions du RPA 99 ; Les longrines seront calculées comme des tirants travaillent à la traction.

VII.4.2. Pré-dimensionnement :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha}$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

: C'est le coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie site considérée.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S3

VII.4.3. Le ferrailage :

Le ferrailage minimum doit être de 0,6% de la section avec des cadres d'ou l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15Ø).

$$A_s = 0,6\% B = (0,6 / 100) (25 \times 30) = 4,5 \text{ cm}^2$$

$F = \frac{N_{max}}{\alpha} = \frac{10564,25}{15} = 110,95KN$
$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = 0,31cm^2$
$A_{min} = 0,006 \times 30 \times 30 = 4,5cm^2$
$0,01 \times 30 \times 30 = 4,5cm^2$
<p>Soit : $A_s = 6HA12 = 6,79cm^2$</p>

Tableau VII.6.Ferraillage des longrines.

L'espacement des cadres :

St min (20cm, 15Ø) St min (20cm, 15x1,2)

St min (20cm, 18cm)

On adopte: St = 15cm

Les armatures transversales :

On choisit forfaitairement : Ø_t = 6mm.

As = 1,5cm

Condition des armatures transversales :

Ø_t ≥ 1/3 Ø₁ ≥ 1/3x12

6 mm > 4 mmcv

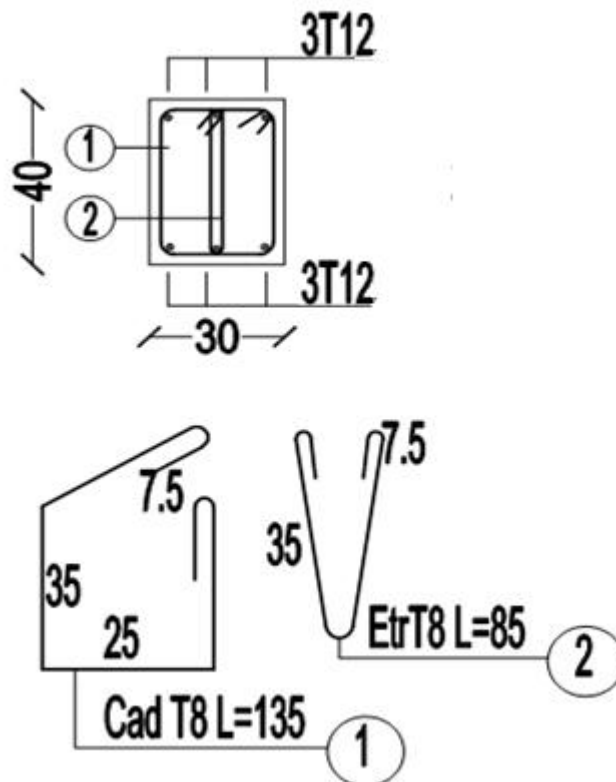


Figure 7.17.Ferraillage des longrines.

CONCLUSION GENERALE

Ce travail m'a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ses éléments, conformément aux règles en vigueur **RPA 99 version 2003 et BAEL 91 modifié99** et de comprendre combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

La surabondance des voiles dans une structure ne veut pas dire automatiquement, une bonne résistance, vis-à-vis des séismes, et peut nuire à la stabilité de la structure, lorsque ceux-ci sont mal placés.

Finalement cette étude, m'a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

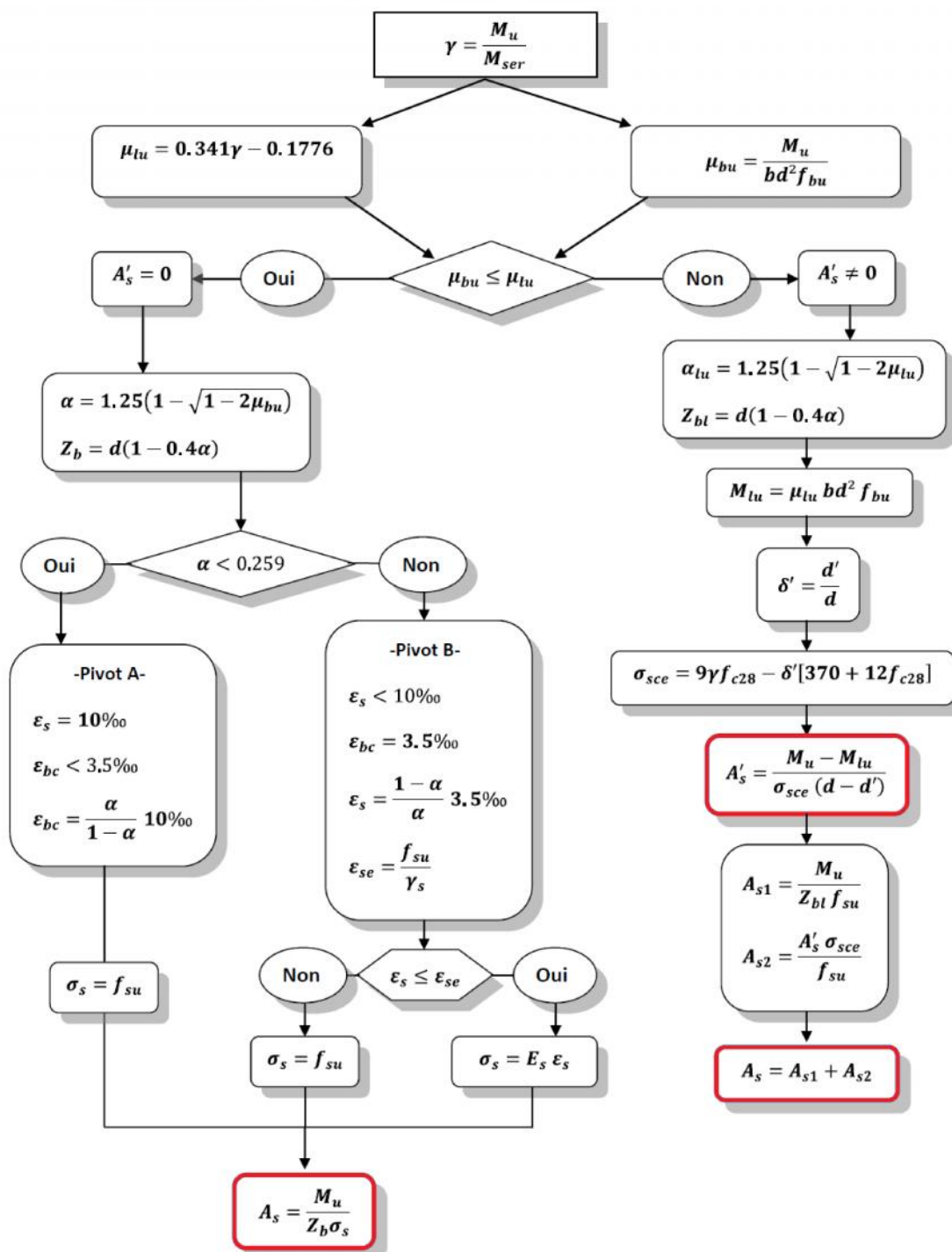
Notons enfin que ce projet constitue pour moi une première expérience et m'a été très bénéfique par l'utilisation de l'outil informatique qui permet d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande la connaissance de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

ANNEXES :

Organigrammes de calcul :

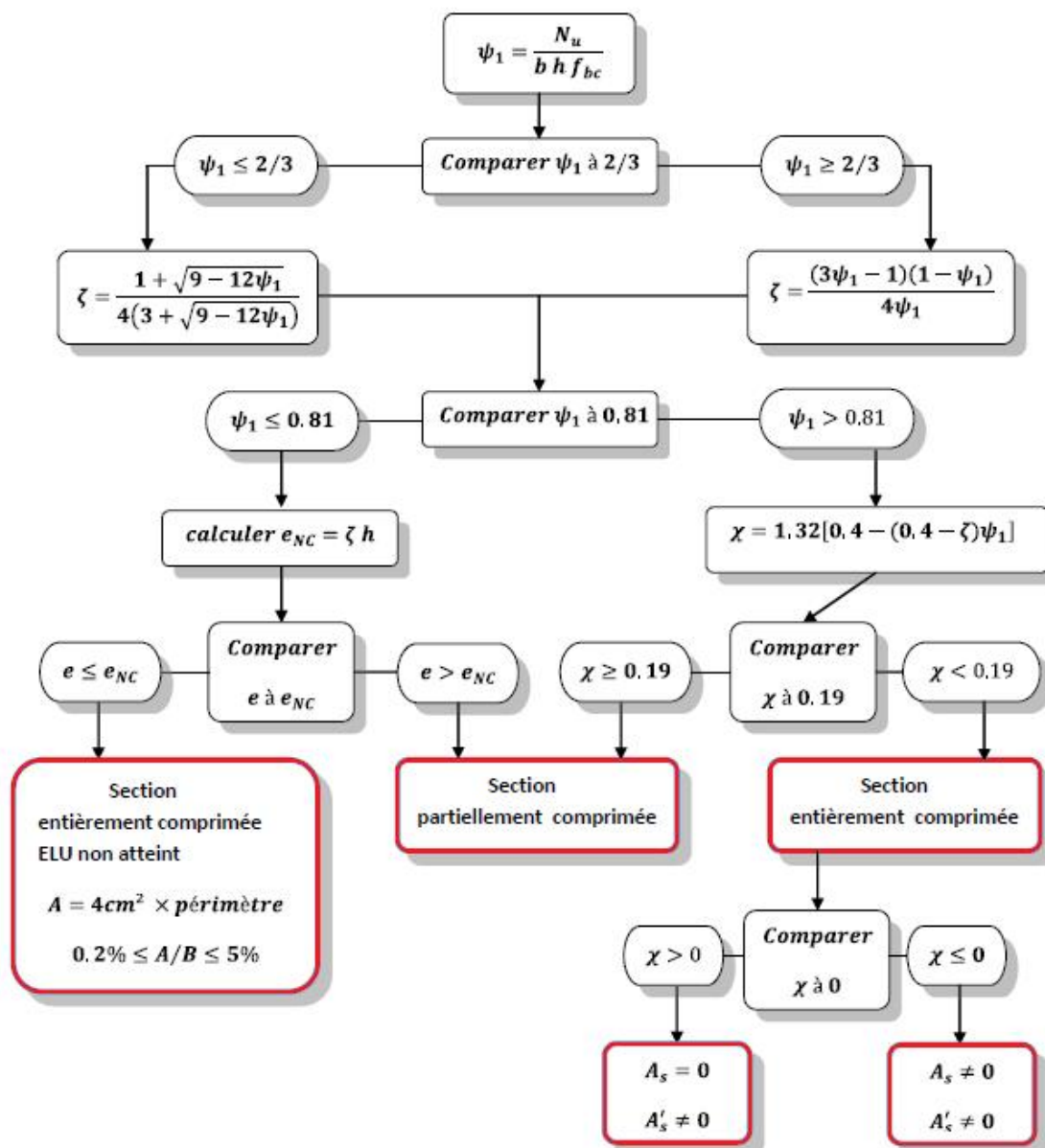
Organigramme (1) : Pour les principales étapes du ferrailage en flexion simple.

Données : $b, h, d, d', d'', f_{c28}, f_e, f_{su}, f_{bu}, M_{ser}$ et M_u



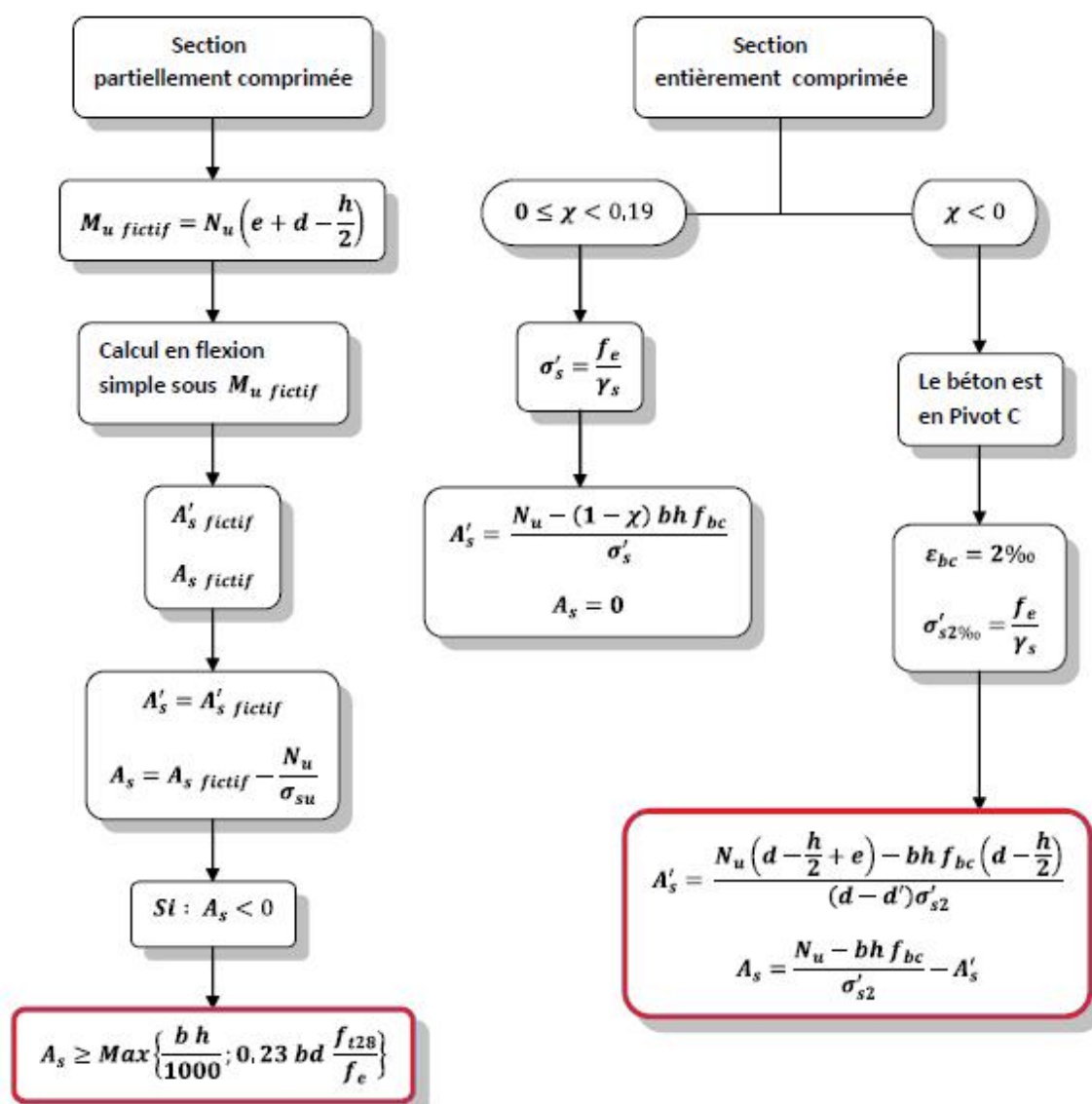
Organigramme (2) : Pour connaître si la section est entièrement tendue, entièrement comprimée, ou partiellement comprimée (tendue) .

Données : b , h , d , e , f_{bc} , N_u , M_{ser} et $M_u = eN_u$



Organigramme (3) : Pour les principales étapes du ferrailage en flexion composée.

Données : b , h , d , e , f_{bc} , χ et N_u



BIBLIOGRAPHIE

RÈGLEMENTS :

BAEL 91 révisées 99 (règle technique de conception de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites).

Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93.

DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.

LIVRES :

Polycopie BATIMENT-2- master_Génie_Civil_Kassoul (la descente de charge).

Calcul des ouvrages en béton armé M. Belazougui.

COURS :

Béton armé suivant les règles BAEL 91 et modification 99.

Cours et exercices de béton armé BAEL 91 modifié 99 et DTU associés... Jean Pierre mougin.

Béton armé aux états limites (suivant les règles BAEL 91).

Dynamique des structures.....

Matériaux de construction.....

Cours et TD des années de spécialité. (Béton armé ; RDM)

MÉMOIRES :

BOUDJELLAL EL-MOUATEZ BILLAH; Etude d'un bâtiment R+07+S-Sol (Selon RPA99/version 2003); Université Sétif 2014.

CHETTOUH Zakia et KHAMMAR Rabaia Etude d'un centre commercial « SS+RDC+3 étages » avec un contreventement mixte ; Université Khenchela 2016.

AZZOUZ Abd el fetah et LAOUR Sofiane ; Étude d'un Bâtiment « RDC+8 Étages » Avec un contreventement mixte; Université Khenchela 2017.

LOGICIELS :

Logiciel de calcul des structures (ROBOT 2017)

EXCEL 2010

WORD 2010

AUTO CAD 2015 pour les dessins.