

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère d'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université de Jijel



Faculté de Science et Technologie
Département Génie Civil et Hydraulique

Projet de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de master académique, option structure :

Thème

Etude d'un bâtiment à contreventement mixte
(voiles et portiques).

Tour implantée à annaba, RDC+16 étages

Suivi par l'enseignant : **Ben Messaoud Sabah**

Présenté par les étudiants : **Zarezi Houssam**

Merrouche Hamza

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Sommaire

Introduction générale	1
-----------------------------	---

❧ Chapitre I ❧

I.1 Présentation de l'ouvrage	3
I.1.1.Définition de l'ouvrage :	3
I.1.2.Caractéristique de l'ouvrage :	3
I.1.3. Données géotechniques :	5
I.1.4 Les règlements de calcul :	5
I.2 Caractéristiques des matériaux :	5
I.2.1 Introduction :	5
I.2.2 le béton :	5
I.2.3 Composants du béton :	6
I.2.4 Caractéristiques mécaniques du béton :	6
I.2.4.1 Résistance à la compression :	6
I.2.4.2 Résistance à la traction :	7
I.2.4.3 Modules de déformation longitudinale.....	7
I.2.4.4 la déformation transversale du béton :	8
I.2.4.5 Contraintes limites :	8
I.2.5 Caractéristiques mécaniques de l'acier :	9
I.2.5.1 Limite d'élasticité garantie f_e :	9
I.2.5.2 Diagramme contrainte-déformation :	10
I.2.6 Actions et sollicitations :	12
I.2.6.1 Actions :	12
I.2.6.2 Sollicitations :	12

❧ Chapitre II ❧

II.1 Introduction :	14
II.2 Pré dimensionnement du plancher :	14
II.3. pré dimensionnement du Balcon :	16
II.4 pré dimensionnement des Voiles :	17
II.5 pré dimensionnement des Poutres :	18
II.6. Les escaliers :	20
II.7 .pré dimensionnement des Poteaux :	22
II.8 Evaluation des charges et surcharges :	23
II.9. descente de charge.....	28

❧ Chapitre III ❧

III.1 Introduction :	61
III.2.Calcul de l'Acrotère :	61
III.2.1.Thermologie :	61
III.2.2.Dimensionnement et modélisation :	61
III.2.2.1.Evaluation des charges :	61
III.2.2.2. Calcul des sollicitations:	62
III.2.2.3.Vérification au flambement:	62
III.2.3.Ferraillage:	63
III.3.Calcul des escaliers :	66
III.3.1.Type 1.a) :	66
III.3.1.1.Calcul des sollicitations :	67
III.3.1.2.Calcul des armatures :	67
III.3.2. Type 1.b) :	71
III.3.2.1.Calcul des sollicitations :	71
III.3.2.2.Calcul des armatures :	72
III.3.3.Etude de la poutre palière :	75
III.3.3.1.Pré-dimensionnement :	75
III.3.3.2.Calcul des sollicitations :	75
III.3.3.3.Calcul des armatures longitudinal (flexion simple) :	77
III.3.3.4.Calcul des armatures longitudinales (à la torsion) :	78
III.4.Calcul des planchers :	82
III.4.1.Plancher à corps creux :	82
III.4.1.1.Les poutrelles :	82
III.4.1.2. La dalle de compression :	103
III.4.2 Planchers dalle pleine :	104
III.4.2.1. Calcule de ferrailage de la dalle pleine :	104
III.5. Les balcons:	108
III.5.1.Evaluation des charges:	108
III.5.2. Sollicitations:	108
III.5.3.Calcul des armatures :	109
III.5.3.1.Vérifications :	110

❧ Chapitre IV ❧

IV.1. Introduction :	114
IV.2. Application de RNV 99 :	114
IV.2.1 Détermination de coefficient dynamique C_d :	115
IV.2.2. Détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn} :	115
IV.2.3 Détermination de coefficient d'exposition C_e :	116
IV.2.4 Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :	117
IV.2.5 Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} :	121
IV.2.6 Calcul de la pression due au vent.	122
IV.2.7 Calcul des forces de frottement :	123
IV.2.8 Détermination de la force résultante.	125
IV.3 conclusion :	126

❧ Chapitre V ❧

V.1. Introduction :	128
V.2. Objectifs de l'étude dynamique :	128
V.3. Choix de la méthode de calcul :	128
V.3.1. Présentation de méthode statique équivalente :	128
V.3.2 Présentation de méthode modale spectrale :	128
V.3.3. Présentation de la méthode dynamique par accélérogramme :	129
V.3.4. Le choix pour notre structure :	129
V.4.classification de l'ouvrage selon le RPA99 version 2003 :	129
V.5. Modélisation de la structure :	130
V.5.1. Description du logiciel ETABS :	130
V.5.2. Modélisation des éléments structuraux :	130
V.6. Caractéristiques de la structure :	132
V.6.1. Estimation empirique de la période fondamentale :	132
V.6.2. Poids total de la structure :	133
V.6.3. Le centre de gravité des masses :	134
V.6.4. Le centre de torsion :	134
V.6.5. Calcul de l'excentricité théorique et l'excentricité accidentelle :	134
V.7. Résultat de l'analyse modale :	136
V.7.1. Les modes propres :	136
V.7.2. Vérifications réglementaires :	138
V.7.2.1.Période fondamentale théorique :	138
V.7.2.2.Vérification des déplacements :	139

V.8. Modélisation par brochette :	140
V.8.1. Vérification de la stabilité au renversement :	145
V.9. Conclusion :	150

❧ Chapitre VI ❧

VI.1. Introduction :	152
VI.2. Ferrailage des portiques :	152
VI.2.1. Ferrailage des poutres :	152
VI.2.1.1. Calcul des armatures:	155
VI.2.2. Ferrailage des poteaux:	158
VI.3. Ferrailage des voiles :	166
VI.3.1. Introduction:	166
VI.3.2. Voiles pleins :	166
VI.3.2.1. Hypothèses de calcul :	167
VI.3.3. Calcul des armatures :	168
VI.3.3.1. Ferrailage des voiles :	169
VI.3.4. Calcul des linteaux :	176
VI.3.4.1 Introduction :	176
VI.3.4.2. Exemple de calcul	176

❧ Chapitre VII ❧

VII.1. Introduction :	181
VII.2. Choix du type de fondations :	181
VII.2.1. Calcul des surfaces nécessaires pour les semelles :	181
VII.3. Etude du Radier :	184
VII.3.1. Pré dimensionnement du radier :	184
VII.3.2. Le choix final :	186
VII.3.3. Vérification du radier	186
VII.3.4. Caractéristiques géométriques du radier :	186
VII.3.5. Vérification de la stabilité du radier :	187
VI.3.6. Ferrailage du radier :	189
VI.3.6.1. Dalle de radier :	189
VI.3.6.2. Etude de débord du radier :	194
VI.3.6.3. Ferrailage de la nervure :	195
VI.4. Ferrailage des longrines :	204
VI.4.1. Sens longitudinale : en adoptant (35*40) cm².	204
VI.4.2. Sens transversale : en adoptant (34*40) cm²	205
conclusion général	206

Liste de tableaux

❧ Chapitre I ❧

Tableau. I.1 La limite d'élasticité de l'acier.....	10
---	----

❧ Chapitre II ❧

Tableau.II.1. Charge permanente due au plancher terrasse (corps creux).....	23
Tableau.II.2. Charge permanente due au plancher étage (corps creux).	24
Tableau.II.3. Charge permanente due au plancher étage (dalles pleines).....	24
Tableau.II.4. Charge permanente due au Balcon terrasse.....	25
Tableau.II.5. Charge permanente due au Balcon étage.	25
Tableau.II.6. Charge permanente due au Paillasse à 32,52°.....	26
Tableau.II.7. Charge permanente due au Paillasse à 31,72°.....	26
Tableau.II.8. Charge permanente due au Palier.....	27
Tableau.II.9. Charge permanente due aux cloisons	27
Tableau.II.10. Charge permanente due aux cloisons.....	27
Tab.II.11. Charge permanente due aux cloisons intérieures à doubles parois.....	27
Tableau.II.12. Descente de charge correspond au poteau central.....	36
Tableau.II.13. Descente de charge correspond au poteau d'angle.....	46
Tableau.II.14. Descente de charge correspond au poteau de rive.....	57

❧ Chapitre III ❧

Tableau.III.1. Les sollicitations dues à l'acrotère.....	62
Tableau.III.2. Résultats du calcul du ferrailage escalier type 1.a.....	68
Tableau.III.3. Paramètres pour calculer la flèche.	70
Tableau.III.4. Résultats du calcul du ferrailage escalier type 1.b.....	72
Tableau.III.5. Paramètres pour calculer la flèche.	74
Tableau.III.6. Résultats du calcul du ferrailage de poutre palier.	77
Tableau.III.7. Combinaison des charges.....	85
Tableau.III.8. Résultats des moments type 1.....	85
Tableau.III.9. Résultats des moments type 1.....	86
Tableau.III.10. Résultats des effort tranchant.	86
Tableau.III.11. Résultats de calcul du ferrailage.....	87
Tableau.III.12. Résultats des moments type 1.....	89

Tableau.III.13. Résultats des moments type 1.....	90
Tableau.III.14. Résultats de l'effort tranchant.	90
Tableau.III.15. Résultats de calcul du ferrailage.....	91
Tableau.III.16. Résultats des moments type 2.....	94
Tableau.III.17. Résultats des moments type 2.....	95
Tableau.III.18. L'effort tranchant.	95
Tableau.III.19. Résultats de calcul du ferrailage.....	96
Tableau.III.20. Résultats des moments type 2.....	98
Tableau.III.21. Résultats des moments type 2.....	99
Tableau.III.22. L'effort tranchant.	99
Tableau.III.23. Résultats de calcul du ferrailage.....	100
Tableau.III.24. Résultats de ferrailage.	106
Tableau.III.25. Vérification des contraintes à l'ELS.....	107
Tableau.III.26. Type des charges à l'ELU	108
Tableau.III.27. les résultats des efforts à l'ELU.	109
Tableau.III.28. Type des charges à l'ELS.....	109
Tableau.III.29. les résultats des efforts à l'ELS.....	109
Tableau.III.30. Résultats de ferrailage.	110
Tableau.III.31. Vérification des contraintes à l'ELS	111
Tableau.III.32. ferrailage à l'ELS.....	111

❧ Chapitre IV ❧

Tableau.IV.1. définition des catégories de terrain.....	116
Tableau.IV.2. valeur de C_r et C_e et q_{dyn} selon la hauteur Z	117
Tableau.IV.3: Coefficients de pression extérieure des parois verticales(X-X).....	119
Tableau.IV.4 : Coefficients de pression extérieure des parois verticales (y-y).....	119
Tableau.IV.5 : Coefficients de pression extérieure des toitures plates	121
Tableau.IV.6 : Coefficient de pression de vent pour $C_{pi} = 0.8$	122
Tableau.IV.7 : Coefficient de pression de vent pour $C_{pi}=0.5$	122
Tab.IV.8: Calcul de pression due au vent pour $C_{pi}=0.8$ suivant sens (X-X).....	123
Tab.IV.9: Calcul de pression due au vent pour $C_{pi}=0.8$ suivant sens (Y-Y)... ..	123
Tab.IV.10: Calcul de pression due au vent pour $C_{pi}=-0.5$ suivant sens (X-X).....	123
Tab.IV.11: Calcul de pression due au vent pour $C_{pi}=-0.5$ suivant sens (Y-Y).....	123
Tableau. IV.12 : Force résultante.....	126

❧ Chapitre V ❧

Tableau.V.1. Classification de l'ouvrage Selon le RPA version 2003.	130
Tableau.V.2. Période fondamental de la structure.	133
Tableau.V.3. Poids de chaque niveau.....	134
Tableau.V.4. valeur de centre (masse+ rigidité) et l'excentricité (théorique+ accidentelle)135	
Tableau.V.5. Périodes et participation massique.....	136
Tableau.V.6. La valeur de facteur de qualité.	139
Tab.V.7. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivent X.....	142
Tab.V.8. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivent Y.....	143
Tableau.V.9. La distribution de l'effort tranchant selon la hauteur.....	144
Tableau.V.10. La stabilité au renversement.	145
Tab.V.11. Vérification des déplacements inter- étages sens X-X et Y-Y.	146
Tableau.V.12. Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens X-X.....	149
Tableau.V.13. Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens Y-Y.....	150

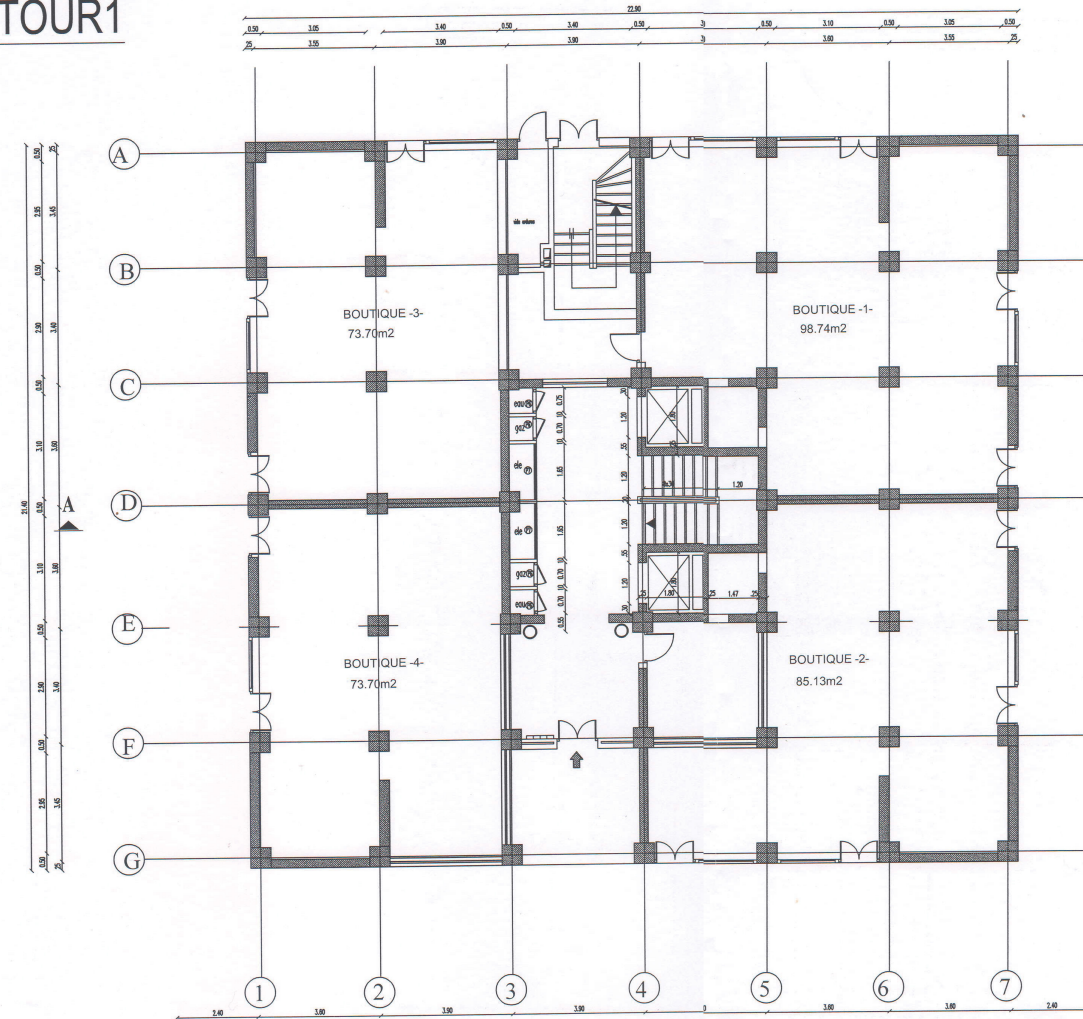
❧ Chapitre VI ❧

Tableau.VI.1. Calcul du ferrailage des poutres principales	155
Tableau.VI.2. Calcul du ferrailage des poteaux.....	160
Tableau.VI.3. Les armatures selonle RPA et BAEL.....	161
Tableau.VI.4. Vérification selon RPA99.....	161
Tableau.VI.5. Vérification selon BAEL.	162
Tableau.VI.6. Les armatures transversales des poteaux.....	164
Tableau.VI.7. Longueur de recouvrement.	164
Tableau.VI.8. Vérification des contraintes à L'ELS	164
Tableau.VI.9. Résultats de ferrailage vertical des voiles: (e = 20 cm).	171
Tableau.VI.10. Vérification de la contrainte de cisaillement(e = 20cm).	171
Tableau.VI.11 Résultats de ferrailage horizontal (e = 20 cm)	172
Tableau.VI.12. Résultats de ferrailage.....	173
Tableau.VI.13. Vérification de la contrainte de cisaillement.....	174
Tableau.VI.14 Résultats de ferrailage horizontal (e = 20 cm).....	174

❧ Chapitre VII ❧

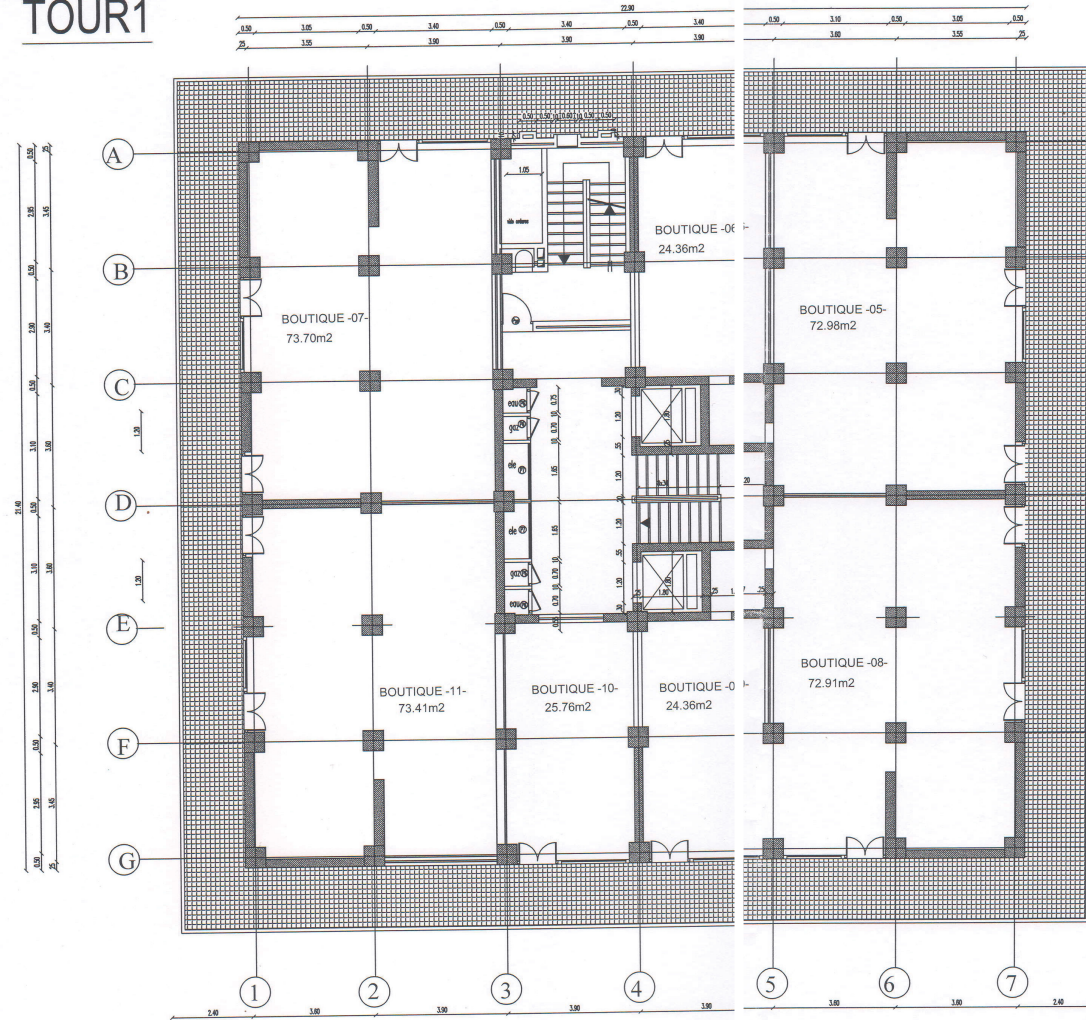
Tableau.VII.1. Surfaces revenantes aux semelles (Poteaux).....	183
Tableau.VII.2. Surfaces revenantes aux semelles (voiles).....	183
Tableau.VII.3 : Vérifications de soulèvement	188
Tableau.VII.4. Vérifications de la compression	188
Tableau.VII.5. Vérification de la stabilité au renversement.....	189
Tableau.VII.6. Moments due au radier à l'ELU.....	189
Tableau.VII.7. Moments à l'ELS.....	190
Tableau.VII.8. Ferrailage à l'ELU.	191
Tableau.VII.9. Vérification des contraintes à l'ELS.	192
Tableau.VII.10. Calcul de ferrailage à l'ELS.....	193
Tableau.VII.11. Ferrailage de débord de radier à l'ELU.	194
Tableau.VII.12. Calcul de ferrailage à l'ELS.....	195
Tableau.VII.13. Ferrailage de nervure à l'ELU.	197
Tableau.VII.14.Vérification des contraintes à l'ELS.	197
Tableau.VII.15. Ferrailage de nervure à l'ELS.....	198

TOUR1



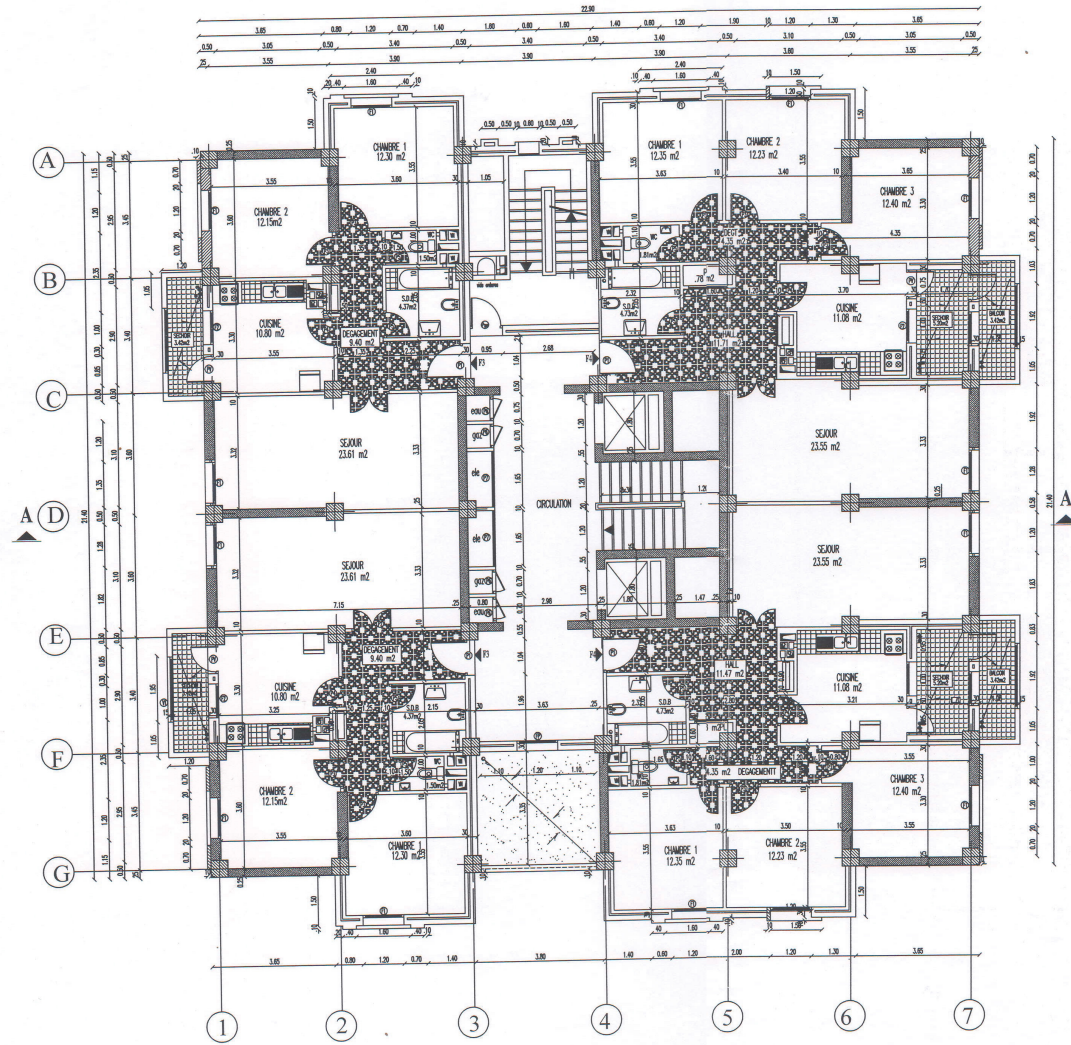
PLAN REZ DE CHAUSSEE

TOUR1



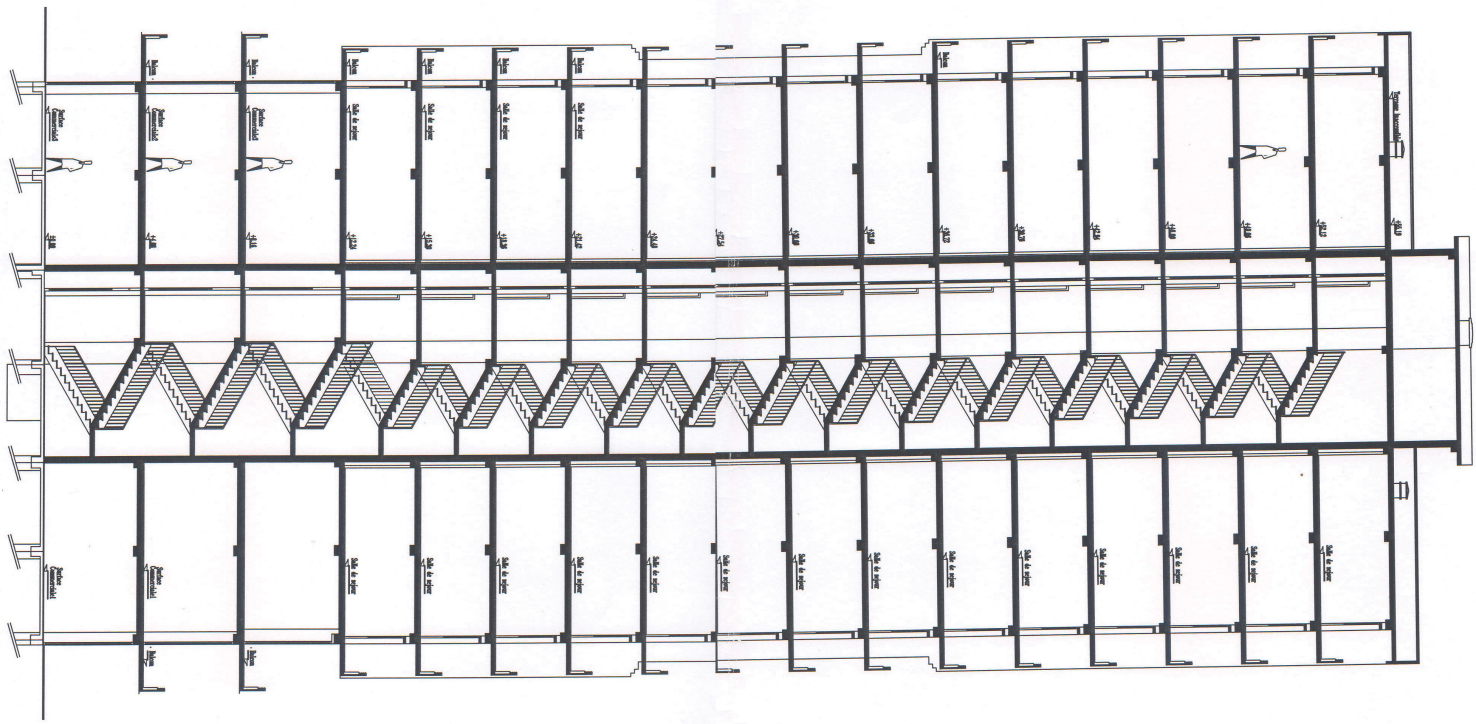
PLAN PREMIER ET DEUXIEME ETAGE

TOUR1



PLAN ETAGE COURANT

TOUR1



COUPE AA

Notations

A, A_s : aire d'une section d'acier.

A_t : somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.

B : aire d'une section de béton

D : diamètre, rigidité

E : module d'élasticité longitudinal, séisme.

E_b : module de déformation longitudinal béton.

E_i : module de déformation instantanée (E_{vj} : pour a l'âge de j jours).

E_s : module d'élasticité de l'acier.

E_v : module de déformation différé (E_{vj} : pour chargement applique a lage de j jours).

F : force ou action générale.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

I : moment d'inertie.

L : longueur ou portée.

M : moment de flexion le plus souvent.

M_u : moment a l'état limite ultime.

M_{ser} : moment de calcul a l'état limite de service.

N : effort normal.

Q : action ou charge variable.

S : section

T, V : effort tranchant.

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du âgé de j jours

f_{c28} et f_{t28} : grandeurs précédemment calculé à 28 jours.

d : hauteur utile.

h_p : épaisseur du plancher.

h_t : la hauteur des poutrelles.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

L_x : longueur maximale entre axes

A' : section d'armature comprimées

A : section d'armature tendues

e : excentricité d'un résultante ou d'un effort par apport au centre de gravité de la section.

S : espacement des armatures en général .

S_t : espacement des armatures transversales.

f_e : limite d'élasticité de l'acier .

NOMENCLATURES GRECQUES :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

α : Angle en général, coefficient

ζ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton.

ζ_s : Déformation de l'acier.

η : Coefficient de fissuration relative a une armature.

Θ : Coefficient sans dimension.

λ : Élanement.

μ : Coefficient de frottement.

ν : Coefficient de poisson.

ρ : rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier a l'aire de béton.

σ : Contrainte normale général.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de traction dans l'acier.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible.

Résumé :

Dans ce mémoire, une étude achevée d'une tour (**RDC + 16**) à usage d'habitation et commerciale (au niveau d'RDC, 1^{er} et 2eme étage) en béton armé, implantée à annaba, qui est classée selon le **RPA/V2003** dans une zone de sismicité moyenne, **Zone II**. Sachant que le bâtiment est structuré par un système de contreventement mixte (portiques + voiles).

L'étude est conformée aux règles parasismiques algériennes 99 modifiées en 2003, Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**CBA93**), en appliquant le **BAEL91**.

à l'aide de logiciel **ETABS**, l'étude dynamique a été fait parfaitement aussi le **SOCOTEC** qui a calculer les armatures pour ferrailer facilement.

Mots Clés : *Béton armé, Contreventement mixte, Modélisation, Etude sismique.*

ملخص

في هاته المدكرة، تنجز دراسة لبنائية عالية (طابق أرضي +16 طابق) للاستغلال السكني والتجاري، المشكلة بالخرسانة المسلحة، المتواجدة في ولاية عنابة التي تصنف حسب المعايير الجزائرية المقاومة للزلازل الجزائرية 99 المعدل في 2003 ضمن المنطقة الزلزالية رقم-II- علما أن البناية مهيكلت بواسطة الجدران، الأعمدة و الروافد المشكلة من الخرسانة المسلحة.

الدراسة متوافقة مع معايير RPA، الأبعاد و كذلك التسليح بالحديد للعناصر الأساسية البناية حسب توافقا مع قواعد و حسابات الهياكل بالخرسانة المسلحة **CBA93** بتطبيق قوانين

BAEL91

الكلمات المفتاحية : الخرسانة المسلحة، الهيكلة المزدوجة، النمذجة، الدراسة الديناميكية .

Introduction générale :

La construction connaît un grand essor dans la plupart des pays, et très nombreux des professionnels sont menés par l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage et comment construire dans un temps idéal une structure bien rigide.

Malheureusement ces ouvrages sont toujours endommagés par des risques naturels, Parmi ces catastrophes affectant la surface de la terre, les secousses sismiques, elles sont sans doute celles qui ont le plus effets de destructeurs dans les zones urbanisées, face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévision valable est de développer les techniques de construire. Cela signifie construire de manière telle que les bâtiments même endommagés ne s'effondrent pas.

La construction parasismique est l'une des nouvelles techniques, elle est le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis dans des hypothèses et des théories des vérifications, avec plus ou moins de détails, dans le Règlement Parasismique Algérien "RPA99 version 2003", le CBA93 et aussi le BAEL91, l'objectif de ces règlements est d'assurer la sécurité et l'économie de vie humaine et de construction.

Pour satisfaire la technique énoncée ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés. Spécifier les procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation. Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité (grande importance)
- assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé une étude complète d'une tour de 16 étages en Béton Armé contreventé par voiles et portiques.

Alors que ce travail est constitué de septes chapitres

- Le Premier chapitre consiste à la présentation de l'ouvrage et les généralités connus dans le génie civil
- Le deuxième chapitre présente le pré-dimensionnement de la structure porteuse et une évaluation des charges distribuées sur les niveaux des étages
- Le troisième chapitre présente le calcul des éléments non structuraux tels que l'acrotère, les escaliers, les balcons et les planchers.
- Le quatrième chapitre consiste à déterminer les actions du vent qui influence sur le bâtiment
- Le cinquième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques.
- Le sixième chapitre sera le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS.
- Le septième chapitre on aura l'étude des fondations et les ferrailés.

Chapitre 1 : présentation de projet

I.1 Présentation de l'ouvrage :

I.1.1. Définition de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été proposé est un bâtiment à usage d'habitation situé à Annaba qui est classée en Zone de sismicité (ZONE IIa) selon RPA99/version 2003, il est composé d'un rez-de-chaussée et de 16 étages, le bâtiment est conçu de manière à avoir quatre appartements de types 2F3 et 2F4 au niveau de chaque étage, pour le rez-de-chaussée, première et deuxième étage espaces commerciaux.

I.1.2. Caractéristique de l'ouvrage :

- **Géométrie :**

Les dimensions de la structure sont données comme suit :

- * Longueur en plan..... 22,90 m.
- * Largeur en plan.....21.40 m.
- * Hauteur du RDC,.....4.08 m.
- * Hauteur première, deuxième étage.....4.08 m .
- * Hauteur des étages courants.....3.06 m.
- * Hauteur totale du bâtiment (Avec l'acrotère).....56.14m.

- **Ossature de l'ouvrage :**

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application des RPA99/Version2003. D'après les conditions de l'article (3.4.A) pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 8.00 m. Par conséquent, notre contreventement est assuré par des portiques et des voiles dans les deux directions.

- ❖ Les voiles de contreventement doivent reprendre au **plus 20%** des sollicitations dues aux charges verticales.
- ❖ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, **au moins 25%** de l'effort tranchant d'étage.

- **Planchers :**

Nous avons opté pour deux types de planchers :

Plancher à corps creux (16+4) cm pour les différents étages (3^{ème}, 16^{ème} étage) aussi que la terrasse.

Plancher à dalle pleine pour les étages (1^{er} et 2^{ème}), les balcons, les murs voiles périphériques et paliers.

- **Façades :**

Les façades sont réalisées en double cloison par des éléments de briques comportant des ouvertures pour fenêtres à certains endroits, et pour mur intérieur une cloison.

- **Murs extérieurs :**

Le remplissage des façades est en maçonnerie double parois, elles sont composées :

- Une cloison en brique à 8 trous de 10 cm d'épaisseur.
- Une l'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Une cloison en brique à 12 trous de 15 cm d'épaisseur.

- **Murs intérieurs :**

- Une cloison de séparation de 10 cm d'épaisseur.



Fig. I.1 Briques creuse.

- **Revêtement :**

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

- **L'acrotère :**

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de hauteur 95cm et de 10cm d'épaisseur.

- **L'infrastructure :**

Sera réalisée en béton armé en assurant :

- Transmission des charges verticales au sol d'assise de la structure.
- Limitation des tassements différentiels.
- Encastrement de la structure dans le sol.

• Escaliers :

La cage d'escalier permet l'accès aux différents niveaux jusqu'au dernier étage, dans notre projet il y a deux types d'escaliers, qui sera réalisé en béton armé coulé sur place.

• Cage d'ascenseur :

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

I.1.3. Données géotechniques :

Le bâtiment est implanté dans une Zone classée par le RPA/V2003 comme :

- Une Zone de sismicité (ZONEIIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 1B.
- Le site est considéré comme site3 (site meuble).
- La contrainte admissible du sol est $\sigma = 3$ bars

I.1.4 Les règlements de calcul :

L'étude de cet ouvrage est effectué conformément aux :

- *Règlement parasismiques algériennes (RPA99/V2003).
- *Béton armé aux états limites (BAEL91).

1.2 Caractéristiques des matériaux :**I.2.1 Introduction :**

Le béton armé se compose de béton et des armatures, le béton représente une bonne résistance à la compression et une faible résistance à la traction, l'acier offre une bonne résistance de traction, de l'association de ces deux matériaux, il en résulte un matériau composite dans lequel chacun répond au mieux aux sollicitations auxquelles il est soumis.

I.2.2 le béton :

Le béton est un mélange d'agréats (gravillons, sable), de liants (ciments), d'eau et éventuellement de produits d'addition (les adjuvants). Dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement.

I.2.3 Composants du béton :

- **Le ciment :**

Le ciment joue un rôle de liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

- **l'eau :**

L'eau doit être propre, si elle contient des chlorures, une réaction chimique aura lieu, est modifiera la prise du ciment. Le béton alors perdra ses qualités de résistance.

- **les granulats :**

Les granulats utilisés sont issus de carrière, ou blocs de roches concassés, la taille des granulats est indiquée par deux chiffres, la plus grande et les plus petites dimensions des éléments, pour le béton employé dans le bâtiment les granulats les plus courants sont le sable et le gravier.

- **Le sable :**

Le sable est constitué des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tous calibres, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

- **Le gravier :**

Elles sont constituées des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

Le béton utilisé est un béton courant doser à 350 kg/m³ de ciment. Sa composition courante pour 1 m³ est comme suit :

Ciment : 350 kg/m³ de (CPA 325).

Gravier : 800 Litres de 5/25 mm.

Sable : 400 Litres de 0/5mm.

Eau : 175 litres d'eau de gâchage.

I.2.4 Caractéristiques mécaniques du béton :

I.2.4.1 Résistance à la compression :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée f_{c28} .

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge est inférieur à 28 jours on se refait à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour (j) considéré.

On peut admettre (selon **BAEL**) que pour $j \leq 28$ la résistance f_{cj} de béton non traité thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour : } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

$$\text{pour } j > 28 \text{ jour} \quad f_{c,j} = 1,10 \times f_{c28}.$$

Dans notre projet : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

I.2.4.2 Résistance à la traction :

La résistance caractéristique du béton à la traction à (j) jours, notée f_{tj} , est définie conventionnellement par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj}.$$

Dans notre projet $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

Dans laquelle f_{tj} et f_{cj} sont exprimées en MPa, de plus cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} < 60 \text{ MPa}$.

I.2.4.3 Modules de déformation longitudinale

• Déformations instantanées :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de (j) jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11 \times 10^3 \times (f_{cj})^{\frac{1}{3}}.$$

Avec E_{ij} exprimé en Mpa : désignant la résistance caractéristique à la compression à (j) jours.

• Déformations différées :

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. On considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

A défaut de mesures, on admet que sous contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

Alors le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{\frac{1}{3}}. \quad \text{Avec } E_{vj} \text{ exprime en MPa.}$$

I.2.4.4 la déformation transversale du béton :

Le module de déformation transversal set donnée par :

$$G = \frac{E}{[2 \times (1 + \nu)]}$$

ν : Est le coefficient de poisson = $\frac{\text{Déformation relative transversale}}{\text{Déformation relative longitudinale}}$

Le coefficient de poisson est pris égal à :

- ❖ 0,2 : pour le calcul des déformations.
- ❖ 0 (zéro) : pour le calcul des sollicitations.

I.2.4.5 Contraintes limites :

Les sollicitations de calcul ne doivent pas dépasser dans le sens défavorable les sollicitations limites ultimes.

Contrainte à l'état limite ultime :

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par la relation :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

La constante 0,85, coefficient de sécurité, tient compte du fait que l'éprouvette de béton est écrasée sous une charge instantanée, tandis que l'ouvrage est soumis à des charges de longue durée d'application.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_b = 1,5$cas d'actions courantes.

$\gamma_b = 1,15$cas d'actions accidentelles.

θ :.....Coefficient dépendant de la durée d'application des actions.

$\theta = 1$durée d'application des sollicitations supérieure à 24h.

$\theta = 0,9$durée d'application des sollicitations entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$durée d'application des sollicitations inférieure à 1h.

Dans notre étude on utilisera $f_{c28} = 25 \text{MPa}$: $\begin{cases} f_{bu} = 14,17 \text{ MPA} & \text{cas courant.} \\ f_{bu} = 18,48 \text{ MPA} & \text{cas accidentelle.} \end{cases}$

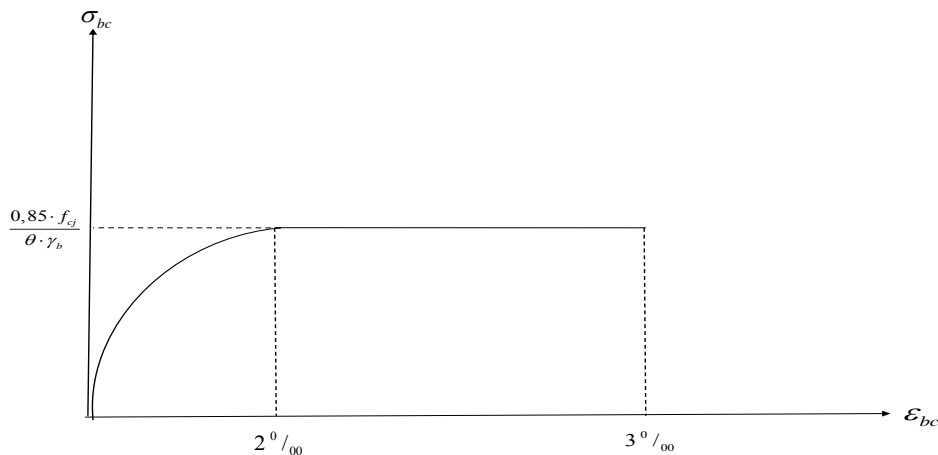


Fig. I. 1 : Diagramme Déformation-Contrainte du béton.

❖ **Contrainte limite de cisaillement :**

La contrainte limite de cisaillement donne par : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$

V_u : Effort tranchant.

d : Hauteur utile de la section de béton considérée.

b_0 : Largeur de la section de béton considérée.

La contrainte admissible de cisaillement :

- Cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \min(0,13 \times f_{c28}; 4 \text{ MPA}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPA.}$$

- Cas d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min(0,10 \times f_{c28}; 3 \text{ MPA}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2,50 \text{ MPA.}$$

❖ **Contrainte limite de service :**

La contrainte limite de service en compression $\overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA.}$$

I.2.5 Caractéristiques mécaniques de l'acier :

I.2.5.1 Limite d'élasticité garantie f_e :

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont données par le tableau suivant :

type	Nuance	f _e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	FeE22	215	Emploi courant. épingles de levage des pièces préfabriquées
	FeE24	235	
Barres HA -Type 1 et 2	FeE40	400	Emploi courant.
	FeE50	500	
Fils tréfiles HA -Type 3	FeTE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	FeTE50	500	
Treillis soudés -lisses -Type 4	TSL	500	emploi courant
	TSHA	520	

Tab. I.1 La limite d'élasticité de l'acier

L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence **HA FeE40** type 1 (limite d'élasticité $f_e=400\text{MPa}$), et pour les armatures transversales est un rond lisse FeE24 ($f_e=235\text{MPa}$).

Le module d'élasticité : $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$

I.2.5.2 Diagramme contrainte-déformation :

❖ Contrainte limite ultime :

La contrainte limite de traction des aciers en service n'est limitée qu'en cas de fissuration peu préjudiciable, préjudiciable ou très préjudiciable.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ contrainte limite de l'acier .}$$

f_e : limite élastique de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier dépendant de la nature des actions.

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{action courante.} \\ \gamma_s = 1,00 \rightarrow \text{action accidentelle.} \end{cases}$$

Dans notre cas :

$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l}$: Allongement unitaire de l'acier.

❖ **Contrainte limite de service :**

-Fissuration peu nuisible :

$$\sigma_s \leq f_e$$

- Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \text{ MPA.}$$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \text{ MPA.}$$

Avec : n Coefficient de fissuration dont la valeur est :

$$\begin{cases} \eta = 1,00 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \\ \eta = 1,60 & \text{pour les aciers haute adhérence.} \end{cases}$$

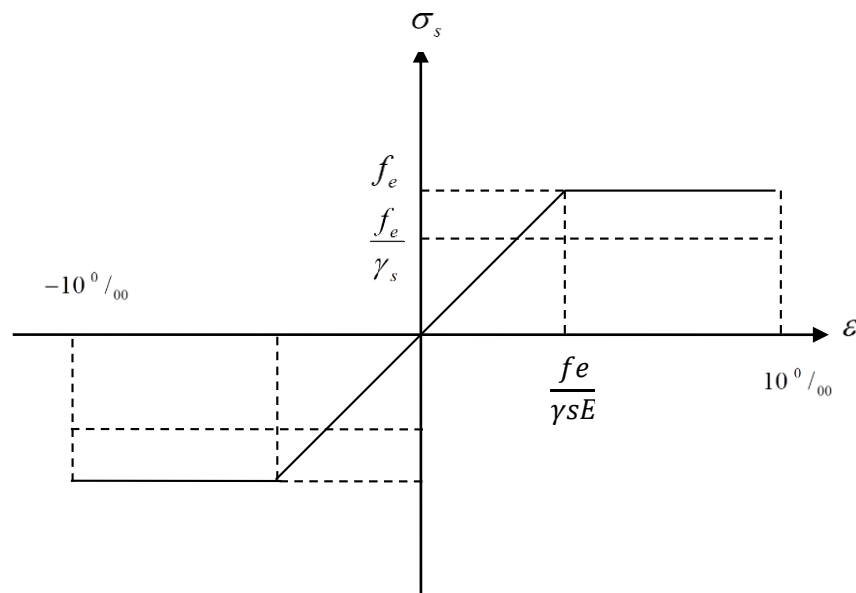


Fig. I.2 : Diagramme Déformation – Contrainte de l'acier.

I.2.6 Actions et sollicitations :

I.2.6.1 Actions :

Les actions sont des forces et couples de forces dues aux charges appliquées (Permanent, climatiques, d'exploitations) et aux déformations imposées (Variations de température, tassements d'appuis).

On notera :

- ❖ **G** : Charges permanentes (poids propre de la structure + les équipements fixes).
- ❖ **Q** : Charges variables (exploitations + climatiques).
- ❖ **E** : Action accidentelle (séisme).

I.2.6.2 Sollicitations :

Les sollicitations sont des efforts (efforts normaux, efforts tranchants) et des moments (moments de flexion, moments de torsion) calculés à partir des actions.

❖ Sollicitations de calcul :

Les combinaisons utilisées dans notre étude :

- à l'état limite ultime (ELU).

$$1,35.G + 1,5.Q.$$

- à l'état Limite de Service (ELS).

$$G + Q$$

- Les combinaisons sismiques utilisées dans notre étude selon le **RPA 99 Version 2003** :

- ✓ $G + Q + E$

- ✓ $0,8 \times G \pm E$

Chapitre 2 :

Pré dimensionnement et descente de charge

II.1 Introduction :

Dans n'importe quel projet le pré dimensionnement des éléments structuraux représentent le point de départ et la base de la justification, non seulement à la résistance mais aussi à la stabilité de l'ouvrage, pour cela les éléments seront pré dimensionnés suivant les règles BAEL91 et vérifiées par la suite selon le RPA99 version 2003.

II.2 Pré dimensionnement du plancher :

- **planchers à corps creux :**

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles reposent sur 4 appuis, on adopte dans notre projet des planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux :

- les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings).
- les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- une dalle de compression armée ou "hourdis" coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression. Le plancher est entouré par un chaînage horizontal.

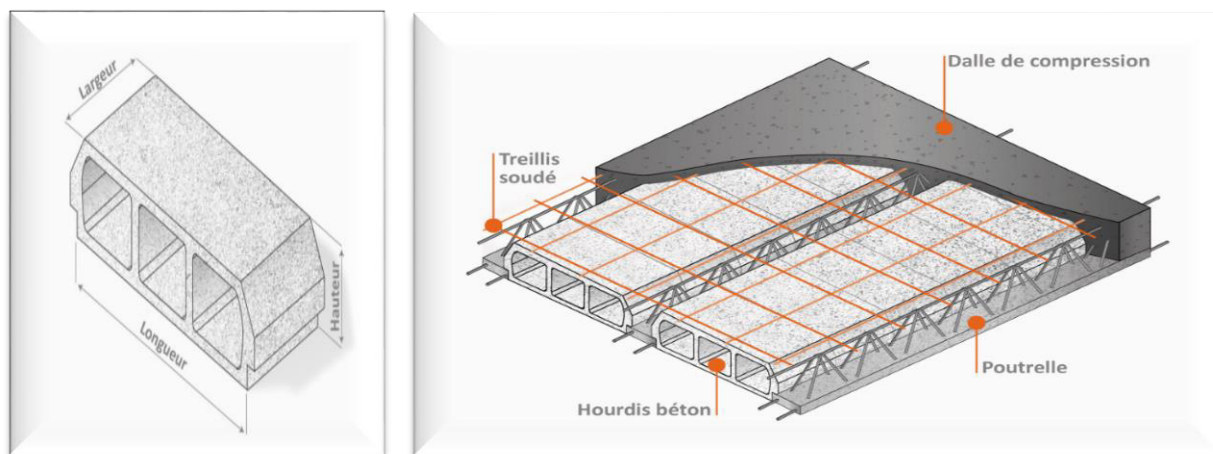


Figure.II.1. Schéma descriptif d'une dalle à corps creux

On déduira l'épaisseur des planchers à partir de la condition ci-après

$$Ht / Lx \geq \max \left\{ (1/15) \times (M_t \times M_0) ; (1/22,5) \right\}$$

$$Ht \geq \max \left\{ (1/15) \times (M_t \times M_0) Lx ; (1/22,5) Lx \right\}$$

Avec : l_x : est la plus grande portée dans le sens de disposition des nervures entre nus.

Donc on a : $l_x = 3.60 \text{ m}$.

M_t : le moment en travée $M_t \geq 0,75 M_0$.

M_0 : le moment isostatique correspondant.

$$Ht \geq \max \left\{ (1/15) \times (0,75 \times 360) ; 360 (1/22,5) \right\}$$

$$H_t \geq \max \{18 ; 16\}$$

On adopte : $h_t = 20 \text{ cm}$

On utilise un plancher à corps creux de type (16+4) cm de charge permanente

$$\text{Tel que : } h_t = D + E = 16 + 4$$

D : l'épaisseur de corps creux.

E : l'épaisseur de la dalle de compression.

Pour la largeur de la nervure nous avons :

$$b_0 = (8 \div 14) \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } b_0 = 10 \text{ cm}$$

- **Pré dimensionnement des poutrelles :**

Les poutrelles sont des éléments secondaires, coulées sur place en même temps que le plancher, leurs armatures permettent au béton de résister à la flexion, elles supportent le plancher et transmettent ses charges à la structure porteuse.

Leur dimension déterminée comme suite :

$$b_1 \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow b_1 \leq 31 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L_{hourdis}}{2} \Rightarrow b_1 \leq 27,5 \text{ cm}$$

$$6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \Rightarrow 24 \leq b_1 \leq 32 \text{ cm}$$

On prend donc : $b_1 = 27,5 \text{ cm}$

Par conséquent : $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 27,5 + 10 = 65 \text{ cm}$

Donc la largeur de la nervure $b = 65 \text{ cm}$.

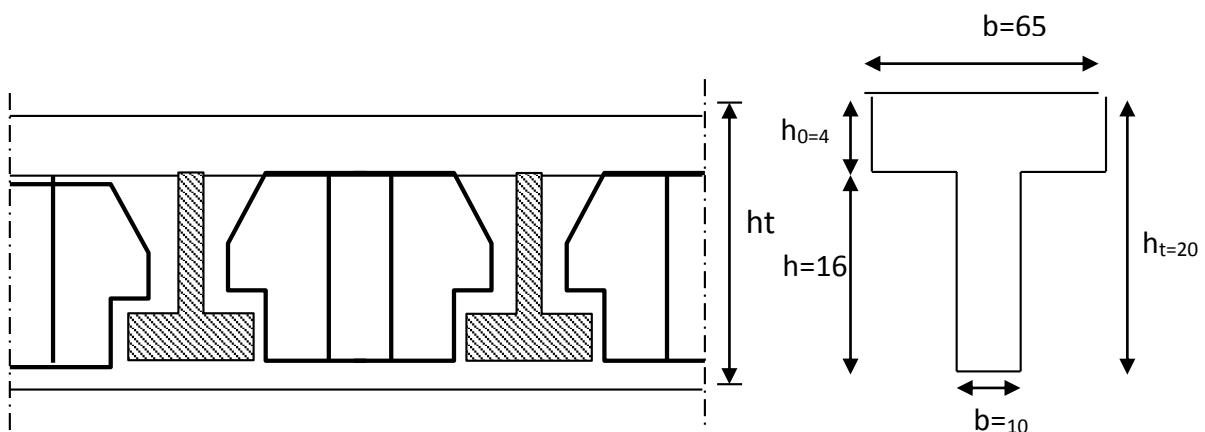


Fig.II.2 Plancher à corps creux

• **Plancher à dalles pleines :**

➤ **Résistance au feu :**

- e = 7 cm pour une heure de coup de feu.
- e = 11 cm pour deux heures de coup de feu.

➤ **Isolation acoustique :**

Selon les règles techniques « BAEL 91 » en vigueur en l’Algérie l’épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 16 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

➤ **Résistance à la flexion :**

- Dalle reposant sur deux appuis..... $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis..... $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$

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

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 4 appuis ont une portée égale à :

$L_x = 3.60m = 360cm$

$\frac{360}{50} < e < \frac{360}{40} \longrightarrow 7.2 < e < 9$

Donc on a prend une épaisseur **e =16 cm**

II.3. pré dimensionnement du Balcon :

Les balcons sont des dalles pleines encastées dans les poutres, leurs épaisseurs sont déterminées suivant la formule suivante :

$\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{20} + 7$, avec L est la largeur du plus grand balcon L=1.50 m.

$\frac{150}{15} \leq e \leq \frac{150}{20} + 7 \Rightarrow 10 \leq e \leq 14.5$

Donc on a prend une épaisseur **e =16 cm**.

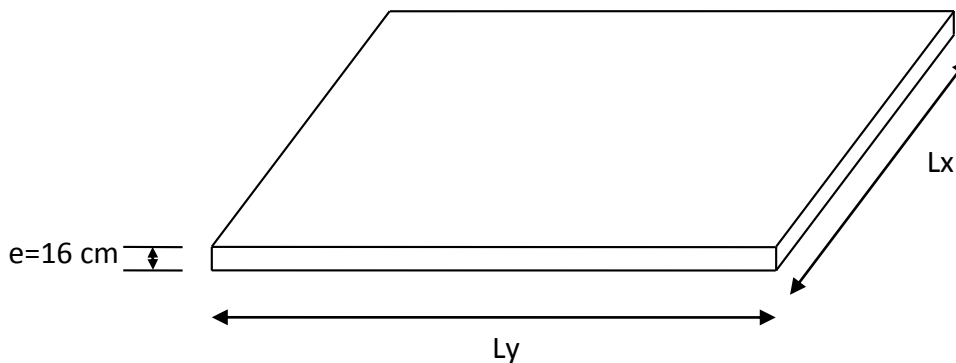


Fig.II. 3 : dimensions des balcons

II.4 pré dimensionnement des Voiles :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par (**l'article 7.7.1 du RPA99/V2003**) ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

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

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

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

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

D'après l'article (**7.7.1 RPA99 /V2003**), « L'épaisseur minimale est de 15 cm ». De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des Conditions de rigidité aux extrémités.

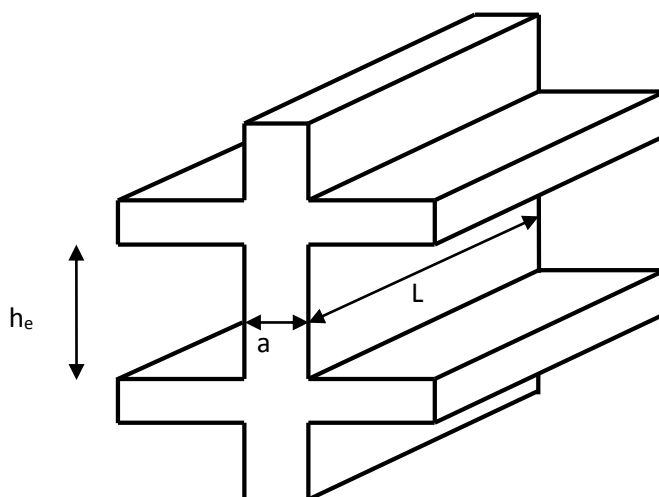


Figure.II.4. Coupe de voile en élévation.

Dans notre projet il y a plusieurs types des voiles :

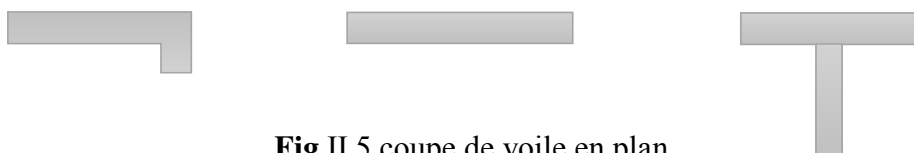


Fig.II.5 coupe de voile en plan

A partir de la hauteur

d'étage : $h_e = 3.06m$

de RDC, 1^{er}, 2^{eme} : $h_{e,max}=4,08m$, et des conditions de rigidité aux extrémités,

$$e \geq h_{e,max}/20 \Rightarrow e \geq 20.4 \text{ cm} ; e \geq h_{e,max}/22 \Rightarrow e \geq 18.55 \text{ cm}$$

$$e' \geq h_e/20 \Rightarrow e \geq 15.3 \text{ cm} ; e \geq h_{e,max}/22 \Rightarrow e \geq 13.9 \text{ cm}$$

On adopte : $e' = 20\text{cm}$. pour tous les voiles de défèrent étages

Dans notre projet la plus petite longueur du voile est : $L=2,95m$.

$$L_{min}=295 \text{ cm} \geq 4 e_{max}=100 \text{ cm} \dots\dots\dots CV$$

II.5 pré dimensionnement des Poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux ont pour rôle de supporter les charges verticales dues aux planchers, poutrelles et les charges horizontales dues aux séismes et transmises aux poteaux.

Le pré-dimensionnement des poutres s'effectue à partir des conditions suivantes :

➤ **D'après le BAEL :**

$$(L/15) \leq h \leq (L/10)$$

$$0.3h \leq b \leq 0.5h$$

➤ **D'après le RPA :**

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec:

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

L: la portée de la poutre.

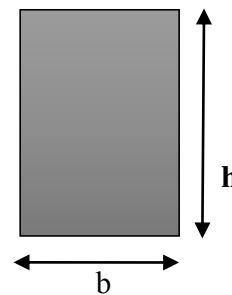


Fig.II.6 Section des poutres.

a- Poutres longitudinales

Soit $L_{max}= 3.60m$. La longueur maximale dans le sens longitudinale

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.5h \end{cases}$$

$$\begin{cases} 24 \leq h \leq 36. & \implies h = 35\text{cm} \\ 10.5 \leq b \leq 17.5 & \implies b = 30\text{cm} \end{cases}$$

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions du RPA99 :

$$b \geq 20\text{cm} \quad \implies 30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$h \geq 30\text{cm} \quad \implies 35 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$h/b \leq 4 \quad \implies (35/30) \leq 4 = 1.16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc on adopte : **b=30cm** pour des raisons architecturale Soit : **b×h=30×35cm²**.

b- Poutres transversals :

Soit **L_{max}=3.90m** la longueur maximal dans le sens transversal.

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.5h. \end{cases}$$

$$\begin{cases} 26 \leq h \leq 35. & \implies h = 35\text{cm} \\ 12 \leq b \leq 20 & \implies b = 30\text{cm} \end{cases}$$

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions du RPA99 :

$$b \geq 20\text{cm} \quad \implies 30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$h \geq 30\text{cm} \quad \implies 35 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$h/b \leq 4 \quad \implies (35/30) \leq 4 = 1.16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc on adopte : **b=30cm** pour des raisons architecturale Soit : **b×h=30×35cm²**.

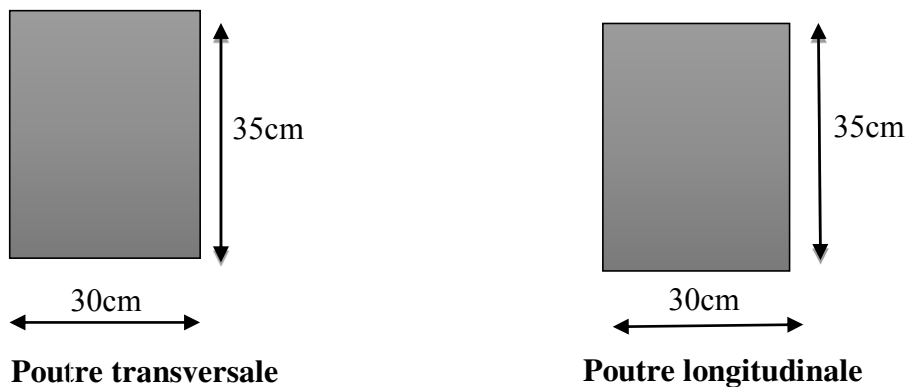


Fig.II.7 Dimension des poutres transversales et longitudinales.

II.6. Les escaliers :

• **Définition :**

Un escalier est un élément constitué d’une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d’une construction, constitués d’une dalle inclinée (paillasse), avec des dalles horizontales (paliers), ces derniers sont coulés sur place.

La cage d’escalier est située à l’intérieur du bâtiment et l’escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s’appuyer sur les paliers.

• **Composition d’un escalier :**

La montée ou la hauteur d’escalier (H)

Le giron : la largeur de marche (g).

L’emmarchement : la largeur de la volée.

La contre marche : la partie verticale d’une marche (h).

La paillasse : plafond qui monte sous marches.

Le palier : la partie horizontale.

La volée : suite ininterrompues des marches.

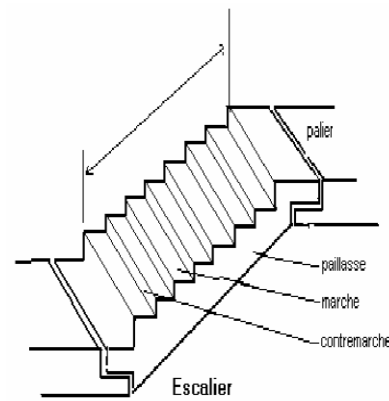


Figure.II.8. Composition d’un escalier.

Pour notre construction, on a un type d’escalier :

- ❖ Bâtiment à usage d’habitation : l’emmarchement de 1 à 1.5m
- ❖ Pour les dimensions des marches « g », et des contre marches « h » on utilise généralement la formule de « blondel » : **60cm < m < 65cm**

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} 14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}. \\ 22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}. \end{array} \right. \quad \text{On prend } \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} g = 30\text{cm}. \\ h = 17\text{cm}. \end{array} \right.$$

Vérification de la formule de blondel : **60cm < m < 65cm**

On a : $m = g + 2h = 30 + (2 \times 17) = 64\text{cm}$

✓ $60\text{ cm} \leq 64\text{ cm} \leq 65\text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$

Pour notre construction nous avons 2 volées :

La hauteur de volé est égale à : $H_v = (2.04\text{m}).$

- **Nombre des contre marches :**

$$\frac{H}{h} = \frac{2.04}{0,17} = 12 \text{ contre marches}$$

- **Nombre des marches :**

$$N_m = N_{cm} - 1 = 12 - 1 = 11 \text{ marches.}$$

- **La ligne de foulée :**

$$L_f = g \times N_{cm} = 0,3 \times 11 = 3.3 \text{ m}$$

- **L'inclinaison :**

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L_f} = \frac{2.04}{3.3} = 0,618$$

$$\longrightarrow \alpha = 31.72^\circ$$

- **Epaisseur de la paille :**

$$\text{Avec : } L = \sqrt{3.3^2 + 2.04^2} = 3,88 \text{ m}$$

$$\text{Selon la condition suivant : } e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) \cdot L = (12.93; 19.4)$$

Donc pour assurer la non déformabilité des escaliers on fixe : **e = 16 cm.**

pour La hauteur de volé est égale à : $H_v = (1.53 \text{ m})$.

- **Nombre des contre marches :**

$$\frac{H}{h} = \frac{1.53}{0,17} = 9 \text{ contre marches}$$

- **Nombre des marches :**

$$N_m = N_{cm} - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

- **La ligne de foulée :**

$$L_f = g \times N_{cm} = 0,3 \times 8 = 2.4 \text{ m}$$

- **L'inclinaison :**

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L_f} = \frac{1.53}{2.4} = 0,638$$

$$\longrightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

- Epaisseur de la paillasse :

$$\text{Avec : } L = \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} = 2.85m$$

$$\text{Selon la condition suivant : } e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) \cdot L = (9.5; 14.25)$$

Donc pour assurer la non déformabilité des escaliers on fixe : **e= 16 cm.**

II.7 .pré dimensionnement des Poteaux :

Les poteaux sont les éléments de la structure, qui transmettent les charges verticales aux fondations. Ils participent au contreventement total ou partiel des bâtiments.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armature de 1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé) déterminé par la descente des charges.

- **D'après RPA99/version 2003 :**

Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone II doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (b, h) \geq 30 \text{ cm} \\ \min (b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$

- **D'après les règles BAEL91 :**

L'effort normal ultime N_{ui} agissant sur un poteau (compression centré) est donné par la formule suivante :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_{ui}}{\left[\frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85 \times f_e}{\gamma_s (A_s / B_r)} \right]}$$

Avec:

B_r: section réduite du poteau, **B_r= (a-0.02)(b-0.02)m².**

N_{ult}: Effort normal maximal à l'ELU (Nu=1.35G+1.5Q).

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours (ici on prend : f_{c28}=25MPa)

F_e : contrainte limite élastique des aciers (ici on prend : f_e=400MPa)

A_s : section d'armature dans le poteau

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que : γ_b =1.5 (situation durable ou transitoire).

γ_s: Coefficient de sécurité de l'acier tel que : γ_s =1.15 (situation durable ou Transitoire).

α : coefficient fonction de l'élanement du poteau calculé par :

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

Généralement le pourcentage de l'acier est de 1% de la section :

$$\frac{A_s}{B_r} = \frac{1}{100} \Rightarrow \text{alors : } \Rightarrow Nu \leq \alpha \cdot B_r \cdot \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \cdot \gamma_s} \right] \Rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \cdot \gamma_s} \right]}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda = 35 \quad \Rightarrow \alpha = 0.708 \quad \Rightarrow B_r \geq 0.064 N_u \\ \lambda = 50 \quad \Rightarrow \alpha = 0.603 \quad \Rightarrow B_r \geq 0.075 N_u \end{array} \right.$$

N_u est déterminé à partir de la descente des charges.

Pour des raisons de sécurité on adopte : $B_r = 0,075 \cdot N_u$.

II.8 Evaluation des charges et surcharges :

En terme de détermination les charges et les surcharges des éléments structuraux et non-structuraux, après qu'on a spécifié les dimensions de ces derniers. On évalue les valeurs dans les tableaux suivants :

- **Les planchers :**

a) Plancher terrasse a corps creux (inaccessible) :

Charge permanent

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Protection en gravillons roulés	0,05	17	0,85
2-Etanchéité multicouches	0,12
3-Béton forme de pente	0,08	22	1,76
4-Isolation thermique	0,05	03	0,15
5-Plancher a corps creux	0,02	/	2.8
6-Enduit de plâtre	0,01	10	0,20
		Total (KN/m ²)	5,88

Tableau.II.1. Charge permanente due au plancher terrasse (corps creux).

Surcharge d'exploitation $Q=1 \text{ KN/m}^2$.

b) Plancher étage courant (corps creux) :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-cloison	/	/	1,20
2-carrelage	0,02	22	0,44
3-mortier de pose	0,02	20	0,40
4-couche de sable fin	0,02	18	0,36
5-Plancher a corps creux	0.20	/	2.8
6-Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
		Total (KN/m ²)	5.4

Tableau.II.2. Charge permanente due au plancher étage (corps creux).

Surcharge d'exploitation : $Q=1,5\text{KN/m}^2$

c) Plancher étage dalle pleine :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-cloison	/	/	1
2-carrelage	0,02	22	0,44
3-mortier de pose	0,02	20	0,40
4-couche de sable fin	0,02	18	0,36
5-la dalle pleine	0.16	25	4
6-Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
		Total (KN/m ²)	6,4

Tableau.II.3. Charge permanente due au plancher étage (dalles pleines).

Surcharge d'exploitation $Q= 5 \text{ KN/m}^2$

- **Les balcons :**

a) Balcon terrasse :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
-Protection en gravillons roulés	0,05	17	0,85
-Etanchéité multicouches	0,02	06	0,12
-Béton forme de pente	0,10	22	2,2
-Isolation thermique	0,05	0.3	0,015
-dalle pleine	0,16	25	4
-Enduit de ciment	0,02	20	0,40
		Total (KN/m ²)	7,59

Tableau.II.4. Charge permanente due au Balcon terrasse.

Surcharge d'exploitation **Q=1 KN/m²**

b) balcon étage :

c) Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
-carrelage	0,025	20	0,44
-mortier de pose	0,02	20	0,40
-couche de sable	0,02	19	0,36
-plancher a dalle pleine	0,16	25	4
-Enduit de ciment	0,02	20	0,40
		Total (KN/m ²)	5,6

Tableau.II.5. Charge permanente due au Balcon étage.

Surcharges d'exploitation : **Q =3,50 KN/m²**

• **Les escaliers :**

a) La pailleasse avec une inclinaison de 32,52° :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
-carrelage	0,02	22	0,44
-mortier de pose	0,02	20	0,40
-couche de sable fin	0,02	18	0,36
-poids propre des marches	0,17/2	25	2,12
-poids propre de paillasse	0,16	25/cos32,52	4,74
-Enduit de ciment	0,02	20/cos32,52	0,48
		Total (KN/m ²)	8,54

Tableau.II.6. Charge permanente due au Paillasse à 32,52°.

Surcharge d'exploitation : **Q= 2.5 (KN/m2).**

b) La paillasse avec une inclinaison de 31,72°:

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
-carrelage	0,02	22	0,44
-mortier de pose	0,02	20	0,40
-couche de sable fin	0,02	18	0,36
-poids propre des marches	0,17/2	0,25	2,12
-poids propre de paillasse	0,16	25/cos31,72	4,70
-Enduit de ciment	0,02	20/cos31,72	0,47
		Total (KN/m ²)	8,49

Tableau.II.7. Charge permanente due au Paillasse à 31,72°.

Surcharge d'exploitation : **Q= 2,5 (KN/m2).**

c) Palier :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
-carrelage	0,02	22	0,44
-mortier de pose	0,02	20	0,40
-couche de sable fin	0,02	18	0,36

-poids propre de palier	0,16	25	4
-Enduit de ciment	0,02	20	0,40
		Total (KN/m ²)	5,6

Tableau.II.8. Charge permanente due au Palier.

Surcharge d'exploitation : $Q= 2.5$ (KN/m²).

• **Les murs :**

a) Mur extérieurs :(épaisseur e=30cm) :

	Couche & épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre 2 cm	10	0,2
2	Brique creux 10cm	11	1.1
3	L'aine d'aire 5cm	----	----
4	Brique creux 15cm	11	1,65
5	Enduit de ciment 2cm	18	0,36
Charge permanente (KN/m ²)			3,31

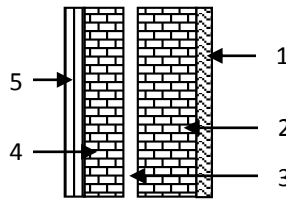


Tableau.II.9. Charge permanente due aux cloisons

b) Cloison intérieure :(épaisseur e=10cm)

	Couche & épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre 2 cm	10	0,2
2	Brique creux 10cm	11	1,1
3	Enduit de plâtre 2 cm	10	0,2
Charge permanente KN/m ²)			1,50

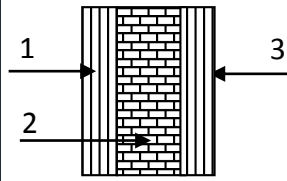


Tableau.II.10. Charge permanente due aux cloisons

c) Cloisons intérieures à doubles parois:

	Couche et épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre 2 cm	10	0,2
2	Brique creux 10cm	11	1,1
3	L'aine d'aire 5cm	----	---
4	Brique creux 15cm	11	1,65
5	Enduit de plâtre 2cm	10	0,2
Charge permanente (KN/m ²)			3.15

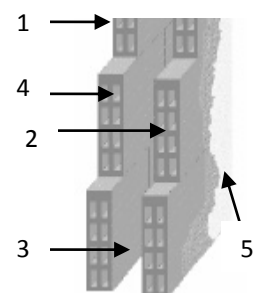


Tableau.II.11. Charge permanente due aux cloisons intérieures à doubles parois.

II.9. descente des charges :

On appelle descente de charges l'opération qui consiste à calculer pour les poteaux de la construction, les charges qu'ils supportent au niveau de chaque étage jusqu'aux fondations.

D'après le RPA les poteaux de rives et d'angles, doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux pour des raisons techniques de réalisation, de rapidité d'exécution, et pour leurs conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques.

On se limitera dans notre étude sur le calcul de la descente de charges du poteau le plus sollicité seulement.

Etapes de calcul :

Les étapes de pré dimensionnement sont :

- Le choix du poteau le plus sollicité.
- Le calcul de la surface reprise par ce poteau
- La détermination des efforts repris par ce poteau à l'ELU et on fait vérifier

Avec RPA /2000

➤ Poteau intermédiaire : (D- 3)

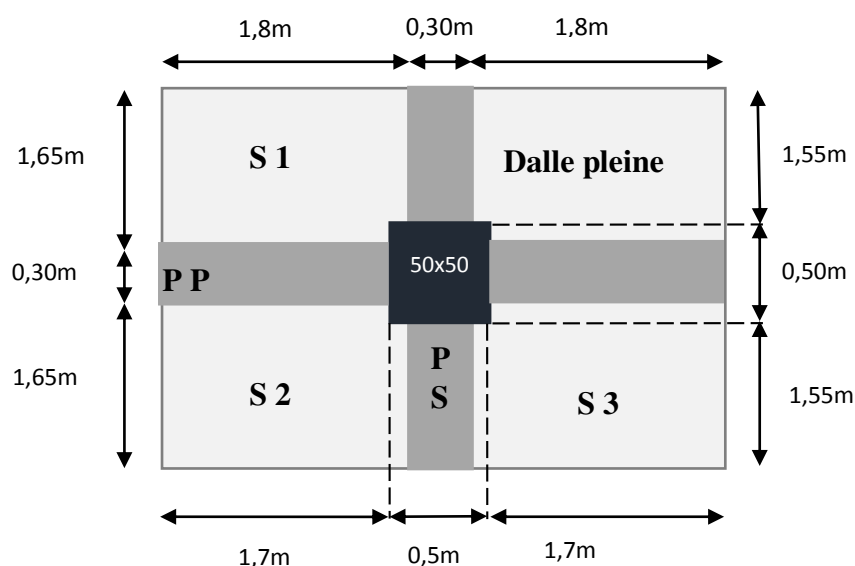


Fig II.9 Dimension de la section revenant au poteau intermédiaire

Détermination des charges permanentes (G) et des charges d'exploitation (Q) :

✓ Calcul des surfaces :

$$S_1 = 1,8 \times 1,65 - (0,1 \times 0,1) = 2,96 \text{m}^2$$

$$S_2 = 1,65 \times 1,8 - (0,1 \times 0,1) = 2,96 \text{m}^2$$

$$S_3 = 3,6 \times 1,8 - (0,5 \times 0,1) = 6,43 \text{m}^2$$

* Calcul des charges:

- Plancher terrasse < inaccessible >

$$G = 5,88 \times S = 5,88 \times 12,35 \Rightarrow G = 72,618 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \times S' = 1 \times 14,04 \Rightarrow Q = 14,04 \text{ KN}$$

- Plancher étage courant (corps creux) +(dalle pleine)

$$G = 5,4 \times (S_1 + S_2) + 6,4 \times S_3 \Rightarrow G = 71,344 \text{ KN}$$

$$Q = 1,5 \times (S_1 + S_2) + 5 \times S_3 \Rightarrow Q = 41,03 \text{ KN}$$

- Plancher RDC, 1er 2eme étage (dalle pleine)

$$G = 6,4 \times S = 6,4 \times 12,35 \Rightarrow G = 79,04 \text{ KN}$$

$$Q = 5 \times S = 5 \times 12,35 \Rightarrow Q = 61,75 \text{ KN}$$

- Poutre longitudinale

$$g = 0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,625 \text{ KN/m}$$

$$L = 1,55 + 1,55 = 3,1 \text{ m}$$

$$G = g \times L = 8,14 \text{ KN}$$

- Poutre transversale

$$g = 0,35 \times 0,3 \times 25 = 2,625 \text{ KN/m}$$

$$L = 1,7 + 1,7 = 3,4 \text{ m}$$

$$G = 8,925 \text{ KN}$$

- Poteaux

$$\text{Poteau étage courant} \Rightarrow G = 0,5 \times 0,5 \times 3,06 \times 25 = 19,125 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau RDC, 1er et 2eme étage} \Rightarrow G = 0,60 \times 0,60 \times 4,08 \times 25 = 36,72 \text{ KN}$$

Niveau	Elément	Surcharges avant dégression	Coefficient de dégression	Chargement après dégression	
				G (kn)	Q (kn)
	Plancher terrasse			72,618	

N0	Poutre principale			8,925	
	Poutre secondaire			8,14	
	Charge d'exploitation	14,04	1		14,04
	Total			89,683	14,04
N1	Venant de N0			89,683	14,04
	Poteau			19,125	
	Total			108,808	14,04
N2	Venant de N1			108,808	14,04
	Plancher étage			71,344	
	Poutre principale			8,925	
	Poutre secondaire			8,14	
	Charge d'exploitation	41,03	1		41,03
	Total			188,291	55,07
N3	Venant de N2			188,291	55,07
	Poteau			19,125	
	Total			207,416	55,07
N4	Venant de N3			207,416	55,07
	Plancher étage			71,344	
	Poutre principale			8,925	
	Poutre secondaire			8,14	
	Charge d'exploitation	41,03	0,9		36,927
	Total			295,825	91,997

N5	Venant N4			295,825	91,997
	Poteau			19,125	
	Total			314,95	91,997
N6	Venant de N5			314,95	91,997
	Plancher étage			71,344	
	Poutre principale			8,925	
	Poutre secondaire			8,14	
	Charge d'exploitation	41,03	0,8		32,824
	Total			403,359	124,821
N7	Venant de N6			403,359	124,821
	Poteau			19,125	
	Total			422,484	124,821
N8	Venant de N7			422,484	124,821
	Plancher étage			71,344	
	Poutre principale			8,925	
	Poutre secondaire			8,14	
	Charge d'exploitation	41,03	0,7		28,721
	Total			510,893	153,542
N9	Venant de N8			510,893	153,542
	Poteau			19,125	
	Total			530,018	153,542
	Venant de N9			530,018	153,542
	Plancher étage			71,344	
	Poutre principale			8,925	

N10	Poutre secondaire			8,14	
	Charge d'exploitation	41,03	0,6		24,618
	Total			618,427	178,16
N11	Venant de N10			618,427	178,16
	Poteau			19,125	
	Total			637,552	178,16
N12	Venant de N11			637,552	178,16
	Plancher étage			71,344	
	Poutre principale			8,925	
	Poutre secondaire			8,14	
	Charge d'exploitation	41,03	0,5		20,515
	Total			725,961	198,675
N13	Venant de N12			725,961	198,675
	Poteau			19,125	
	Total			745,086	198,675
N14	Venant de N13			745,086	198,675
	Plancher étage			71,344	
	Poutre principale			8,925	
	Poutre secondaire			8,14	
	Charge d'exploitation	41,03	0,5		20,515
	Total			833,495	219,19
N15	Venant de N14			833,495	219,19
	Poteau			19,125	

	Total			852,62	219,19
N16	Venant de N15			852,62	219,19
	Plancher étage			71,344	
	Poutre principale			8,925	
	Poutre secondaire			8,14	
	Charge d'exploitation	41,03	0,5		20,515
	Total			941,029	239,705
N17	Venant de N16			941,029	239,705
	Poteau			19,125	
	Total			960,154	239,705
N18	Venant de N17			960,154	239,705
	Plancher étage			71,344	
	Poutre principale			8,925	
	Poutre secondaire			8,14	
	Charge d'exploitation	41,03	0,5		20,515
	Total			1048,563	260,22
N19	Venant de N18			1048,563	260,22
	Poteau			19,125	
	Total			1067,688	260,22
N20	Venant de N19			1067,688	260,22
	Plancher étage			71,344	
	Poutre principale			8,925	
	Poutre secondaire			8,14	

	Charge d'exploitation	41,03	0,5		20,515
	Total			1156,097	280,735
N21	Venant de N20			1156,097	280,735
	Poteau			19,125	
	Total			1175,23	280,735
N22	Venant de N21			1175,23	280,735
	Plancher étage			71,344	
	Poutre principale			8,925	
	Poutre secondaire			8,14	
	Charge d'exploitation	41,03	0,5		20,515
	Total			1263,631	301,25
N23	Venant de N22			1263,631	301,25
	Poteau			19,125	
	Total			1282,756	301,25
N24	Venant de N23			1282,756	301,25
	Plancher étage			71,344	
	Poutre principale			8,925	
	Poutre secondaire			8,14	
	Charge d'exploitation	41,03	0,5		20,515
	Total			1371,165	321,765
N25	Venant de N24			1371,165	321,765
	Poteau			19,125	
	Total			1390,29	321,765
	Venant de N25			1390,29	321,765

N26	Plancher étage			71,344	
	Poutre principale			8,925	
	Poutre secondaire			8,14	
	Charge d'exploitation	41,03	0,5		20,515
	Total			1478,699	342,28
N27	Venant de N28			1478,699	342,28
	Poteau			19,125	
	Total			1497,824	342,28
N28	Venant de N27			1497,824	342,28
	Plancher étage			71,344	
	Poutre principale			8,925	
	Poutre secondaire			8,14	
	Charge d'exploitation	41,03	0,5		20,515
	Total			1586,233	362,795
N29	Venant de N28			1586,233	362,795
	Poteau			36,72	
	Total			1622,953	362,795
N30	Venant de N29			1622,953	362,795
	Plancher étage			79,04	
	Poutre principale			8,925	
	Poutre secondaire			8,14	
	Charge d'exploitation	61,75	0,5		30,875

	Total			1719,058	393,67
N31	Venant de N30			1719,058	393,67
	Poteau			36,72	
	Total			1755,778	393,67
N32	Venant de N31			1755,778	393,67
	Plancher étage			79,04	
	Poutre principale			8,925	
	Poutre secondaire			8,14	
	Charge d'exploitation	61,75	0,5		30,875
	Total			1851,883	424,545
N33	Venant de N32			1851,883	424,545
	Poteau			36,72	
	Total			1888,603	424,545

Total : G=1888,603KN Q=424,545KN

Tableau.II.12. Descente de charge correspond au poteau central.

$$N_u = 1,35G + 1,5Q \quad ; \quad N_{ser} = G + Q$$

$$N_u = 3186,431 \text{ KN} \quad ; \quad N_{ser} = 2313,148 \text{ KN}$$

Selon le BAEL ces résultats doivent être majoré de 10%

Vérification vis-à-vis le flambement :

D'après les règles BAEL91 ; l'élançement géométrique λ est donné par la relation suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} < 35$$

Avec : l_f : longueur de flambement ($l_f = 0,7l_0$: poteau encastré à ses deux extrémités).

i : rayon de giration.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{Avec : } I : \text{moment d'inertie.}$$

B : section du béton.

Vérification vis-à-vis l’RPA99/V2003 :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$a > 25 \text{ cm} ; b \geq h_e / 20 ; 0,25 \leq b/a \leq 4$$

- Niveau [RDC ; 1^{er} et 2^{eme} étage] : (60x60)

$$N_u = 1,1 \times 3186,431 = 3505,0741 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0,075 \times 3505,0741 \times 10^{-3} = 0,2628 \text{ m}^2$$

On a : $B_r = (h-0,02)(b-0,02)$, on fixe : $b=0,6 \text{ m}$.

$$B_r = 0,58(a-0,02) ;$$

Il faut que : $B_r \geq 0,2628 \text{ m}^2 \Rightarrow a \geq 0,4731 \Rightarrow$ on prend $a=60\text{cm}$.

$$B_r = (0,6-0,02)(0,60-0,02) = 0,3364 \geq 0,2628 \dots\dots \text{ C.V}$$

- Vérification de Flambement :

BAEL :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} ; \lambda = 0,7 \times 4,08 \times \frac{\sqrt{12}}{0,60} = 16,49 \Rightarrow \lambda = 16,49 < 35 \dots\dots \text{ C.V}$$

RPA :

$$a = 60 > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$b = 60 > 408/20 = 20,04 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$0,25 < 0,6/0,6 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- Niveau [3; 4 ; 5 ;6] : (55x55)

$$N_u = 1,1 \times 2535,8424 = 2789,4266 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0,075 \times 2789,427 \times 10^{-3} = 0,2092 \text{ m}^2$$

On a : $B_r = (a-0,02)(b-0,02)$, on fixe : $b=0,55 \text{ m}$.

$$B_r = 0,53(a-0,02) ;$$

Il faut que : $B_r \geq 0,2092\text{m}^2 \Rightarrow a \geq 0,4147 \Rightarrow$ on prend $a=55\text{cm}$.

$$B_r = (0,55-0,02)(0,55-0,02) = 0,2809 \geq 0,2092 \dots\dots \text{ C.V}$$

- Vérification de Flambement :

BAEL :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} ; \lambda = 0,7 \times 3,06 \times \frac{\sqrt{12}}{0,55} = . \Rightarrow \lambda = 13,491 < 35 \dots\dots \text{ C.V}$$

RPA :

$$a = 55 > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$b = 55 > 360/20 = 15,3 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$0,25 < 0,55/0,55 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• Niveau [7 ; 8 ; 9 ; 10] : (50,50)

$$N_u = 1,1 \times 1831,7088 = 2014,879 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0,075 \times 2014,879 \times 10^{-3} = 0,1511 \text{ m}^2$$

On a : $B_r = (a-0,02)(b-0,02)$, on fixe : $b=0,50 \text{ m}$.

$$B_r = 0,48(a-0,02) ;$$

Il faut que : $B_r \geq 0,1511 \text{ m}^2 \Rightarrow a \geq 0,334 \Rightarrow$ on prend $a=50 \text{ cm}$.

$$B_r = (0,5-0,02)(0,5-0,02) = 0,2304 \geq 0,1511 \dots\dots \text{ C.V}$$

- Vérification de Flambement :

BAEL :

$$\lambda = \frac{l_r}{i} ; \lambda = 0,7 \times 3,06 \times \frac{\sqrt{I_2}}{0,5} = 14,84 \Rightarrow \lambda = 14,84 < 35 \dots\dots \text{ C.V}$$

RPA :

$$a = 50 > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$b = 50 > 306/20 = 15,3 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$0,25 < (0,5/0,5) = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• Niveau [11 ; 12 ; 13] : (45,45)

$$N_u = 1,1 \times 1127,9352 = 1240,728 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0,075 \times 1240,728 \times 10^{-3} = 0,09305 \text{ m}^2$$

On a : $B_r = (a-0,02)(b-0,02)$, on fixe : $b=0,45 \text{ m}$.

$$B_r = 0,43(a-0,02) ;$$

Il faut que : $B_r \geq 0,09305 \text{ m}^2 \Rightarrow a \geq 0,236 \Rightarrow$ on prend $a=45 \text{ cm}$.

$$B_r = (0,45-0,02)(0,45-0,02) = 0,1849 \geq 0,09305 \dots\dots \text{ C.V}$$

- Vérification de Flambement :

BAEL :

$$\lambda = \frac{l_r}{i} ; \lambda = 0,7 \times 3,06 \times \frac{\sqrt{I_2}}{0,45} = 16,489 \Rightarrow \lambda = 16,489 < 35 \dots\dots \text{ C.V}$$

RPA :

$$a = 45 > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$b = 45 > 306/20 = 15,3 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$0,25 < (0,45/0,45) = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• Niveau [14 ; 15 ; 16] : (40,40)

$$N_u = 1,1 \times 563,178 = 619,4958 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0,075 \times 619,4958 \times 10^{-3} = 0,0464 \text{ m}^2$$

On a : $B_r = (a-0,02)(b-0,02)$, on fixe : $b=0,40 \text{ m}$.

$$B_r = 0,38(a - 0,02) ;$$

Il faut que : $B_r \geq 0,0464 \text{ m}^2 \Rightarrow a \geq 0,136 \Rightarrow$ on prend $a = 40 \text{ cm}$.

$$B_r = (0,4 - 0,02)(0,4 - 0,02) = 0,144 \geq 0,0436 \dots\dots \text{C.V}$$

- Vérification de Flambement :

BAEL :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} ; \lambda = 0,7 \times 3,06 \times \frac{\sqrt{12}}{0,4} = 18,55$$

$$\lambda = 18,55 < 35 \dots\dots \text{C.V}$$

RPA :

$$a = 40 > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$b = 40 > 306/20 = 15,3 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$0,25 < (0,4/0,4) = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$0,25 < (0,50/0,60) = 0,833 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Ainsi on peut opter six sections différentes de poteau :

- ✓ RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage.....(60x60)
- ✓ 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}, et 6^{ème} étage.....(55x55)
- ✓ 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème} et 10^{ème} étage.....(50x50)
- ✓ 11^{ème}, 12^{ème} et 13^{ème} étage.....(45x45)
- ✓ 14^{ème}, 15^{ème} et 16^{ème} étage.....(40x40)

➤ **Poteau d'angle (A-7):**

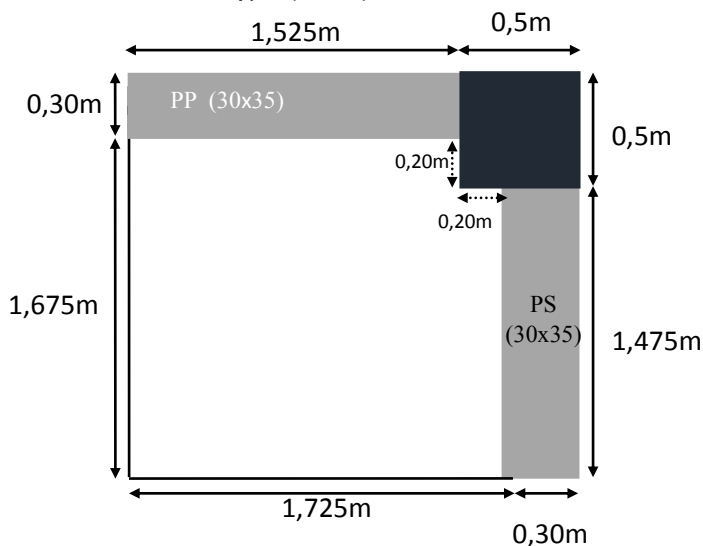


Fig II.10 Dimension de la section revenant au poteau d'angle

Détermination des charges permanentes (G) et des charges d'exploitation (Q) :

✓ calcul de surface

$$S=(1,725 \times 1,675)-(0,2 \times 0,2) \Rightarrow S=2,85 \text{ m}^2$$

$$S'=(1,925 \times 1,875) \Rightarrow S'=3,609 \text{ m}^2$$

calcul des charges

▪ Plancher terrasse

$$G=5,88 \times S=5,88 \times 2,85 \Rightarrow G=16,758 \text{ KN}$$

$$G_{\text{acrotère}}=2,5875(1,925+1,975)=10,09 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre,p}}=(0,35 \times 0,3 \times 1,525 \times 25)=4,01 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre,s}}=(0,35 \times 0,30 \times 1,475 \times 25)=3,872 \text{ KN}$$

$$Q=1 \times S'=3,609 \text{ KN}$$

▪ Plancher étage courant

$$G=5,4 \times S=5,4 \times 2,85 \Rightarrow G=15,39 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre,p}}=4,01 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre,s}}=3,872 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{plancher}}=2,85 \times 1,5=4,275$$

$$Q=4,275 \text{ KN}$$

▪ Plancher RDC, 1^{er} et 2^{eme} étage :

$$G=(1,725 \times 1,675-0,2 \times 0,2) \times 6,4 \Rightarrow G=18,24 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre,p}}=4,01 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre,s}}=3,872 \text{ KN}$$

$$Q=2,85 \times 5=14,25 \text{ KN}$$

▪ Mur extérieur

✓ Etage courant : $h_e=3,06\text{m}$

$$G=[1,475(3,06-0,35) \times 3,31]+[1,525(3,06-0,35) \times 3,31] \Rightarrow G=26,92 \text{ KN}$$

✓ RDC , 1^{er} et 2^{eme} étage

$$G=[1,475(4,08-0,35) \times 3,31]+[1,525(4,08-0,35) \times 3,31] \Rightarrow G=37,04 \text{ KN}$$

▪ Les poteaux

$$\text{Etage : } G=0,5 \times 0,5 \times 3,06 \times 25=19,125 \text{ KN}$$

$$\text{RDC : } G=0,6 \times 0,6 \times 4,08 \times 25=36,72 \text{ KN}$$

Niveau	Elément	Surcharges avant dégression	Coefficient de dégression	Chargement après dégression	
				G (kn)	Q (kn)
N0	Plancher terrasse			16,785	
	L'acrotère			10,09	
	Poutre principale			4,01	
	Poutre secondaire			3,872	
	Charge d'exploitation	3,609	1		3,609
	Total			34,757	3,609
N1	Venant de N0			34,757	3,609
	Poteau			19,125	
	Mur extérieur			26,92	
	Total			80,802	3,609
N2	Venant de N1			80,802	
	Plancher étage			15,39	
	Poutre principale			4,01	
	Poutre secondaire			3,872	
	Charge d'exploitation	4,275	1		4,275
	Total			104,074	7,884
N3	Venant de N2			104,074	7,884
	Poteau			19,125	
	Mur extérieur			26,92	
	Total			150,119	7,884
N4	Venant de N3			150,119	7,884
	Plancher étage			15,39	
	Poutre principale			4,01	
	Poutre secondaire			3,872	
	Charge d'exploitation	4,275	0,9		3,85
	Total			173,319	11,74

N5	Venant N4			173,319	11,74
	Poteau			19,125	
	Mur extérieur			26,92	
	Total			219,44	11,74
N6	Venant de N5			219,44	11,74
	Plancher étage			15,39	
	Poutre principale			4,01	
	Poutre secondaire			3,872	
	Charge d'exploitation	4,275	0,8		3,42
	Total			242,72	15,16
N7	Venant de N6			242,72	15,16
	Poteau			19,125	
	Mur extérieur			26,92	
	Total			288,757	15,16
N8	Venant de N7			288,757	15,16
	Plancher étage			15,39	
	Poutre principale			4,01	
	Poutre secondaire			3,872	
	Charge d'exploitation	4,275	0,7		3
	Total			312,03	18,16
N9	Venant de N8			312,03	18,16
	Poteau			19,125	
	Mur extérieur			26,92	
	Total			358,08	18,16
N10	Venant de N9			358,08	18,16
	Plancher étage			15,39	
	Poutre principale			4,01	
	Poutre secondaire			3,872	
	Charge d'exploitation	4,275	0,6		2,565
	Total			381,352	20,725
	Venant de N10			381,352	20,725

N11	Poteau			19,125	
	Mur extérieur			26,92	
	Total			427,4	20,725
N12	Venant de N11			427,4	20,725
	Plancher étage			15,39	
	Balcon				
	Poutre principale			4,01	
	Poutre secondaire			3,872	
	Charge d'exploitation	4,275	0,5		2,14
	Total			450,672	22,865
N13	Venant de N12			450,672	22,865
	Poteau			19,125	
	Mur extérieur			26,92	
	Total			496,717	22,865
N14	Venant de N13			496,717	22,865
	Plancher étage			15,39	
	Poutre principale			4,01	
	Poutre secondaire			3,872	
	Charge d'exploitation	4,275	0,5		2,14
	Total			519,99	25,01
N15	Venant de N14			519,99	25,01
	Poteau			19,125	
	Mur extérieur			26,92	
	Total			566,04	25,01
N16	Venant de N15			566,04	25,01
	Plancher étage			15,39	
	Poutre principale			4,01	
	Poutre secondaire			3,872	
	Charge d'exploitation	4,275	0,5		2,14
	Total			589,312	27,15
	Venant de N16			589,312	27,15

N17	Poteau			19,125	
	Mur extérieur			26,92	
	Total			635,357	27,15
N18	Venant de N17			635,357	27,15
	Plancher étage			15,39	
	Poutre principale			4,01	
	Poutre secondaire			3,872	
	Charge d'exploitation	14,275	0,5		2,14
	Total			658,65	29,29
N19	Venant de N18			658,65	29,29
	Poteau			19,125	
	Mur extérieur			26,92	
	Total			677,78	29,29
N20	Venant de N19			677,78	29,29
	Plancher étage			15,39	
	Balcon				
	Poutre principale			4,01	
	Poutre secondaire			3,872	
	Charge d'exploitation	4,275	0,5		2,14
	Total			701,142	31,43
N21	Venant de N20			701,142	31,43
	Poteau			19,125	
	Mur extérieur			26,92	
	Total			747,19	31,43
N22	Venant de N21			747,19	31,43
	Plancher étage			15,39	
	Poutre principale			4,01	
	Poutre secondaire			3,872	
	Charge d'exploitation	4,275	0,5		2,14
	Total			770,426	33,57
	Venant de N22			770,426	33,57

N23	Poteau			19,125	
	Mur extérieur			26,92	
	Total			816,507	33,57
N24	Venant de N23			816,507	33,57
	Plancher étage			15,39	
	Poutre principale			4,01	
	Poutre secondaire			3,872	
	Charge d'exploitation	4,275	0,5		2,14
	Total			839,779	35,71
N25	Venant de N24			839,779	35,71
	Poteau			19,125	
	Mur extérieur			26,92	
	Total			885,824	35,71
N26	Venant de N25			885,824	35,71
	Plancher étage			15,39	
	Poutre principale			4,01	
	Poutre secondaire			3,872	
	Charge d'exploitation	4,275	0,5		2,14
	Total			909,1	37,85
N27	Venant de N26			909,1	37,85
	Poteau			19,125	
	Mur extérieur			26,92	
	Total			955,145	37,85
N28	Venant de N27			955,145	37,85
	Plancher étage			15,39	
	Balcon				
	Poutre principale			4,01	
	Poutre secondaire			3,872	
	Charge d'exploitation	4,275	0,5		2,14
	Total			978,417	40
N29	Venant de N28			978,417	40

	Poteau			36,72	
	Mur extérieur			26,92	
	Total			1042,057	40
N30	Venant de N29			1042,057	40
	Plancher étage			18,24	
	Poutre principale			4,01	
	Poutre secondaire			3,872	
	balcon			62,776	
	Charge d'exploitation	52,61	0,5		26,305
	Total			1130,955	66,305
N31	Venant de N30			1130,955	66,305
	Poteau			36,72	
	Mur extérieur			26,92	
	Total			1194,595	66,305
N32	Venant de N31			1194,595	66,305
	Plancher étage			18,24	
	Poutre principale			4,01	
	Poutre secondaire			3,872	
	balcon			62,776	
	Charge d'exploitation	52,61	0,5		26,305
	Total			1283,493	92,61
N33	Venant de N32			1283,493	92,61
	Poteau			36,72	
	Mur extérieur			26,92	
	Total			1347,133	92,61

<p>Total: G=1347,133KN Q=92,61KN</p>

Tableau.II.13. Descente de charge correspond au poteau d'angle.

$$N_u = 1,35G + 1,5Q \quad ; \quad N_{ser} = G + Q$$

$$N_u = 1957,544 \text{ KN} \quad ; \quad N_{ser} = 1439,743 \text{ KN}$$

• Niveau [RDC ; 1^{er} et 2^{eme} étage] : (60x60)

$$N_u = 1957,544 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0,075 \times 1957,544 \times 10^{-3} = 0,1468 \text{ m}^2$$

On a : $B_r = (h-0,02)(b-0,02)$, on fixe : $b=0,6 \text{ m}$.

$$B_r = 0,58(a-0,02) ;$$

Il faut que : $B_r \geq 0,1468 \text{ m}^2 \Rightarrow a \geq 0,2731 \Rightarrow$ on prend $a=60 \text{ cm}$.

$$B_r = (0,6-0,02)(0,60-0,02) = 0,3364 \geq 0,1468 \dots\dots \text{ C.V}$$

- Vérification de Flambement :

BAEL :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} ; \lambda = 0,7 \times 4,08 \times \frac{\sqrt{I_2}}{0,60} = 16,49 \Rightarrow \lambda = 16,49 < 35 \dots\dots \text{ C.V}$$

RPA :

$$a = 60 > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$b = 60 > 408/20 = 20,04 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$0,25 < 0,6/0,6 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• Niveau [3; 4 ; 5 ;6] : (55x55)

$$N_u = 1346,22 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0,075 \times 1346,22 \times 10^{-3} = 0,101 \text{ m}^2$$

On a : $B_r = (a-0,02)(b-0,02)$, on fixe : $b=0,55 \text{ m}$.

$$B_r = 0,53(a-0,02) ;$$

Il faut que : $B_r \geq 0,101 \text{ m}^2 \Rightarrow a \geq 0,210 \Rightarrow$ on prend $a=55 \text{ cm}$.

$$B_r = (0,55-0,02)(0,55-0,02) = 0,2809 \geq 0,101 \dots\dots \text{ C.V}$$

- Vérification de Flambement :

BAEL :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} ; \lambda = 0,7 \times 3,06 \times \frac{\sqrt{I_2}}{0,55} = . \Rightarrow \lambda = 13,491 < 35 \dots\dots \text{ C.V}$$

RPA :

$$a = 55 > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$b = 55 > 360/20 = 15,3 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$0,25 < 0,55/0,55 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• Niveau [7 ; 8 ; 9 ; 10] : (50,50)

$$N_u = 958,938 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0,075 \times 958,938 \times 10^{-3} = 0,0719 \text{ m}^2$$

On a : $B_r = (a-0,02)(b-0,02)$, on fixe : $b=0,50 \text{ m}$.

$$B_r = 0,48(a-0,02) ;$$

Il faut que : $B_r \geq 0,0719 \text{ m}^2 \Rightarrow a \geq 0,17 \Rightarrow$ on prend $a=50 \text{ cm}$.

$$B_r = (0,5-0,02)(0,5-0,02) = 0,2304 \geq 0,0719 \dots\dots \text{ C.V}$$

- Vérification de Flambement :

BAEL :

$$\lambda = \frac{l_r}{i} ; \lambda = 0,7 \times 3,06 \times \frac{\sqrt{I_2}}{0,5} = 14,84 \Rightarrow \lambda = 14,84 < 35 \dots\dots \text{ C.V}$$

RPA :

$$a = 50 > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$b = 50 > 306/20 = 15,3 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$0,25 < (0,5/0,5) = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• Niveau [11 ; 12 ; 13] : (45,45)

$$N_u = 608,078 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0,075 \times 608,078 \times 10^{-3} = 0,0456 \text{ m}^2$$

On a : $B_r = (a-0,02)(b-0,02)$, on fixe : $b=0,45 \text{ m}$.

$$B_r = 0,43(a-0,02) ;$$

Il faut que : $B_r \geq 0,0456 \text{ m}^2 \Rightarrow a \geq 0,126 \Rightarrow$ on prend $a=45 \text{ cm}$.

$$B_r = (0,45-0,02)(0,45-0,02) = 0,1849 \geq 0,0456 \dots\dots \text{ C.V}$$

- Vérification de Flambement :

BAEL :

$$\lambda = \frac{l_r}{i} ; \lambda = 0,7 \times 3,06 \times \frac{\sqrt{I_2}}{0,45} = 16,489 \Rightarrow \lambda = 16,489 < 35 \dots\dots \text{ C.V}$$

RPA :

$$a = 45 > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$b = 45 > 306/20 = 15,3 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$0,25 < (0,45/0,45) = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• Niveau [14 ; 15 ; 16] : (40,40)

$$N_u = 313,854 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0,075 \times 313,854 \times 10^{-3} = 0,0235 \text{ m}^2$$

On a : $B_r = (a-0,02)(b-0,02)$, on fixe : $b=0,40 \text{ m}$.

$B_r = 0,38(a - 0,02)$;

Il faut que : $B_r \geq 0,0235 \text{ m}^2 \Rightarrow a \geq 0,081 \Rightarrow$ on prend $a = 40 \text{ cm}$.

$B_r = (0,4 - 0,02)(0,4 - 0,02) = 0,144 \geq 0,081 \dots\dots\dots \text{C.V}$

- Vérification de Flambement :

BAEL :

$\lambda = \frac{l_f}{i}$; $\lambda = 0,7 \times 3,06 \times \frac{\sqrt{12}}{0,4} = 18,55$

$\lambda = 18,55 < 35 \dots\dots\dots \text{C.V}$

RPA :

- $a = 40 > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $b = 40 > 306/20 = 15,3 \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $0,25 < (0,4/0,4) = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $0,25 < (0,50/0,60) = 0,833 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$

Ainsi on peut opter six sections différentes de poteau :

- ✓ RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage.....(60x60)
- ✓ 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}, et 6^{ème} étage.....(55x55)
- ✓ 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème} et 10^{ème} étage.....(50x50)
- ✓ 11^{ème}, 12^{ème} et 13^{ème} étage.....(45x45)
- ✓ 14^{ème}, 15^{ème} et 16^{ème} étage.....(40x40)

➤ **Poteau de rive d'axe A-5 :**

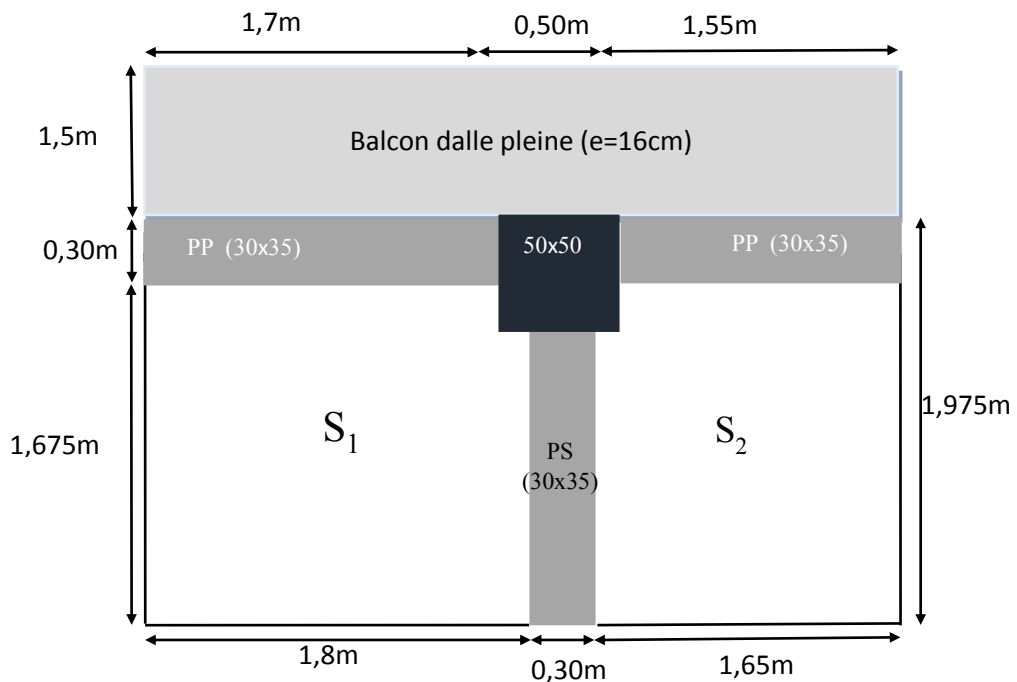


Figure.II.11.les sections revenant au poteau de rive

Détermination des charges permanentes (G) et des charges d'exploitation (Q)

✓ Calcul des surfaces:

$$S_1 = (1,8 \times 1,675) - (0,2 \times 0,1) = 2,995 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (1,65 \times 1,675) - (0,2 \times 0,1) = 2,743 \text{ m}^2$$

$$S = S_1 + S_2 = 5,738 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{balcon}} = 5,625 \text{ m}^2$$

$$S' = 13,03 \text{ m}^2$$

calcul des charges

▪ Plancher terrasse

$$G = 5,88 \times S = 5,88 \times 5,738 \Rightarrow G = 33,739 \text{ KN}$$

$$G_{\text{acrotère}} = 2,5875 \times 3,75 = 9,703 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.p}} = (0,35 \times 0,3 \times 3,25 \times 25) = 8,531 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.s}} = (0,35 \times 0,3 \times 1,475 \times 25) = 3,88 \text{ KN}$$

$$G_{\text{balcon terrasse}} = 7,59 \times (1,5 \times 3,75) = 42,693 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \times S' = 13,03 \text{ KN}$$

▪ Plancher étage courant

$$G = 5,4 \times S = 5,4 \times 5,738 \Rightarrow G = 30,985 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.p}} = 8,531 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.s}} = 3,88 \text{ KN}$$

$$G_{\text{balcon}} = 5,6 \times (3,75 \times 1,5) = 31,5 \text{ KN}$$

$$Q = \begin{cases} Q_{\text{plancher}} = 5,738 \times 1,5 = 13,545 \\ Q_{\text{balcon}} = 5,625 \times 3,5 = 19,69 \end{cases}$$

$$Q = 33,233 \text{ KN}$$

▪ Plancher RDC, 1^{er} et 2^{eme} étage :

$$G = (5,738 + 5,625) \times 6,4 \Rightarrow G = 72,72 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.p}} = 8,531 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.s}} = 3,88 \text{ KN}$$

$$Q = 5,738 \times 5 = 28,69 \text{ KN}$$

- Mur extérieur
 - Etage courant : $h_e=3,06m$

$$G=[3,75(3,06-0,35) \times 3,31]+ \Rightarrow G=33,63 \text{ KN}$$

- RDC

$$G=[3,75(4,08,6-0,35) \times 3,31]+ \Rightarrow G=42,29 \text{ KN}$$

- Les poteaux

$$\text{Etage : } G=0,5 \times 0,5 \times 3,06 \times 25= 19,125 \text{ KN}$$

$$\text{RDC : } G=0,6 \times 0,6 \times 4,08 \times 25=36,72 \text{ KN}$$

Niveau	Elément	Surcharges avant dégression	Coefficient de dégression	Chargement après dégression	
				G (kn)	Q (kn)
N0	Plancher terrasse			33,739	
	L'acrotère			9,703	
	Balcon			42,693	
	Poutre principale			8,531	
	Poutre secondaire			3,88	
	Charge d'exploitation	13,03	1		13,03
	Total			98,546	13,03
N1	Venant de N0			98,546	13,03
	Poteau			19,125	
	Mur extérieur			33,63	
	Total			151,301	13,03
N2	Venant de N1			151,301	
	Plancher étage			30,985	
	Balcon			31,5	
	Poutre principale			8,531	
	Poutre secondaire			3,88	
	Charge d'exploitation	33,233	1		33,233
	Total			226,197	46,263
	Venant de N2			226,197	46,263

N3	Poteau			19,125	
	Mur extérieur			33,63	
	Total			278,952	46,263
N4	Venant de N3			278,952	46,263
	Plancher étage			30,985	
	Balcon			31,5	
	Poutre principale			8,531	
	Poutre secondaire			3,88	
	Charge d'exploitation	33,233	0,9		29,909
	Total			353,821	76,17
N5	Venant N4			353,821	76,17
	Poteau			19,125	
	Mur extérieur			33,63	
	Total			406,576	76,17
N6	Venant de N5			406,576	76,17
	Plancher étage			30,985	
	Balcon			31,5	
	Poutre principale			8,531	
	Poutre secondaire			3,88	
	Charge d'exploitation	33,233	0,8		26,586
	Total			481,472	102,756
N7	Venant de N6			481,472	102,756
	Poteau			19,125	
	Mur extérieur			33,63	
	Total			534,227	102,756
N8	Venant de N7			534,227	102,756
	Plancher étage			30,985	
	Balcon			31,5	
	Poutre principale			8,531	
	Poutre secondaire			3,88	
	Charge d'exploitation	33,233	0,7		23,264
	Total			534,227	102,756

	Total			609,173	126,02
N9	Venant de N8			609,173	126,02
	Poteau			19,125	
	Mur extérieur			33,63	
	Total			661,928	126,02
N10	Venant de N9			661,928	126,02
	Plancher étage			30,985	
	Balcon			31,5	
	Poutre principale			8,531	
	Poutre secondaire			3,88	
	Charge d'exploitation	33,233	0,6		19,94
	Total			736,824	145,96
N11	Venant de N10			736,824	145,96
	Poteau			19,125	
	Mur extérieur			33,63	
	Total			789,579	145,96
N12	Venant de N11			789,579	145,96
	Plancher étage			30,985	
	Balcon			31,5	
	Poutre principale			8,531	
	Poutre secondaire			3,88	
	Charge d'exploitation	33,233	0,5		16,62
	Total			864,475	162,58
N13	Venant de N12			864,475	162,58
	Poteau			19,125	
	Mur extérieur			33,63	
	Total			917,23	162,58
N14	Venant de N13			917,23	162,58
	Plancher étage			30,985	
	Balcon			31,5	
	Poutre principale			8,531	

	Poutre secondaire			3,88	
	Charge d'exploitation	33,233	0,5		16,62
	Total			992,126	179,2
N15	Venant de N14			992,126	179,2
	Poteau			19,125	
	Mur extérieur			33,63	
	Total			1044,881	179,2
N16	Venant de N15			1044,881	179,2
	Plancher étage			30,985	
	Balcon			31,5	
	Poutre principale			8,531	
	Poutre secondaire			3,88	
	Charge d'exploitation	33,233	0,5		195,82
	Total			1119,777	195,82
N17	Venant de N16			1119,777	195,82
	Poteau			19,125	
	Mur extérieur			33,63	
	Total			1172,532	195,82
N18	Venant de N17			1172,532	195,82
	Plancher étage			30,985	
	Balcon			31,5	
	Poutre principale			8,531	
	Poutre secondaire			3,88	
	Charge d'exploitation	33,233	0,5		16,62
	Total			1247,428	212,44
N19	Venant de N18			1247,428	212,44
	Poteau			19,125	
	Mur extérieur			33,63	
	Total			1300,183	212,44
	Venant de N19			1300,183	212,44
	Plancher étage			30,985	
	Balcon			31,5	

N20	Poutre principale			8,531	
	Poutre secondaire			3,88	
	Charge d'exploitation	33,233	0,5		16,62
	Total			1375,079	229,06
N21	Venant de N20			1375,079	229,06
	Poteau			19,125	
	Mur extérieur			33,63	
	Total			1427,834	229,06
N22	Venant de N21			1427,834	229,06
	Plancher étage			30,985	
	Poutre principale			8,531	
	Poutre secondaire			3,88	
	Charge d'exploitation	33,233	0,5		16,62
	Total			1471,23	245,68
N23	Venant de N22			1471,23	245,68
	Poteau			19,125	
	Mur extérieur			33,63	
	Total			1523,985	245,68
N24	Venant de N23			1523,985	245,68
	Plancher étage			30,985	
	Balcon			31,5	
	Poutre principale			8,531	
	Poutre secondaire			3,88	
	Charge d'exploitation	33,233	0,5		16,62
	Total			1598,881	262,3
N25	Venant de N24			1598,881	262,3
	Poteau			19,125	
	Mur extérieur			33,63	
	Total			1651,636	262,3
	Venant de N25			1651,636	262,3

N26	Plancher étage			30,985	
	Balcon			31,5	
	Poutre principale			8,531	
	Poutre secondaire			3,88	
	Charge d'exploitation	33,233	0,5		16,62
	Total			1726,532	278,92
N27	Venant de N28			1726,532	278,92
	Poteau			19,125	
	Mur extérieur			33,63	
	Total			1779,287	278,92
N28	Venant de N27			1779,287	278,92
	Plancher étage			30,985	
	Balcon			31,5	
	Poutre principale			8,531	
	Poutre secondaire			3,88	
	Charge d'exploitation	33,233	0,5		16,62
Total			1854,1823	295,54	
N29	Venant de N28			1854,1823	295,54
	Poteau			36,72	
	Mur extérieur			33,63	
	Total			1924,533	295,54
N30	Venant de N29			1924,533	295,54
	Plancher étage			112,62	
	Poutre principale			8,531	
	Poutre secondaire			3,88	
	Charge d'exploitation	53,63	0,5		26,81
	Total			2049,564	322,35
N31	Venant de N30			2049,564	322,35
	Poteau			36,72	
	Mur extérieur			33,63	

	Total			2182,284	322,35
N32	Venant de N31			2182,284	322,35
	Plancher étage			112,62	
	Poutre principale			8,531	
	Poutre secondaire			3,88	
	Charge d'exploitation	53,633	0,5		26,81
	Total			2307,315	349,16
N33	Venant de N32			2307,315	349,16
	Poteau			36,72	
	Mur extérieur			33,63	
	Total			2377,665	349,16

Total : G=2377,665KN Q=349,16 KN

Tableau.II.14. Descente de charge correspond au poteau de rive.

$$N_u = 1,35G + 1,5Q \quad ; \quad N_{ser} = G + Q$$

$$N_u = 3733,587 \text{ KN} \quad ; \quad N_{ser} = 2726,825 \text{ KN}$$

- Niveau [RDC ; 1^{er} et 2^{eme} étage] : (60x60)

$$N_u = 3733,587 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0,075 \times 3733,587 \times 10^{-3} = 0,28 \text{ m}^2$$

On a : $B_r = (h-0,02)(b-0,02)$, on fixe : $b=0,6 \text{ m}$.

$$B_r = 0,58(a-0,02) ;$$

Il faut que : $B_r \geq 0,28 \text{ m}^2 \Rightarrow a \geq 0,502 \Rightarrow$ on prend $a=60\text{cm}$.

$$B_r = (0,6-0,02)(0,60-0,02) = 0,3364 \geq 0,28 \dots\dots \text{ C.V}$$

- Vérification de Flambement :

BAEL :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} ; \lambda = 0,7 \times 4,08 \times \frac{\sqrt{12}}{0,60} = 16,49 \Rightarrow \lambda = 16,49 < 35 \dots\dots \text{ C.V}$$

RPA :

- $a = 60 > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $b = 60 > 408/20 = 20,04 \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $0,25 < 0,6/0,6 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$

• Niveau [3; 4 ; 5 ;6] : (55x55)

$N_u=2820,417 \text{ KN}$

$B_r \geq 0,075 \times 2820,417 \times 10^{-3} = 0,2115 \text{ m}^2$

On a : $B_r = (a-0,02)(b-0,02)$, on fixe : $b=0,55 \text{ m}$.

$B_r=0,53(a-0,02)$;

Il faut que : $B_r \geq 0,2115 \text{ m}^2 \Rightarrow a \geq 0,3991 \Rightarrow$ on prend $a=55 \text{ cm}$.

$B_r = (0,55-0,02)(0,55-0,02)=0,2809 \geq 0,2115 \dots\dots \text{ C.V}$

- Vérification de Flambement :

BAEL :

$\lambda = \frac{l_f}{i}$; $\lambda = 0,7 \times 3,06 \times \frac{\sqrt{12}}{0,55} = . \Rightarrow \lambda = 13,491 < 35 \dots\dots \text{ C.V}$

RPA :

$a = 55 > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$

$b = 55 > 360/20=15,3 \dots\dots\dots \text{C.V}$

$0,25 < 0,55/0,55 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$

• Niveau [7 ; 8 ; 9 ; 10] : (50,50)

$N_u=2073,907 \text{ KN}$

$B_r \geq 0,075 \times 2073,907 \times 10^{-3} = 0,155 \text{ m}^2$

On a : $B_r = (a-0,02)(b-0,02)$, on fixe : $b=0,50 \text{ m}$.

$B_r=0,48(a-0,02)$;

Il faut que : $B_r \geq 0,155 \text{ m}^2 \Rightarrow a \geq 0,343 \Rightarrow$ on prend $a=50 \text{ cm}$.

$B_r = (0,5-0,02)(0,5-0,02)=0,2304 \geq 0,155 \dots\dots \text{ C.V}$

- Vérification de Flambement :

BAEL :

$\lambda = \frac{l_f}{i}$; $\lambda = 0,7 \times 3,06 \times \frac{\sqrt{12}}{0,5} = 14,84 \Rightarrow \lambda = 14,84 < 35 \dots\dots \text{ C.V}$

RPA :

$a = 50 > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$

$b = 50 > 306/20=15,3 \dots\dots\dots \text{C.V}$

$0,25 < (0,5/0,5)=1 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$

• Niveau [11 ; 12 ; 13] : (45,45)

$N_u=1284,871 \text{ kn}$

$B_r \geq 0,075 \times 1284,871 \times 10^{-3} = 0,09636 \text{ m}^2$

On a : $B_r = (a-0,02)(b-0,02)$, on fixe : $b=0,45$ m.

$$B_r = 0,43(a-0,02) ;$$

Il faut que : $B_r \geq 0,09636 \text{ m}^2 \Rightarrow a \geq 0,244 \Rightarrow$ on prend $a=45 \text{ cm}$.

$$B_r = (0,45-0,02)(0,45-0,02) = 0,1849 \geq 0,09636 \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

- Vérification de Flambement :

BAEL :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} ; \lambda = 0,7 \times 3,06 \times \frac{\sqrt{12}}{0,45} = 16,489 \Rightarrow \lambda = 16,489 < 35 \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

RPA :

$$a = 45 > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

$$b = 45 > 306/20 = 15,3 \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

$$0,25 < (0,45/0,45) = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

- Niveau [14 ; 15 ; 16] : (40,40)

$$N_u = 663,1326 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0,075 \times 663,1326 \times 10^{-3} = 0,0497 \text{ m}^2$$

On a : $B_r = (a-0,02)(b-0,02)$, on fixe : $b=0,40$ m.

$$B_r = 0,38(a-0,02) ;$$

Il faut que : $B_r \geq 0,0497 \text{ m}^2 \Rightarrow a \geq 0,151 \Rightarrow$ on prend $a=40 \text{ cm}$.

$$B_r = (0,4-0,02)(0,4-0,02) = 0,144 \geq 0,0497 \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

- Vérification de Flambement :

BAEL :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} ; \lambda = 0,7 \times 3,06 \times \frac{\sqrt{12}}{0,4} = 18,55$$

$$\lambda = 18,55 < 35 \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

RPA :

$$a = 40 > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

$$b = 40 > 306/20 = 15,3 \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

$$0,25 < (0,4/0,4) = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

$$0,25 < (0,50/0,60) = 0,833 < 4 \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

Ainsi on peut opter six sections différentes de poteau :

- ✓ RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage.....(60x60)
- ✓ 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}, et 6^{ème} étage.....(55x55)
- ✓ 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème} et 10^{ème} étage.....(50x50)
- ✓ 11^{ème}, 12^{ème} et 13^{ème} étage.....(45x45)
- ✓ 14^{ème}, 15^{ème} et 16^{ème} étage.....(40x40)

Chapitre 3:

Calcul des éléments secondaires

III .1 Introduction :

Dans une structure quelconque, on distingue deux types des éléments : les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements, les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement aux contreventements.

Dans le présent chapitre, nous considérons l'étude des éléments qui comporte notre bâtiment. Nous citons les escaliers, l'acrotère, les planchers et enfin les balcons dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure. Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement BAEL91 en respectant le règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003.

III.2.Calcul de l'Acrotère :

III.2.1.Thermologie :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire.

L'acrotère est composé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas, le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

Il est soumis à la flexion composée due à un effort normal dû à son poids propre (G) et un moment dû à la surcharge (Q).

III.2.2.Dimensionnement et modélisation :

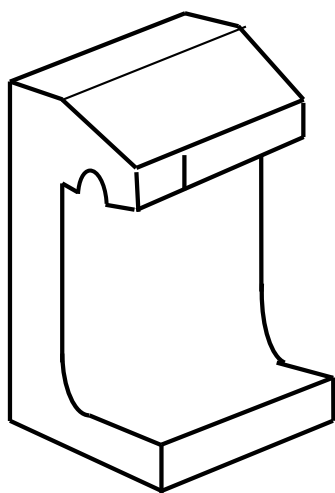


Figure.III.1. Schéma descriptif de l'acrotère.

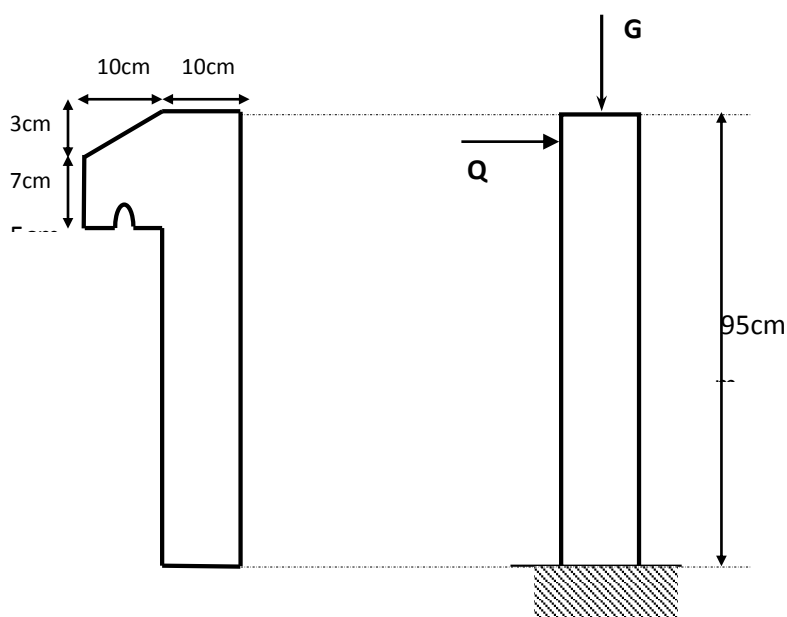


Figure.III.2.Coupe transversal.

III.2.2.1. Evaluation des charges :

- **La surface :**

de la coupe de l'acrotère est: $S = (0,03 \times 0,1) / 2 + (0,95 \times 0,1) + (0,1 \times 0,07) = 0,1035 \text{m}^2$

- **Charge permanente :**

Le poids propre de l'acrotère est : $G = (0,1035 \times 25) = 2,5875 \text{ KN/ml}$

- **Surcharge d'exploitation :**

$Q = 1,00 \text{ KN/ml}$ (de la main courante de personne)

- **Détermination de l'effort due au séisme :**

D'après le **RPA99V2003 (Article 6.2.3)** les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$F_p = 4 A C_p W_p$ avec : $A = 0.20$: Coefficient d'accélération de zone II

$C_p = 0,8$: Facteur de force horizontale (élément en console)

$W_p = 2.5875 \text{ KN/ml}$: Poids propre de l'acrotère

D'où : $F_p = 4 \times 0,20 \times 0,80 \times 2,5875 \Rightarrow F_p = 1,6560 \text{ KN/ml}$

Pour G	$N_G = 1,6560 \text{ KN/ml}$	$M_G = 0$	$T_G = 0$
Pour Q	$N_Q = 0$	$M_Q = H \cdot Q = 0,95 \times 1 = 0,95 \text{ KN/ml}$	$T_Q = Q = 1 \text{ KN/ml}$
Pour Fp	$N_{Fp} = 0$	$M_{Fp} = 0,95 \times 1,656 = 1,5732 \text{ KN/ml}$	$T_{Fp} = F_p = 1,6560 \text{ KN/ml}$

On a : $F_p \geq Q$; alors, le ferrailage sera donc donnée par les sollicitations $W_p \cdot F_p$

- Poids propre : $N_G = 2,5875 \text{ KN/ml}$
- Surcharges : $F_p(Q) = 1,6560 \text{ KN/ml}$
- Un moment : $M_Q = Q \cdot h = 1,6560 \times 0,95 = 1,5732 \text{ KN/ml}$
- Un effort tranchant : $T_Q = 1,6560 \text{ KN}$

III.2.2.2. Calcul des sollicitations:

Les Résultats Sont Dans le Tableau Suivant:

	Moment (KN.m)	Effort Normal(KN)	Effort Tranchant(KN)
ELU	$M_U = 1,35 M_Q = 2,1238$	$N_U = 1,35 N_G = 2,6540$	$T_U = 1,5 \times T_Q = 2,4840$
ELS	$M_{ser} = 1,5732$	$N_{ser} = 2,5875$	$T_{ser} = 1,6560$

Tableau.III.1. Les sollicitations dues à l'acrotère.

III.2.2.3. Vérification au flambement:

Le calcul se fait à l'état limite ultime, notre acrotère est assimilé à une console :

$L_f = 2 L_0 = 2 \times 0,95 = 1,9 \text{ m} \Rightarrow \lambda = (L_f \sqrt{12}) / H \Rightarrow \lambda = 65,81$

L_f : la longueur de flambement

H : l'épaisseur de l'acrotère

λ : L'élancement

• **Calcul d'excentricité :**

$$C.G_0 = e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2,1238}{2,6540} = 0,80 \text{ m} \Rightarrow e_0 > \frac{h}{6}$$

$$80\text{cm} > 16,66\text{cm}$$

G_0 : le centre de gravité.

C : le centre de pression, se trouve en dehors de la section, implique que la section est partiellement comprimée.

$$\lambda_{\max} = \text{Max} (50, \text{Min} (e_0/h, 100))$$

$$= \text{Max} (50, \text{Min}(75/10, 100)) \Rightarrow \lambda = 50 \text{ cm}$$

$\lambda = 65,81 < 50$ donc pas de risque de flambement

• **L'excentricité totale de calcul :**

$$e = e_1 + e_2 .$$

e_1 : excentricité de la résultante. $e_1 = e_0 + e_a$.

e_2 : excentricité dus aux effets de second ordre.

e_a : excentricité additionnelle.

$$e_a = \text{Max} (2\text{cm} ; L/250) = \text{Max} (2\text{cm} ; 95/250) \Rightarrow e_a = 2\text{cm}$$

$$e_1 = (3l_f^2 \times \frac{1}{10000h}) \times (2 + \alpha\phi) \Rightarrow \alpha = 0 \text{ et } \phi = 2 \text{ car : } G \text{ ne crée aucun moment}$$

$$\text{Donc : } e_1 = (3(1,9)^2/10000 \times 0,1) (2+0) \Rightarrow e_1 = 2,16 \text{ cm} \Rightarrow e = 75+2+2,16 = 79,16\text{cm}$$

• **Sollicitations majorées de δ_f :**

Calcul de coefficient de majoration δ_f :

$$\delta_f = \begin{cases} \min \left[1 + 0,15 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \cdot \frac{h}{e_0} ; 1,4 \right] & \text{si } \frac{e_0}{h} > 0,75 \\ 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 & \text{si } \frac{e_0}{h} > 0,75 \end{cases} \quad [\text{art - A4, 3.5 BAEL91}]$$

$$e_0 / h = 0,75/0,1 = 7,5 > 0,75$$

$$\text{Donc : } \delta_f = \min (1,071 ; 1,4) = 1,071$$

Etat limite ultime :

$$N_u^* = \delta_f \times N_u = 1,071 \times 2,4840 = 2,6603 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} M_u^* &= N_u^* \times (e_a + e_0) \\ &= 1,071 \times 2,6540 + 2,6603 \times 0,02 \\ &= 2,3278 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Etat limite de service :

$$N_{\text{ser}}^* = N_s = 2,5857 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ser}}^* = M_s = 1,5730 \text{ KN.m}$$

III.2.3.Ferraillage:

• **Calcul à l'ELU :**

Le calcul se fait sur une section rectangulaire

avec :

$$\begin{cases} h = 10 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \\ d = 8 \text{ cm} \end{cases}$$

⇒ **Évaluation des moments au niveau des armatures tendues :**

Le calcul des sollicitations par rapport aux aciers tendus :

$$e = M^*/N^*u = 2,917/3,741 = 0,80 \text{ m}$$

$$e > e_0 \text{ avec } e_0 = h/6 = 1,66 \text{ m}$$

$e > e_0$: la section partiellement comprimée, le calcule par assimilation à la flexion simple.

⇒ **Calcul à la flexion simple :**

On peut maintenant terminer le calcul par assimilation à la flexion simple.

$$\sigma_{bu} = f_{bu} = (0.85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b \quad \gamma_b = 1.5 \quad ; \quad \sigma_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

⇒ **Le moment réduit :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 2,3278 + 2,6603 \left(\frac{0,1}{2} - 0,08 \right) = 2,407 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = M^*_{u/a} / b \times d^2 \times f_{bu} = 2,407 \times 10^{-3} / (0,08^2 \times 14,16) = 0,026$$

$$\mu_u = 0,026 < \mu_{AB} = 0,186 \dots \dots \dots [\text{section simplement armé(pas d'acier comprimée)}]$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0,033 \Rightarrow Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,08(1 - 0,4 \times 0,033) = 7,89 \text{ cm.}$$

$$A^*_{su} = M^*_{u/a} / Z \cdot \sigma_s = 2,407 \times 10 / 7,89 \times 348 = 0,98 \text{ cm}^2.$$

$$A_u = A_{su} - N^*_u / \sigma_s = 0,98 \times 10^{-4} - (2,660 \times 10^{-3} / 348) = 1,01 \text{ cm}^2.$$

⇒ **Ferraillage minimal :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \text{ (ft28/fe)} \dots \dots \dots \text{ (Condition de non fragilité)}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c25} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \left(\frac{2,1}{400} \right) = 0,966 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{min} = 0,966 \text{ cm}^2$$

• **Calcul à l'ELS :**

⇒ **Position du centre de pression :**

$$N_{ser} = 2,5875 \text{ KN} \quad , \quad M_{ser} = 1,573 \text{ KN.m}$$

$$e_s = M_{ser} / N_{ser} = 1,573 / 2,5875 = 0,61 \text{ cm}$$

$$e_0 = h/6 = 0,17 \text{ m.}$$

$e_s > e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (S.P.C)

⇒ **Calcul au Flexion simple:**

-La contrainte du béton est donnée à ELS par la formule suivante :

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

-La contrainte de l'acier :

$$\sigma_{sc} = \min (2/3 f_c, 150 \times \eta \text{ Mpa}) \text{ (Fissuration préjudiciable). } \eta = 1.6$$

$$\sigma_{sc} = \min (2/3 \times 400, 150 \times 1.6) \Rightarrow \sigma_{sc} = 240 \text{ Mpa}$$

Calcul du moment limite de service M_1 :

$$M_1 = \mu_r \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc} \Rightarrow \mu_r = (\alpha_r/2) / (1 - \alpha_r/3) \Rightarrow \alpha_r = (15\sigma_{bc}) / (15\sigma_{bc} + \sigma_s) = 0.484$$

$$\mu_r = 0.203 \Rightarrow M_1 = 0.0195 \text{ KN.m}$$

$M_{ser.A}^* < M_1$ (pas d'armateur comprimé $A' = 0$).

$$M_{ser.A} = M_{ser} + N_{ser} \times (d-h/2) = 1.573 + 2.5875(0.08 - 0.1/2) = 1,77$$

$$Z = d(1 - \alpha_r/3) = 0.067 \text{ m}$$

$$A_s = M_{ser} / (Z \cdot \sigma_s) = 1.77 / (0.067 \times 240) = 1.10 \text{ cm}^2$$

Calcul à la flexion compose:

$$A_{ser} = A_s - N_{ser}^* / \sigma_s = 1.10 \cdot 10^{-4} - (2.5875 / 240) \Rightarrow A_{ser} = 1.10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Mais: } A_s = \text{Max}[A_u, A_{ser}, A_{min}] = 1.10 \text{ cm}^2$$

⇒ **Pourcentage minimal d'armatures longitudinales :**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0.966 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors : } A_s = \text{Max}[A_u, A_{ser}, A_{min}]$$

$$= \text{Max}[1,01 ; 1,10 ; 0,966] \Rightarrow A_s = 1,10 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons un ferrailage symétrique : **4 T 8 / ml $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$**

⇒ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2 \text{C.V}$$

⇒ **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$, $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_S \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\mu \cdot f_{t28}} \right\} \quad \sigma_b = K \cdot Y_{ser}$$

$$K = N_{ser} / I \cdot y \text{BAEL91.}$$

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + 15 [A_s (d - Y)^2 + A'_s (Y - d')^2] , \text{ avec } A'_s = 0$$

Y : la position de l'axe neutre.

$$b y^2 / 2 + 15 ((A_s + A'_s) y - 15 (d A_s - d' A'_s))^2 = 0 \Rightarrow y = 1,92 \text{ cm} \Rightarrow I = 1351,57 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow K = 0,145 \text{ KN} / \text{cm}^3$$

- Vérification de la contrainte du béton comprimée :

$$\sigma_{bc} = K \times Y , K = \frac{M_s}{I} = 0.145 \times 19.2 = 2.78 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \text{cv}$$

- Vérification des contraintes des armatures tendues :

$$\mu = 1.6 \text{ Pour H.A } \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n \cdot K (d - y) ; n = 15 \Rightarrow \sigma_s = 132.24 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \text{cv}$$

⇒ **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_u < \tau_u'$

$$\tau_u = \frac{Vu_{max}}{b_0 d} \Rightarrow Vu = 3.105 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,0003105 / (1 \times 0.08) = 0.038 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b, 3 \text{ MPa})$$

$$= \min (2.5 \text{ Mpa}, 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u' = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{pas de risque de cisaillement.}$$

Alors : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

⇒ **Calcul des armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2. \text{ On adopte : } 5T8 \dots\dots\dots A_r = 2,51 \text{ cm}^2.$$

L'espace maximale :

$$S_T \leq \min [3h; 33 \text{ cm}] \Rightarrow S_T \leq \min [30; 33] \text{ cm.} ; \text{ Soit : } S_T = 20 \text{ cm.}$$

$$\text{Dans le sens le moins sollicité : } S_T \leq \min [4h; 45 \text{ cm}] = 40 \text{ cm} ; \text{ Soit : } S_T = 20 \text{ cm}$$

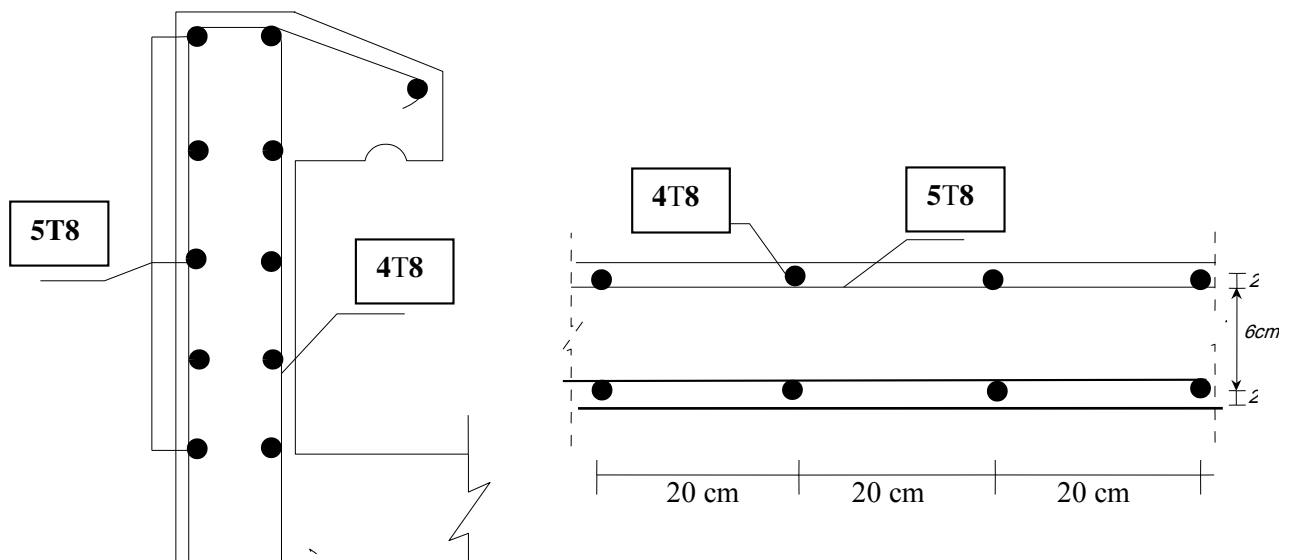


Figure III.3. Ferrailage de l'acrotère.

III.3.Calcul des escaliers :

Dans notre bâtiment on a un seul genre d'escalier : l'escalier à paillasse adjacentes.

On distingue deux types :

III.3.1.Type 1.a)

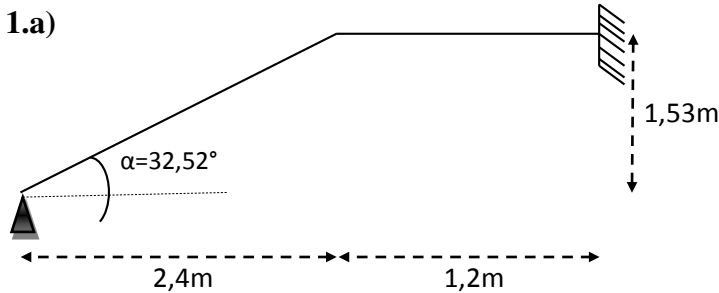


Figure.III.4. Schéma statique de l'escalier (type 1.a).

III.3.1.1.Calcul des sollicitations :

- ✓ Paillasse : $g_1 = 8,54 \text{ KN/ml}$; $q = 2,5 \text{ KN/ml}$.
- ✓ Palier : $g_2 = 5,6 \text{ KN/ml}$; $q = 2,5 \text{ KN/ml}$.

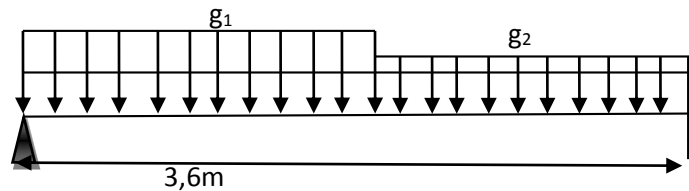


Figure.III.5. Distribution des charges sur l'escalier.

$$g_{eq} = \frac{8,54(2,4) + 5,6(1,2)}{3,6} = 7,56 \text{ KN/ml}$$

$$q = 2,5 \text{ KN/ml}$$

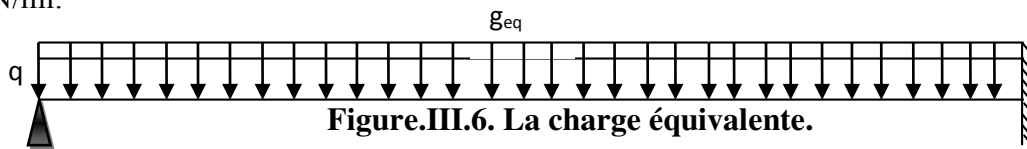
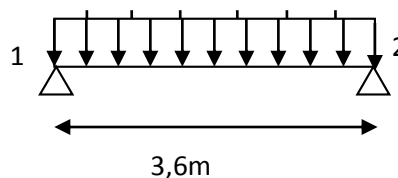


Figure.III.6. La charge équivalente.

On considère notre travée comme suite pour le calcul des moments à :



ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 7,56 + 1,5 \times 2,5 = 13,965 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 22,608 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_1 = M_2 = 0,3M_0 = 0,3 \times 22,608 = 6,78 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0,85 \times M_0 = 19,217 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$q_{ser}=G + Q= 7,56+ 2,5= 10,06 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0= \frac{q s e d^2}{8} = 16,297 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_1= 0,3M_0=0,3 \times 16,297=4,889 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment sur travée : } M_T=0,85 \times M_0= 13,85 \text{ KN.m}$$

III.3.1.2.Calcul des armatures :

a) Ferrailage

le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section (b×h) =(100×16)cm².

f _{c28} (MPa)	θ	f _{t28} (MPa)	γ _b	γ _s	d(mm)	f _{bu} (MPa)	f _c (MPa)	σ _s (MPa)
25	1	2,1	1,5	1,15	13,5	14,2	400	348

On détermine les paramètres suivants :

On utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{Mu}{Z\sigma_s} \quad ; \quad A_{s\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	b(mm)	d(mm)	M _u (KN.m)	μ	α	Z(mm)	A _{smin}	A _s (cm ²)	A _{adopt}
Travée	1000	135	19,217	0,0743	0,0966	129,78	1,63	4,25	4HA12=4,52
Appuis	1000	135	6,78	0,0262	0,0332	13,38	1,63	1,5	4HA10=3,14

Tableau.III.2. Résultats du calcul du ferrailage escalier type 1.a.

Armatures de répartition :

- En travée : $A_r = \frac{A_s}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$ on adopte :4HA8=2,01cm² . st=25cm.

- Sur appuis : $A_r = \frac{A_s}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$ on adopte :4T8=2,01cm² . st=25cm.

b) Vérifications :

• **Condition de non fragilité :**

$$4,52cm^2 > A_{s_{min}} = \frac{0.23b \times d \times f_{t_{28}}}{f_e} = 1,63 cm^2 \dots\dots\dots CV$$

$$3,14cm^2 > A_{s_{min}} = \frac{0.23b \times d \times f_{t_{28}}}{f_e} = 1,63 cm^2 \dots\dots\dots CV$$

• **Espacement maximal :**

$$S_t \leq \min(3h, 33cm) = \min(3 \times 16; 33) = 33cm.$$

➤ en travée : $S_t = 25cm < 33cm \dots\dots\dots C.V.$

➤ en appuis : $S_t = 25cm < 33cm \dots\dots\dots C.V.$

• **Vérification de la contrainte tangentielle à l'ELU :**

Il faut que : $\tau_t \leq \bar{\tau}$

Avec : $\bar{\tau} = \min\left\{0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right\}$ Fissuration non préjudiciable $\Rightarrow \bar{\tau} = 3,33MPa$

$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$ Avec : T_u l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.

$$T_u = q \frac{l}{2} = 13,95 \times \frac{3,60}{2} = 25,11KN ; \tau_u = \frac{25,11 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,186MPa \leq \bar{\tau} = 3,33MPa \dots cv$$

• **Vérification des contraintes de béton à l'ELS :**

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \left(\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}\right)$

En travée :

Sur appui:

$$\alpha = 0,0966, \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,387$$

$$\alpha = 0,0332, \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,387$$

$$\left[\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}\right] = 0,4435$$

$$\left[\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}\right] = 0,4435$$

Donc : $\alpha = 0,0966 \leq 0,4435 \dots\dots\dots CV$ Donc : $\alpha = 0,0332 \leq 0,4435 \dots\dots\dots CV$

Contrainte dans les aciers tendus :

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

• **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h/l \geq 1/16 \\ h/l \geq M_t/10M_0 \\ A_s/bd \leq 4,2/f_e \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 16/360 = 0,044 \leq 1/16 = 0,0625 \dots\dots\dots CV \\ 0,044 \leq 0,0850 \dots\dots\dots CV \\ (4,52/100 \times 13,5) = 0,00335 \leq 4,2/400 = 0,0105 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

c) Calcul de la flèche :

La flèche totale est donnée selon le **BAEL 91**, comme suit :

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

Avec :

f_{gv}, f_{gi} : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji} : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en oeuvre des cloisons.

f_{pi} : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

Cette flèche ne doit pas dépasser $\frac{l}{500}$

D'après le **BAEL91** on a : $f_i = \frac{Ml^2}{10E_i I_{fi}}$, $f_v = \frac{Ml^2}{10E_v I_{fv}}$

- **Moment d'inertie de la section homogène réduite « I » :**

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

Avec y : la position de l'axe neutre
 n : coefficient d'équivalence =15

- **Calcul de y :**

$$y \Rightarrow \frac{by^2}{2} + n(A + A')y - n(A'd' + Ad) = 0 \quad \text{Avec : } A' = 0 ; A = 4,52 \text{ cm}^2$$

- **Moment d'inertie de la section homogène « I₀ » :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh\left(\frac{h}{2} - V\right)^2 + 15A_s(d - V)^2 ; \rho = \frac{A_s}{bd}, \lambda_p = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s} \quad \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{5\rho}$$

$$E_i = 11000 \cdot (f_{c28})^{1/3} \quad \text{et} \quad E_v = 3700 \cdot (f_{c28})^{1/3}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

y(mm)	I (mm ⁴)	V(mm)	I ₀ (mm ⁴)	ρ	λ_i (MPa)	λ_p (MPa)	E _i (MPa)	E _v (MPa)
51	81990296,67	77,59	282256215	0,00335	6,27	2,51	32164,2	10819

Tableau.III.3. Paramètres pour calculer la flèche.

• **flèche instantanée due à G ; « f_{gi} » :**

La combinaison : q= G.....(pour 1ml)

-palier : g=5,6KN/ml et paillasse : g=8,54KN/ml

$$g_{eq} = 7,56 \text{KN/ml}$$

Calcul du moment et contrainte :

$$M_0 = 12,25 \text{KN.m} \Rightarrow M_1 = 3,675 \text{KN.m} \Rightarrow M_t = 10,4125 \text{KN.m}$$

$$\sigma_s = 15M_s(d - y) / I = 15 \times 10,4125 \cdot 10^6 (135 - 36,5) / 81990029667 = 187,64 \text{MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 0.204 \Rightarrow I_{fs} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 136231214,6 \text{mm}^4 \Rightarrow$$

$$f_{gi} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} = 3,08 \text{ mm}$$

- flèche diffère due à G : « fgv » :

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = 205339697,7 \text{ mm}^4 \Rightarrow f_{gv} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 E_v \cdot I_{fv}} = 6,074 \text{ mm}$$

- flèche instantanée due à « j » :

j : charge permanente avant la mise en place le revêtement.

- palier : $g=4 \text{ KN/ml}$ et pallasse : $q_2=6,8 \text{ KN/ml}$

$$\text{Charge équivalente : } g_{eq} = \frac{4 \times 1,2 + 6,8 \times 2,4}{3,6} = 5,87 \text{ KN/ml}$$

Calcul du moment et contrainte :

$$M_0=9,51 \text{ KN.m} \Rightarrow M_1=2,85 \text{ KN.m} \Rightarrow M_s=8,08 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = 15 M_s (d - y) / I = 145,61 \text{ MPa} \Rightarrow \mu = 1 - \left[\frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 0,0928 \Rightarrow$$

$$I_{jj} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 196276928,2 \text{ mm}^4 \Rightarrow f_{ji} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{jj}} = 1,66 \text{ mm.}$$

- flèche due à G+Q : « fpi » :

$$g_{eq} = 10,297 \text{ KN/m}$$

$$M_0=16,297 \text{ KN.m} \Rightarrow M_1=4,89 \text{ KN.m} \Rightarrow M_s=13,85 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{pi} = 15 M_{pi} (d - y) / I = 249,58 \text{ MPA} \Rightarrow \mu = 1 - \left[\frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{pi} + f_{t28}} \right] = 0,325$$

$$I_{fp} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 102419226,4 \text{ mm}^4 \Rightarrow f_{pi} = \frac{M_{pi} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} = 5,45 \text{ mm}$$

Donc :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\Delta f_t = 6,074 - 1,66 + 5,45 - 3,08$$

$$\Delta f_t = \mathbf{6,784 \text{ mm}}$$

Et on a :

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \frac{L}{500} \dots \text{Si : } L \leq 5m \\ \bar{f} \leq 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} \dots \text{Si : } L > 5m \end{cases}$$

$$L=3,6 \text{ m} : \Rightarrow \bar{f} = \mathbf{0,72 \text{ cm}}$$

$\Rightarrow \Delta f_t = 6,78 \text{ mm} < \bar{f} = 7,2 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{CV}$

III.3.2. Type 1.b)

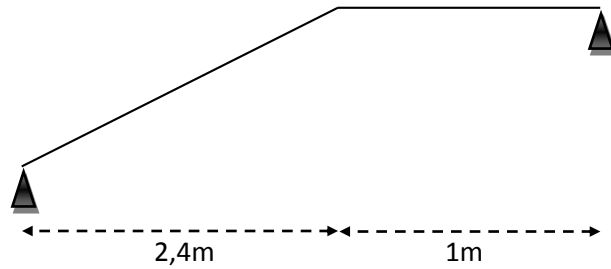


Figure.III.7. Schéma statique de l'escalier (type 1.b).

Comme on a pris une section de $(100 \times 16) \text{ cm}^2$ dans le type précédant, on doit respecter ces dimensions pour faciliter et accélérer l'exécution de travail.

III.3.2.1. Calcul des sollicitations :

- ✓ Paillasse : $g_1 = 8,49 \text{ KN/ml}$; $q = 2,5 \text{ KN/ml}$.
- ✓ Palier : $g_2 = 5,6 \text{ KN/ml}$; $q = 2,5 \text{ KN/ml}$.

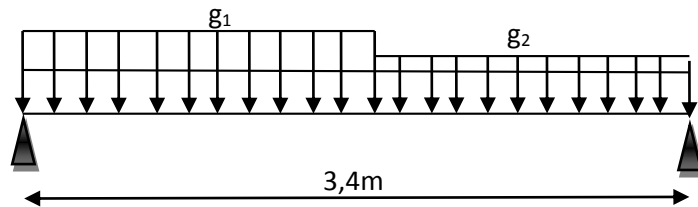


Figure.III.8. Distribution des charges sur l'escalier.

- ✓ $g_{eq} = 7,64 \text{ KN/m}$
- ✓ $q = 2,5 \text{ KN/ml}$.

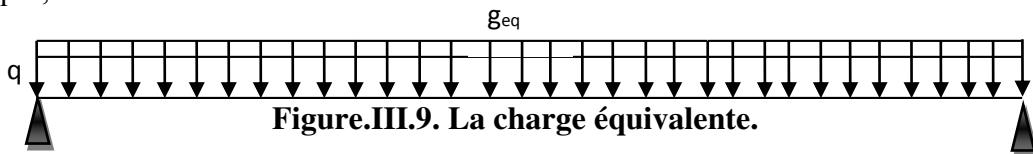
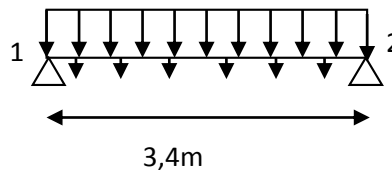


Figure.III.9. La charge équivalente.

On considère notre travée comme suite
pour le calcul des moments à :



ELU :

$q_u = 13,064 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_0 = 20,32 \text{ KN.m}$ et $M_1 = 17,91$ et $M_t = 17,27 \text{ KN.m}$.

ELS :

$q_{ser} = 10,14 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_0 = 14,65 \text{ KN.m}$ et $M_1 = 4,395 \text{ KN.m}$ et $M_t = 12,45 \text{ KN.m}$.

III.3.2.2.Calcul des armatures :

a) Ferrailage

le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section (b×h)=(100×16)cm².

f _{c28} (MPa)	θ	f _{t28} (MPa)	γ _b	γ _s	d(mm)	f _{bu} (MPa)	Fe(MPa)	σ _s (MPa)
25	1	2,1	1,5	1,15	135	14,2	400	348

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	b(mm)	d(mm)	M _u (KN.m)	μ	α	Z(mm)	A _{min}	A _s	A _{adopt} (cm ²)
Travée	1000	135	17,27	0,0667	0,0864	130,33	1,63	3,81	4HA12=4,52
Appuis	1000	135	6,1	0,0235	0,0297	133,39	1,63	1,34	4HA10=3,14

Tableau.III.4. Résultats du calcul du ferrailage escalier type 1.b.

Armatures de répartition :

- En travée : $A_r = \frac{A_s}{4} = 1,155\text{cm}^2$ on adopte :4HA8=2,01cm² ;st=25cm.

-Sur appuis : $A_r = \frac{A_s}{4} = 0,59\text{cm}^2$ on adopte :4HA8=2,01cm² ;st=25cm.

b) Vérifications :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{smin} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,63\text{cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

- **Espacement maximal :**

$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(3 \times 16; 33) = 33\text{cm}.$

- en travée : $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots C.V.$
- en appuis : $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots C.V.$

- **Vérification de la contrainte tangentielle à l'ELU :**

Il faut que : $\tau_t \leq \bar{\tau}$

Avec : $\bar{\tau} = \min\left\{0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right\}$ Fissuration non préjudiciable $\Rightarrow \bar{\tau} = 3,33\text{MPa}$

$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$ Avec : T_u l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.

$T_u = q \frac{l}{2} = 14,064 \times \frac{3,4}{2} = 23,91\text{KN}$

$\tau_u = \frac{23,91 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,1771\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots cv$

• **Vérification des contraintes de béton à l'ELS :**

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$

En travée :

$$\alpha = 0,0864, \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,387$$

$$\left[\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0,4435$$

Donc : $\alpha = 0,0864 \leq 0,4435 \dots \dots \dots CV$

Sur appui:

$$\alpha = 0,0297, \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,387$$

$$\left[\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0,4435$$

Donc : $\alpha = 0,0297 \leq 0,4435 \dots \dots \dots CV$

Contrainte dans les aciers tendus :

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

• **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h/l \geq 1/16 \\ h/l \geq M_t / 10M_0 \\ A_s / bd \leq 4,2 / f_e \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 16/340 = 0,047 \leq 1/16 = 0,0625 \dots \dots \dots CV \\ 0,047 \leq 0,0849 \dots \dots \dots CV \\ (4,62/100 \times 13,5) = 0,00342 \leq 4,2/400 = 0,0105 \dots \dots \dots CV \end{array} \right.$$

c) Calcul de la flèche :

On a :

y _{mm}	I mm ⁴	V mm	I ₀ cm ⁴	P	λ _i	λ _v	E _i MPa	E _v MPa
36,88	83439398,95	77,65	282303375	0,00342	6,14	2,46	32164,2	10819

Tableau.III.5. Paramètres pour calculer la flèche.

• **flèche instantanée due à G ; « f_{gi} » :**

La combinaison : q = G (pour 1ml)

- palier : g = 5,6KN/ml et paillasse : g = 8,49KN/ml

$$g_{eq} = 7,64KN/ml$$

Calcul du moment et contrainte :

$$M_0 = 11,04KN.m \Rightarrow M_1 = 3,31KN.m \Rightarrow M_t = 9,38KN.m$$

$$\sigma_s = 15M_s(d - y) / I = 15 \times 9,38 \cdot 10^6 (135 - 36,88) / 8343939895 = 165,46MPa$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 0,158 \Rightarrow I_{fg} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 157621724,8mm^4 \Rightarrow$$

$$f_{gi} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} = 2,14mm$$

- flèche diffère due à G : « fgv » :

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = 223617905,1 \text{ mm}^4 \Rightarrow f_{gv} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 E_v \cdot I_{fv}} = 4,48 \text{ mm}$$

- flèche instantanée due à « j » :

j : charge permanente avant la mise en place le revêtement.

-palier : $g=4 \text{ KN/ml}$ et pallasse : $q_2=6,82 \text{ KN/ml}$

$$\text{Charge équivalente : } g_{eq} = \frac{4 \times 1 + 6,82 \times 2,4}{3,4} = 5,99 \text{ KN/ml}$$

Calcul du moment et contrainte :

$$M_0=8,66 \text{ KN.m} \Rightarrow M_1=2,6 \text{ KN.m} \Rightarrow M_s=7,36 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = 15 M_s (d - y) / I = 129,82 \text{ MPa} \Rightarrow \mu = 1 - \left[\frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 0,0518 \Rightarrow$$

$$I_{ji} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 235600501,7 \text{ mm}^4 \Rightarrow f_{ji} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ji}} = 1,12 \text{ mm.}$$

- flèche due à G+Q : « fpi » :

$$g_{eq} = 10,14 \text{ KN/m}$$

$$M_0=14,65 \text{ KN.m} \Rightarrow M_1=4,395 \text{ KN.m} \Rightarrow M_s=12,45 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{pi} = 15 M_{pi} (d - y) / I = 219,61 \text{ MPa} \Rightarrow \mu = 1 - \left[\frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{pi} + f_{t28}} \right] = 0,28$$

$$I_{fp} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 114200394,4 \text{ mm}^4 \Rightarrow f_{pi} = \frac{M_{pi} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} = 3,91 \text{ mm}$$

Donc :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\Delta f_t = 4,48 - 1,12 + 3,91 - 2,14$$

$$\Delta f_t = 5,13 \text{ mm}$$

Et on a :

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \frac{L}{500} \dots\dots\dots Si : L \leq 5m \\ \bar{f} \leq 0,5cm + \frac{L}{1000} \dots\dots Si : L > 5m \end{cases}$$

$$L=3,4 \text{ m} : \Rightarrow \bar{f} = 0,68 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_t = 5,13 \text{ mm} < \bar{f} = 6,8 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.3.3. Etude de la poutre palière :

La poutre est prévue pour être un support d'escalier, elle est partiellement encadrée à ces extrémités dans les poteaux, et soumise à la flexion simple et à la torsion. Ces sollicitations sont dues à son poids propre, le poids du mur, et en plus à l'action du poids de palier et paillasse.

III.3.3.1. Pré-dimensionnement :

Selon BAEL91 les dimensionnements de la poutre sont :

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 22,66 \text{ cm} \leq h \leq 34 \text{ cm}$$

Suivant les conditions de le RPA99/version 2003.

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} ; h = 35\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ b \geq 20 \text{ cm} ; b = 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{h}{b} \leq 4 ; \frac{h}{b} = 35/30 = 1.16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Donc : on prend une section de : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

III.3.3.2. Calcul des sollicitations :

a) Les charges :

à l'ELU:

poids propre de la poutre : $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,62 \text{ KN/ml}$

la paillasse : $(1,35 \times 8,49 + 1,5 \times 2,5) = 15,21 \text{ KN/m}^2$

Le palier : $(1,35 \times 5,6 + 1,5 \times 2,5) = 11,31 \text{ KN/m}^2$

$$q_{eq} = \frac{2,4 \times 15,21 + 11,31 \times 1}{3,4} = 14,06 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{réact} = q_{eq} \times \frac{L}{2} = 23,902 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1,35 \times G_{pout} + G_{réact} = 1,35 \times 2,62 + 23,902 = 27,439 \text{ KN/ml}$$

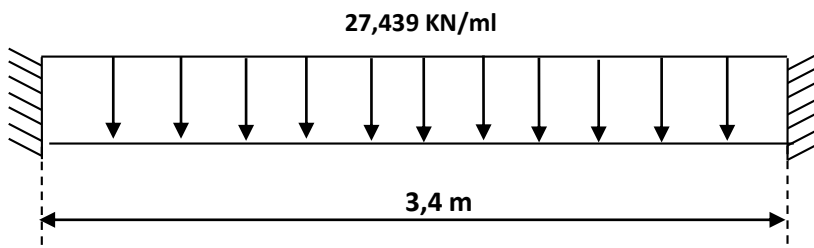


Figure.III.10. La charge sur la poutre palière à ELU.

à l'ELS:

poids propre de la poutre : $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,62 \text{ KN/ml}$

la paillasse : $(8,49 + 2,5) = 10,99 \text{ KN/m}^2$

le palier : $(5,6 + 2,5) = 8,1 \text{ KN/m}^2$

$$q_{eq} = \frac{10,99 \times 2,4 + 8,1 \times 1}{3,4} = 10,14 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} ; G_{réact} = q_{eq} \times \frac{L}{2} = 17,238 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$q_{ser} = G_{pout} + G_{réact} = 2,62 + 17,238 = 19,858 \text{ KN/m}$$

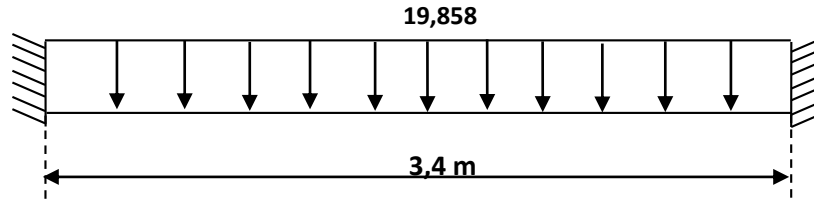


Figure.III.11. La charge sur la poutre palière à ELS.

b) Moment fléchissant :

à l'ELU :

Le moment isostatique : $M_0 = \frac{q_u l^2}{24} = \frac{27,439(3,4)^2}{24} = 13,21 \text{ KN.m}$

Le moment en travée : $M_t = M_0 = 13,21 \text{ KN.m}$

Le moment sur appui : $M_a = \frac{q_u l^2}{12} = 26,43 \text{ KN.m}$

à l'ELS :

Le moment isostatique : $M_0 = \frac{q_s l^2}{24} = 9,56 \text{ KN.m}$

Le moment en travée : $M_t = M_0 = 9,56 \text{ KN.m}$

Le moment sur appui : $M_a = \frac{q_s l^2}{12} = 19,12 \text{ KN.m}$

III.3.3.3.Calcul des armatures longitudinal (flexion simple) :

a) Ferrailage:

On utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad , \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad Z = d(1 - 0.4\alpha) \quad , \quad A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s}$$

$$A_{s\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$h=35\text{cm} \quad , \quad b=30\text{cm} \quad , \quad d = 0.9 \times h = 32 \text{ cm} .$

Section	b(cm)	d(cm)	M _u (KN.m)	μ	α	Z(cm)	A _{smin} (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
Travée	30	32	7,73	0,0177	0,0223	31,71	0,15	0,7	3HA10=2,36
Appuis	30	32	15,457	0,0354	0,0450	31,424	1,15	1,4	3HA12=3,39

Tableau.III.6.Résultats du calcul du ferrailage de poutre palier.

b) Vérification:

Vérification de la contrainte tangentielle :

On vérifie la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$ tel que :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right\} \text{ (Fissuration non préjudiciable)}$$

Donc : $\bar{\tau} = 3.33 \text{MPa}$.

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$; avec T_u : l'effort tranchant maximal sur appui

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{27,439 \times 3,4}{2} = 46,64 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{46,64 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.48 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Calcul des armatures transversales:

$$S_t \leq \text{Min} (0.90d; 40\text{cm}) = \text{min} (0.90 \times 32 = 28.8; 40\text{cm}) = 28.8\text{cm.}$$

$$S_t \leq 28.8\text{cm.}$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right) = 0.4 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0.4 \frac{b \cdot S_t}{f_e} = 0.4 \times \frac{300 \times 288}{400} = 0.864 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t = 0.864 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **2T8 = 1,01 cm²**

Espacement maximal :

- Espacement d'après le BAEL :

$$S_t \leq \text{min}(0.9 d; 40\text{cm}) = 28,8\text{cm}$$

- Espacement exigé par RPA :

– En zone nodale : $S_t \leq \text{min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right) = \text{min}(8.75; 12 \times 1.0) = 8.75\text{cm}$

– En zone courante: $S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm}$

Donc on adopte : $\begin{cases} S_t = 8\text{cm} \dots \dots \dots \text{en zone nodale} \\ S_t = 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{en zone courante} \end{cases}$

Vérification à ELS :

- Vérification des contraintes de béton :

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$.

en travée : $\gamma = \frac{13,21}{9,56} = 1,38$; $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44$; $\alpha = 0,0223 \leq 0,44 \dots \dots \dots \text{cv.}$

sur appui : $\gamma = \frac{26,43}{19,12} = 1,38$; $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44$; $\alpha = 0,133 \leq 0,44 \dots \dots \dots \text{cv.}$

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

Vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{35}{340} = 0,10 \geq 0,062 \dots \dots \dots \text{CV} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{35}{340} = 0,10 \geq \frac{13,21}{10 \times 13,21} = 0,1 \dots \dots \dots \text{CV} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \frac{2,36}{30 \times 32} = 0,0024 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

III.3.3.4. Calcul des armatures longitudinales (à la torsion) :

- **Calcul du moment dus à la torsion :**

$v_u = q_u \frac{L}{2} = 17,238 \times \frac{3,4}{2} = 29,3 \text{ KN}$

$Ma = 0,1 \times v_u \times \frac{L}{2} = 0,1 \times 29,3 \times \frac{2,6}{2} = 4,981 \text{ KN.m}$

$M_{tor} = Ma \times \frac{L}{2} = 4,981 \times \frac{3,4}{2} = 8,47 \text{ KN.m}$

- **Calcul de l'aire de la section efficace « Ω » :**

Ω : aire du contour à mi-épaisseur des parois

$\Omega = (a - b_0) \times (h - b_0)$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} a = \min (b, h) = 30 \text{ cm} \\ b_0 = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm} \end{array} \right.$

$\Omega = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2$

- **Calcul de la contrainte tangentielle due à la torsion :**

$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2b_0 \times \Omega} = \frac{8,47 \times 10^6}{2 \times 50 \times 75000} = 1,13 \text{ MPa.}$

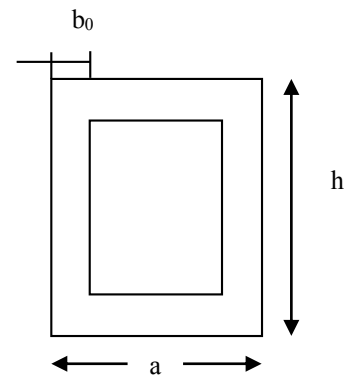


Figure.III.12. Section creuse.

• **Vérification de la contrainte tangentielle totale :**

On doit vérifier que : $\tau_{tor}^2 + \tau_u^2 \leq \bar{\tau}^2$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right\}$$

$$\Rightarrow (1,27)^2 + (0,48)^2 = 1,5 < 11,11$$

$$\tau_{tor}^2 + \tau_u^2 \leq \bar{\tau}^2 \dots\dots\dots CV$$

• **Calcul des armatures:**

D'après le BAEL91 : $A_s^{tor} = \frac{M_{tor} \cdot u}{2 \times \Omega \times f_{ad}}$

Avec : u : périmètre de la section efficace Ω .

A_s^{tor} : Armatures longitudinales de torsion.

$$U = [(h - b_0) + (b - b_0)] \times 2 = 110 \text{ cm.}$$

$$A_{stor} = \frac{8,47 \times 10^6 \times 1100}{2 \times 750 \times 10^2 \times 348} = 1,78 \text{ cm}^2.$$

Alors les aciers longitudinaux :

-en travée : $A_s^{fle} = 3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2$

-sur appui : $A_s^{fle} = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$

$$A_s^{tor} = 2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

• **Pourcentage minimal :**

D'après le BEAL91 on a : $\frac{A_s^{tor}}{b_0 \times u} \times f_e \geq 0.4 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow \frac{A_{stor}}{b_0 \times U} \cdot f_e = \frac{1,78}{5 \times 110} \times 400 = 1,29 \geq 0,4 \dots\dots\dots CV.$$

• **Les armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_{tor}}{2\Omega\sigma_s} = \frac{8,47 \times 10^5}{2 \times 750 \times 348 \times 10^2} = 0.0162 \text{ cm.}$$

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(0.9 \times 32 ; 40\text{cm}) = 28.8 \text{ cm.}$$

On adopte : $S_t = 25 \text{ cm.}$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0.0162 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 0.405 \text{ cm}^2$$

On adopte : **2T8** $\Rightarrow A_t = 1,01 \text{ cm}^2.$

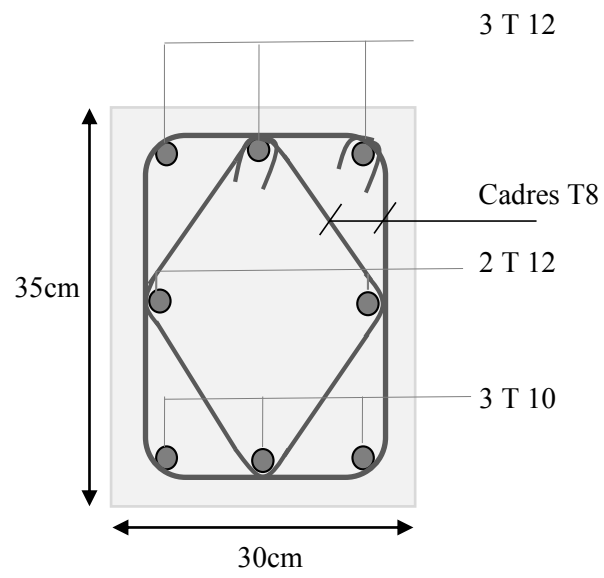


Figure.III.13. Ferrailage de la poutre palière.

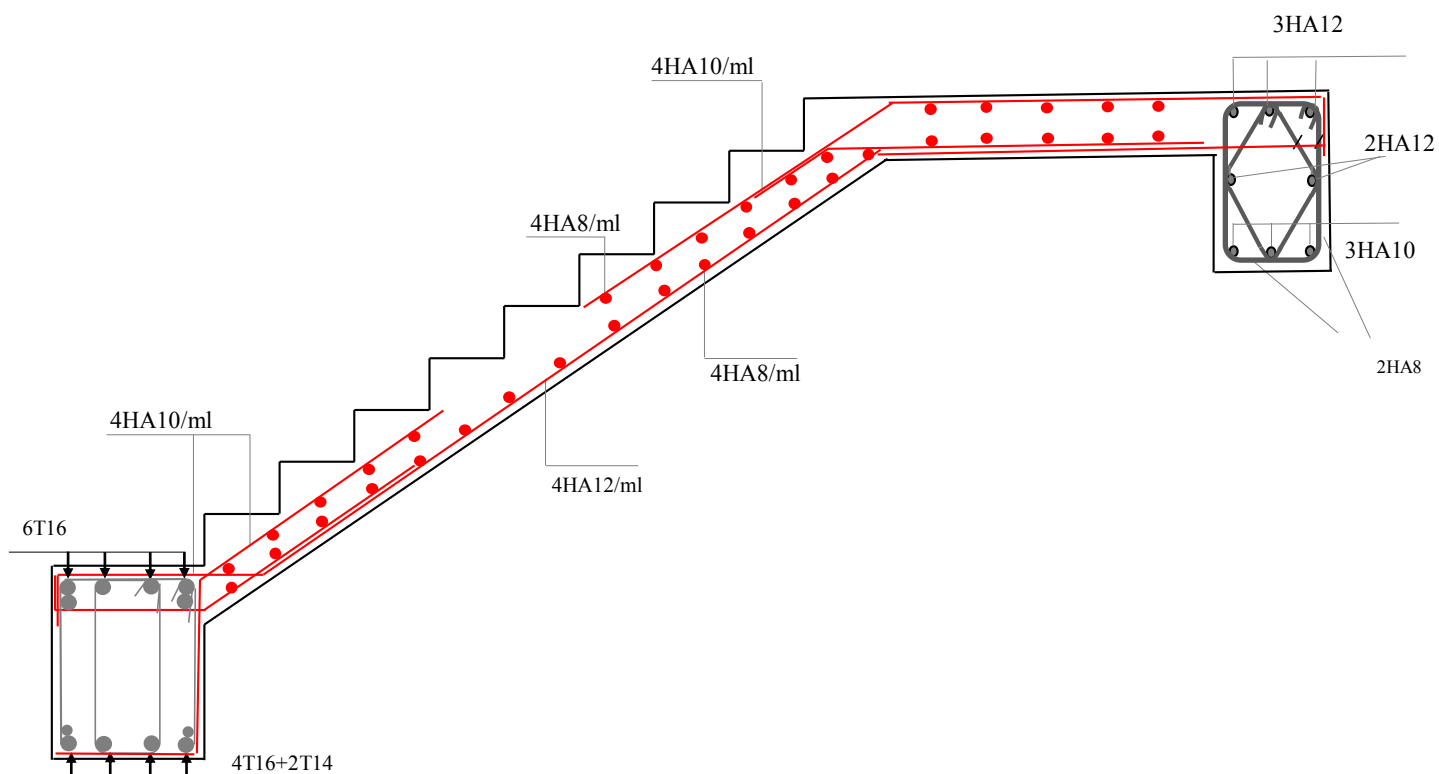


Figure.III.14. Schéma du Ferrailage de l'escalier Type 1(a).

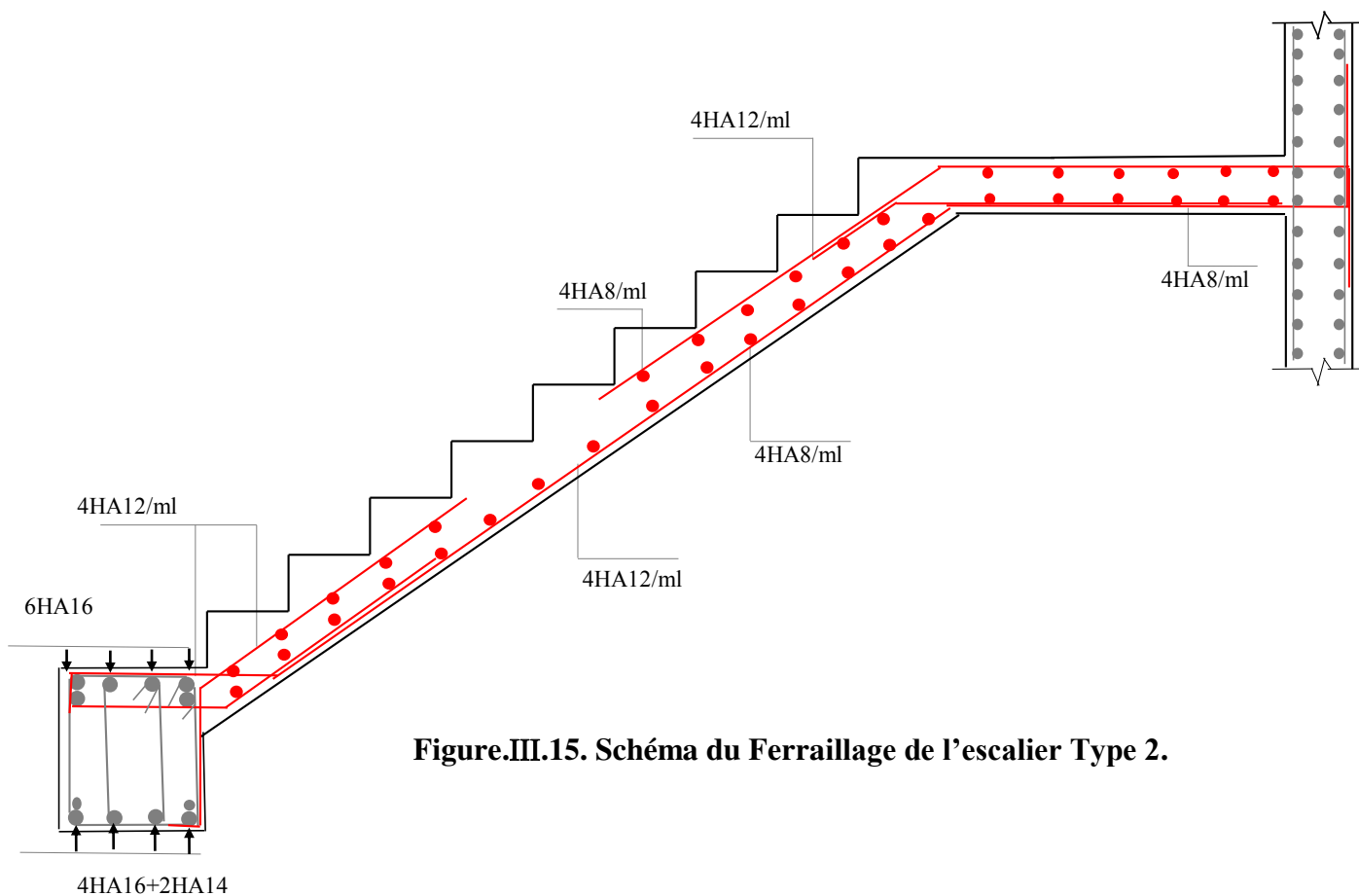


Figure.III.15. Schéma du Ferrailage de l'escalier Type 2.

III.4.Calcul des planchers :

Dans notre bâtiment, on adopte deux types de planchers

- planchers en corps creux (pour la terrasse et les étages courants)
- planchers en dalle pleine (il s'agit du plancher de RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage)

III.4.1.Plancher à corps creux :

Le plancher en corps creux est constitué par le système porteur : poutrelles à treillis et table de compression

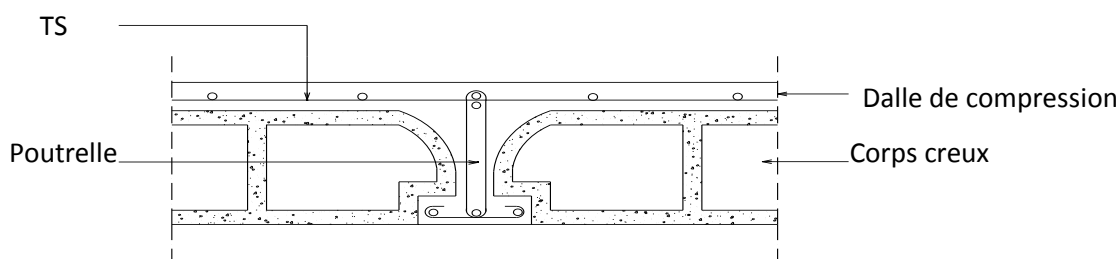


Figure.III.16.Coupe transversale du plancher à corps creux.

Le calcul sera pour deux éléments :

- Poutrelles.
- La table de compression.

III.4.1.1.Les poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fera selon le cas de charge en situation final (après le coulage du plancher), avant et après la prise du béton, pour tenir compte des cas de charges en situations intermédiaires.

Les poutrelles seront considérées comme des poutres reposant simplement sur leurs appuis, leur étude s'effectue selon les deux méthodes suivantes :

- Méthode Forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

a) Méthodes:

- Méthode forfaitaire :

Elle consiste à déterminer des moments sur appuis (M_w, M_e) et des moments en travée (M_t).

On applique la méthode de forfaitaire si les conditions suivantes sont vérifiées suivant **BAEL91**:

Condition 1: Les charges d'exploitations sont modérées, où :

$$Q \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$$

Condition 2: Les portées doivent vérifiées la relation suivant :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25.$$

Condition 3: Les moments d'inerties sont constants sur les différentes travées :

$$I = \text{constant.}$$

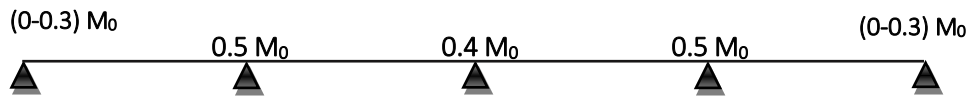
Les moments sur appuis : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

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

Cas d'une poutre à deux travées :



Cas d'une poutre à plusieurs travées :



Remarque : dans le cas où l'appui de rive est solidaire d'un poteau ou d'une poutre ; il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer un moment au moins égale à : $M_a = 0.2M_0$

Les moments en travées : doit satisfaire les inégalités suivantes :

Pour les travées de rive : le max entre :

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max \left[(1 + 0.3\alpha) M_0 ; 1.05 M_0 \right]$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

Pour les travées intermédiaires : le max entre :

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max \left[(1 + 0.3\alpha) M_0 ; 1.05 M_0 \right]$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

Soit :

α : Est le rapport s charges d'exploitation à la somme des charge permanents l'exploitation : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

M_0 : La valeur maximale du moment de flexion dans la travée de comparaison ou moment isostatique. $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

M_e ; M_w : Valeurs des moments sur les appuis de gauche et droite respectivement dans la travée considérée.

M_t : le moment max de la travée considérée.

Les efforts tranchants : $T_0 = \frac{ql}{2}$

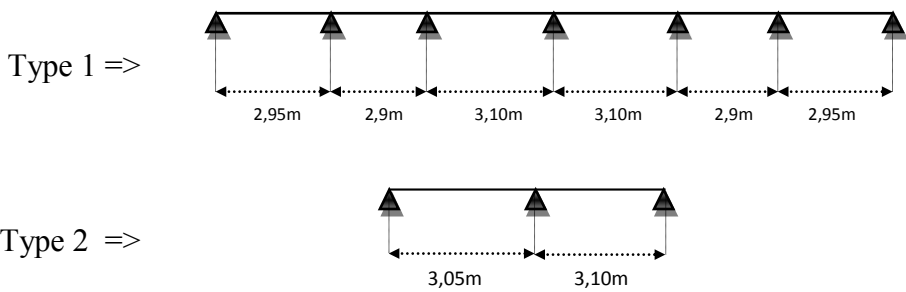
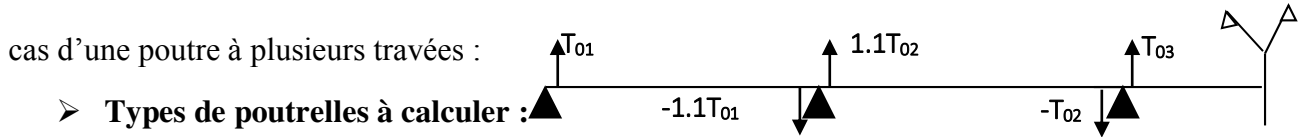
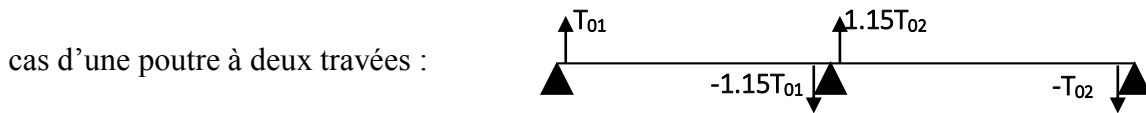


Figure.III.17. Les différents types des poutrelles.

➤ Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Type 1 :

1/ $Q_{terrasse} = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 5,88 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 11,76 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$
 $Q_{étage} = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 5,4 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 10,80 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

2/ les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « **I = constante** »

donc la Condition est vérifiée

3/ $0,8 \leq \frac{2,95}{2,9} = 1,02 \leq 1,25$; $0,8 \leq \frac{2,9}{3,10} = 0,94 \leq 1,25$; $0,8 \leq \frac{3,1}{3,1} = 1 \leq 1,25$
 $0,8 \leq \frac{3,1}{2,9} = 1,07 \leq 1,25$; $0,8 \leq \frac{2,9}{2,95} = 0,98 \leq 1,25$.

La condition vérifiée

Alors la méthode est applicable,

Type 2

1/ $Q_{terrasse} = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 5,88 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 11,76 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$
 $Q_{étage} = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 5,4 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 10,80 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

2/ les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « **I = constante** »

donc la Condition est vérifiée

3/ $0,8 \leq \frac{3,05}{3,10} = 0,98 \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{CV}$.

Donc la méthode est applicable telle que la fissuration est non préjudiciable

b) Evaluation des charges :

● Plancher terrasse :

-Charge permanente : $G= 5,88 \text{ KN/m}^2$; Pour une bande de 0.65 : $G=3,82 \text{ KN/ml}$

-Surcharge d'exploitation : $Q=1 \text{ KN/m}^2$; Pour une bande de 0.65 : $Q=0.65 \text{ KN/ml}$

● Plancher étage courant :

-Charge permanente : $G= 5.4 \text{ KN/m}^2$; Pour une bande de 0.65 : $G=3,51 \text{ KN/ml}$

-Surcharge d'exploitation : $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$; Pour une bande de 0.65 : $Q=0,975 \text{ KN/ml}$

Combinaison des charges :

	G(KN/ml)	Q(KN/ml)	P _{ultime}	P _{service}
Plancher terrasse	3,82	0,65	$1.35G+1.5Q=6,132$	$G+Q =4,47$
Plancher étage courant	3,51	0,975	$1.35G+1.5Q=6,201$	$G+Q =4,48$

Tableau.III.7. Combinaison des charges

➤ **Plancher terrasse :**

Les moments à l'ELU :

	Travée A	Travée B	Travée C	Travée D	Travée E	Travée F
charge	6,132					
longeur	2,95	2,9	3,10	3,10	2,9	2,95
M₀(KN.m)	6,67	6,45	7,37	7,37	6,45	6,67
M_T(KN.m)	4,669	3,63	4,79	4,79	3,63	4,669
	Ap1	Ap2	Ap3	Ap4	Ap5	Ap6
M_A	1,334	3,335	2,948	2,948	2,948	3,335

Tableau.III.8. Résultats des moments type 1.

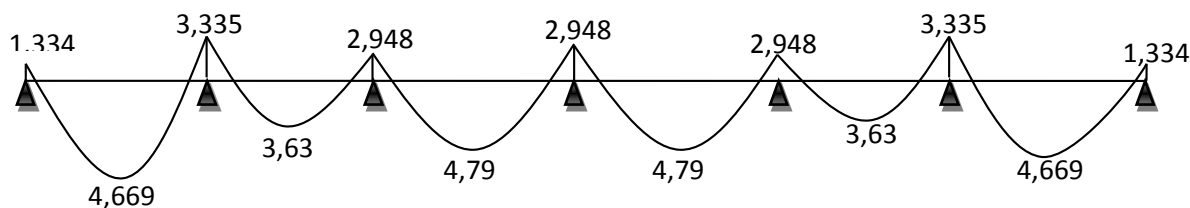


Figure.III.18. Diagramme des moments à l'ELU.

Les moments à l'ELS :

	Traveé A	Traveé B	Traveé C	Traveé D	Traveé E	Travé F	
charge	4,47						
longeur	2,95	2,9	3,10	3,10	2,9	2,95	
M ₀ (KN.m)	4,86	4,69	5,37	5,37	4,69	4,86	
M _T (KN.m)	3,402	2,45	2,95	2,95	2,45	3,402	
	Ap1	Ap2	Ap3	Ap4	Ap5	Ap6	A7
M _A	0,972	2,435	2,685	2,685	2,685	2,435	0,972

Tableau.III.9.Résultats des moments type 1.

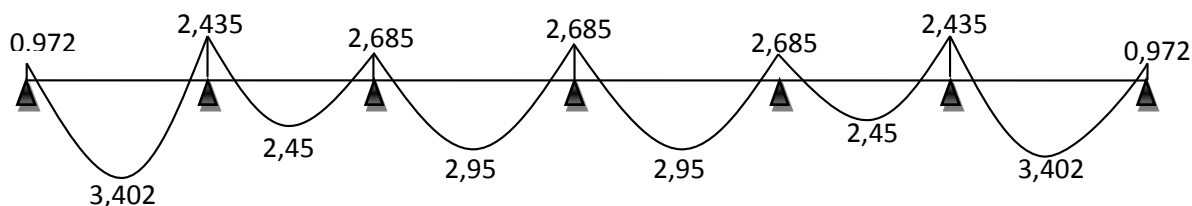


Figure.III.19. Diagramme des moments à l'ELS.

Les effort tranchant a l'ELU :

Traveé	Pu	L _{travée}	Tw	Te
A(1-2)	6,132	2,95	9,045	-9,95
B(2-3)	6,132	2,90	9,78	-9,78
C(3-4)	6,132	3,1	10,46	-11,51
D(4-5)	6,132	3,1	10,46	-11,51
E(5-6)	6,132	2,9	9,78	-9,78
F(6-7)	6,132	2,95	9,045	-9,95

Tableau.III.10.Résultats des effort tranchant.

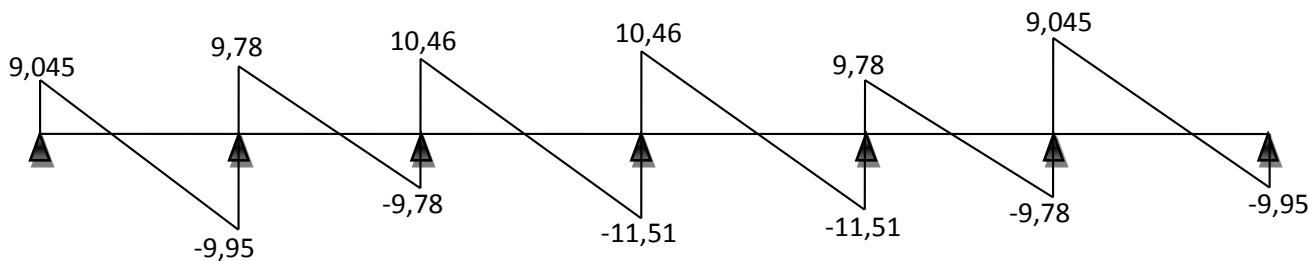


Figure.III.20. Diagramme des effort tranchant.

Calcul des armatures :

On fait ce calcul à l'état limite ultime

Moment max de rive	Moment max intermédiaire	Moment max au travée	Effort tranchant max
$M_{a(rive)}=1,334\text{KN.m}$	$M_{a(inter)}=3,335\text{KN.m}$	$M_t=4,79\text{KN.m}$	$T_u=11,51\text{KN}$

- En travée : $M_t = 31,38 \text{ KN.m} > M_u = 4,79 \text{ KN.m}$.

Donc L'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire (b×h) en flexion simple avec: b= 0,65 m et h= 0,2 m.

- Sur appui : appui de rive :

$$M_t = 31,38 \text{ KN.m} > M_u = 1,334 \text{ KN.m}$$

⇒ Section rectangulaire (b×h)= (10×20).

appui intermédiaire :

$$M_t = 31,38 \text{ KN.m} > M_u = 3,335 \text{ KN.m}$$

⇒ Section rectangulaire (b×h)= (10×20)

Pour trouver la section des armatures il faut d'abord calculer des paramètres qui sont regroupés dans le tableau suivant :

	$M_u(\text{KN.m})$	b(m)	d(m)	μ	α	Z(cm)	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{s,\text{min}}$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$
Travée	4,79	0,65	0,18	0,016	0,0201	17,86	0,77	1,41	3T10 = 2,36
Appui de rive	1,334	0,10	0,18	0,0045	0,0056	17,96	0,21	0,217	1T10 = 0,79
intermédiaire	3,335	0,10	0,18	0,011	0,0138	17,90	0,54	0,217	1T10+1T12=1,92

Tableau.III.11. Résultats de calcul du ferrailage.

Vérification à l'ELU :

Vérification de la condition de non fragilité :

En travée :

$$\Rightarrow A_s = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

Sur appui :

- appui de rive :

$$\Rightarrow A_s = 0,79 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,217 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

- appui intermédiaire :

$$\Rightarrow A_s = 1,92 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,217 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

Vérification de la contrainte tangentielle :

$$T_{u \max} = 11,51 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

*fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{0,01151}{0,1 \times 0,18} = 0,639$$

$$\tau_u = 0,639 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Calcul des armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_L\right) = \min\left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 10\right)$$

$$\Rightarrow \varphi_t < 5,71 \text{ mm}$$

On adopte un cadre $\phi 8$ 1 cadre T8

$$\Rightarrow A_t = 2 \text{ T } 8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

-Espacement des armatures transversales:

$$S_t \leq \min(0,9.d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 18; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

Suivant, R.P.A 99 version 2003(art 7.5.2.2)

$$Q_t \leq 0,003.S.b = 0,003 \times 20 \times 10 = 0,6 \text{ cm}$$

$$Q_t = 8 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

Vérification de la compression du béton vis avis de l'effort tranchant:

$$T_{u \max} = 19,29 \text{ KN}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = 2 \times \frac{11,51 \times 10^3}{100 \times 0,9 \times 180} = 1,42 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1,42 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification à l'ELS :

-Vérification des contraintes :

En travée : $\alpha=0,0201 \Rightarrow \gamma=1,37 \Rightarrow (\gamma-1)/2+f_{c28}/100 = (1,37-1)/2+25/100 = 0,435$

$\Rightarrow \alpha=0,0201 \leq 0,435 \dots\dots\dots \text{CV}$

Appui de rive : $\alpha=0,0056 \Rightarrow \gamma=1,37 \Rightarrow (\gamma-1)/2+f_{c28}/100 \Rightarrow (1,37-1)/2+25/100=0,435$

$\Rightarrow \alpha=0,0056 < 0,435 \dots\dots\dots \text{CV}$

-Appui intermédiaire : $\alpha=0,0138 \Rightarrow \gamma=1,37 \Rightarrow (\gamma-1)/2+f_{c28}/100 = (1,37-1)/2+25/100=0,435$

$\alpha=0,0138 < 0,435 \dots\dots\dots \text{CV}$

Condition de la flèche:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{310} = 0,0645 \geq 0,044 \dots\dots\dots \text{CV.} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow 0,05 \geq \frac{4,669}{15 \times 6,45} = 0,046 \dots\dots\dots \text{CV.} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{236}{100 \times 225} = 0,0104 \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

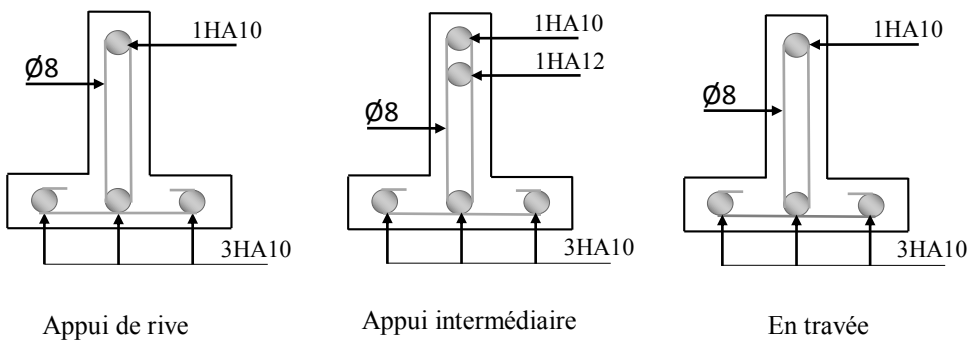


Figure.III.21. Ferrailage des poutrelles au plancher terrasse

➤ Plancher étage :

Les moments à l'ELU :

	Traveé A	Traveé B	Traveé C	Traveé D	Traveé E	Travé F	
charge	$q_u=6,201$						
longeur	2,95	2,9	3,10	3,10	2,9	2,95	
M_0(KN.m)	6,75	6,52	7,45	7,45	6,52	6,75	
M_T(KN.m)	4,725	3,66	4,84	4,84	3,66	4,725	
	Ap1	Ap2	Ap3	Ap4	Ap5	Ap6	A7
M_A	1,35	3,375	2,98	2,98	2,98	3,375	1,35

Tableau.III.12.Résultats des moments type 1.

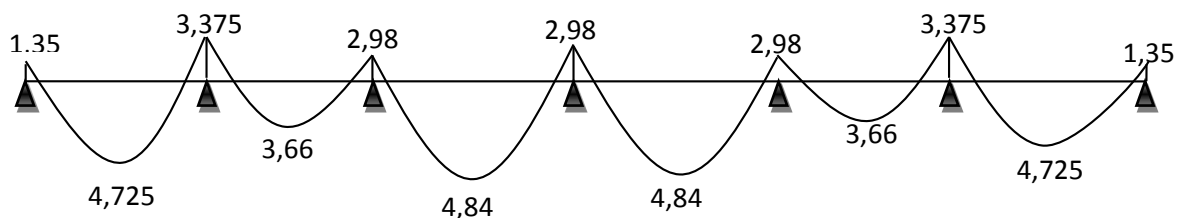


Figure.III.22.Résultats des moments à l'ELU.

Les moments à l'ELS :

	Traveé A	Traveé B	Traveé C	Traveé D	Traveé E	Travé F	
charge	$q_{ser}=4,485$						
longeur	2,95	2,9	3,10	3,10	2,9	2,95	
M_0(KN.m)	4,88	4,71	5,38	5,38	4,71	4,88	
M_T(KN.m)	3,416	2,65	3,497	3,497	2,65	3,416	
	Ap1	Ap2	Ap3	Ap4	Ap5	Ap6	A7
M_A	0,976	2,44	2,152	2,152	2,152	2,44	0,976

Tableau.III.13.Résultats des moments type 1.

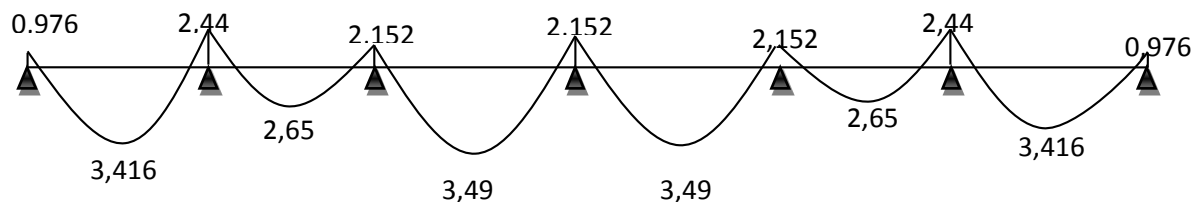


Figure.III.23.Résultats des moments à l'ELS.

Les effort tranchant a l'ELU :

Traveé	Pu	L _{travée}	Tw	Te
A(1-2)	6,201	2,95	9,146	-10,06
B(2-3)	6,201	2,90	9,889	-9,889
C(3-4)	6,201	3,1	10,57	-11,63
D(4-5)	6,201	3,1	10,57	-11,63
E(5-6)	6,201	2,9	9,889	-9,889
F(6-7)	6,201	2,95	9,146	-10,06

Tableau.III.14.Résultats de l'effort tranchant.

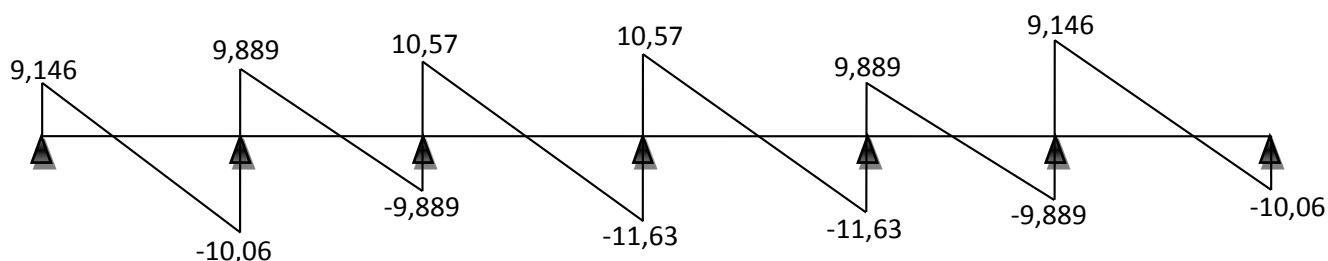


Figure.III.24.Résultats de l'effort tranchant.

Calcul des armatures :

On fait ce calcul à l'état limite ultime

Moment max de rive	Moment max intermédiaire	Moment max au travée	Effort tranchant max
$M_{a(rive)}=1,35\text{KN.m}$	$M_{a(inter)}=3,375\text{KN.m}$	$M_t=4,84\text{KN.m}$	$T_u=11,63\text{KN}$

- En travée : $M_t = 31,38 \text{ KN.m} > M_u = 4,84 \text{ KN.m}$.

Donc L'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire (b×h) en flexion simple avec: b= 0,65 m et h= 0,2 m.

- Sur appui : appui de rive :

$$M_t = 31,38 \text{ KN.m} > M_u = 1,35 \text{ KN.m}$$

⇒ Section rectangulaire (b×h)= (10×20).

appui intermédiaire :

$$M_t = 31,38 \text{KN.m} > M_u = 3,375 \text{KN.m.}$$

⇒ Section rectangulaire (b×h)= (10×20)

Pour trouver la section des armatures il faut d'abord calculer des paramètres qui sont regroupés dans le tableau suivant :

	M _u (KN.m)	b(m)	d(m)	μ	α	Z(cm)	A _s (cm ²)	A _{s,min}	A _{adoptée} (cm ²)
Travée	4,84	0,65	0,18	0,016	0,0204	17,85	0,78	1,41	3T10 = 2,36
Appuide rive	1,35	0,10	0,18	0,0045	0,0056	17,96	0,22	0,217	1T10 = 0,79
intermédiaire	3,375	0,10	0,18	0,0113	0,0142	17,89	0,54	0,217	1T10+1T12=1,92

Tableau.III.15. Résultats de calcul du ferrailage.

Vérification à l'ELU :

Vérification de la condition de non fragilité :

En travée :

$$\Rightarrow A_s = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

Sur appui :

- appui de rive :

$$\Rightarrow A_s = 0,79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,217 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

- appui intermédiaire :

$$\Rightarrow A_s = 1,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,217 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

Vérification de la contrainte tangentielle :

$$T_{u \max} = 11,63 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{Mpa}$$

*fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{0,01163}{0,1 \times 0,18} = 0,646$$

$$\tau_u = 0,646 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_L \right) = \min \left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 10 \right)$$

$$\Rightarrow \phi_t < 5,71 \text{mm}$$

On adopte un cadre $\phi 8$ 1 cadre T8

$\Rightarrow A_t = 2 T 8 = 1.01 \text{cm}^2$

-Espacement des armatures transversales :

$S_t \leq \min (0,9.d; 40\text{cm}) = \min (0,9 \times 18; 40\text{cm}) = 16,2\text{cm}$

On adopte : $S_t = 20\text{cm}$

Suivant, R.P.A 99 version 2003(art 7.5.2.2)

$Q_t \leq 0,003.S.b = 0.003 \times 20 \times 10 = 0,6\text{cm}$

$Q_t = 8\text{mm} \geq 6\text{mm} \dots \dots \dots \text{CV}$

On adopte : $S_t = 20\text{cm}$

Vérification de la compression du béton vis avis de l'effort tranchant :

$T_{u,max} = 11,63\text{KN}$

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$\sigma_{bc} = \frac{2.T_u}{b_0.0,9d} = 2 \times \frac{11,51 \times 10^3}{100 \times 0,9 \times 180} = 1,44 \text{MPa}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{MPa}$

$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1,44 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14,2 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$

Vérification à l'ELS :

-Vérification des contraintes :

En travée : $\alpha = 0,0204 \Rightarrow \gamma = 1,38 \Rightarrow (\gamma - 1)/2 + f_{c28}/100 = (1,38 - 1)/2 + 25/100 = 0,44$

$\Rightarrow \alpha = 0,0204 \leq 0,44 \dots \dots \dots \text{CV}$

Appui de rive : $\alpha = 0,0056 \Rightarrow \gamma = 1,38 \Rightarrow (\gamma - 1)/2 + f_{c28}/100 \Rightarrow (1,38 - 1)/2 + 25/100 = 0,44$

$\Rightarrow \alpha = 0,0056 < 0,44 \dots \dots \dots \text{CV}$

-Appui intermédiaire : $\alpha = 0,0138 \Rightarrow \gamma = 1,37 \Rightarrow (\gamma - 1)/2 + f_{c28}/100 = (1,372 - 1)/2 + 25/100 = 0,435$

$\alpha = 0,0142 < 0,44 \dots \dots \dots \text{CV}$

Condition de la flèche:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{310} = 0.0645 \geq 0.044 \dots\dots\dots CV. \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow 0.0645 \geq \frac{4,669}{15 \times 6,45} = 0.046 \dots\dots\dots CV. \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{236}{100 \times 225} = 0.0104 \leq 0.0105 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

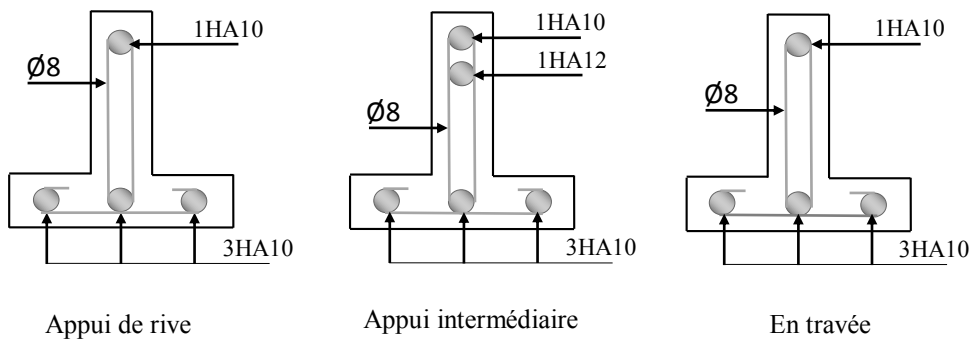


Figure.III.25. Ferrailage des poutrelles au plancher terrasse

Type 2 :

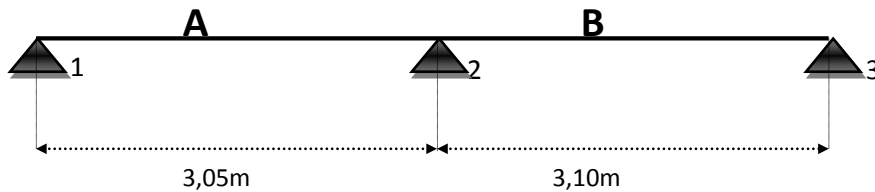


Figure.III.26. Schéma statique de poutrelle (2^{ème} type).

En utilisant la méthode forfaitaire, les calculs se font suivant les formules indiquées dans la méthode et les résultats seront résumés comme suite :

➤ **Plancher terrasse :**

Les moments à l'ELU :

	Travée A	Travée B
Charge	Pu=6,132KN/m	
Longueur	3,05m	3,10m
M ₀ (KN.m)	7,13	7,37

$M_t(\text{KN.m})$	4,6345		4,86
	Appui 1	Appui 2	Appui 3
$M_a(\text{KN.m})$	1,426	4,278	1,474

Tableau.III.16. Résultats des moments type 2.

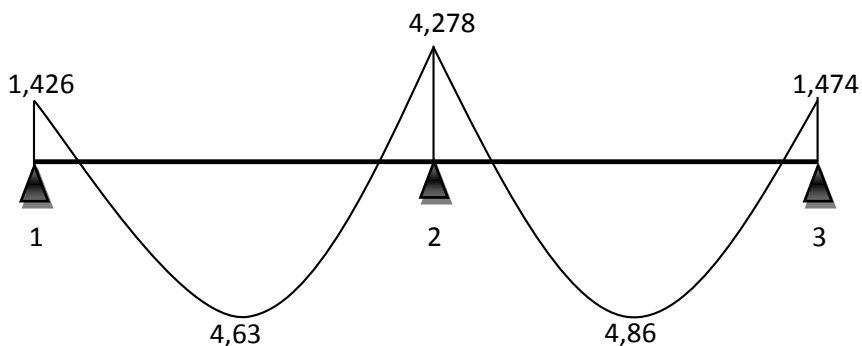


Figure.III.27. Diagramme des moments à l'ELU.

Les moments à L'ELS :

	Travée A	Travée B	
Charge	$P_{ser}=4,47\text{KN/m}$		
Longueur	3,05m	3,10	
$M_0(\text{KN.m})$	5,197	5,37	
$M_t(\text{KN.m})$	3,38	3,54	
	Appui 1	Appui 2	Appui 3
$M_a(\text{KN.m})$	1,0394	3,118	1,074

Tableau.III.17. Résultats des moments type 2.

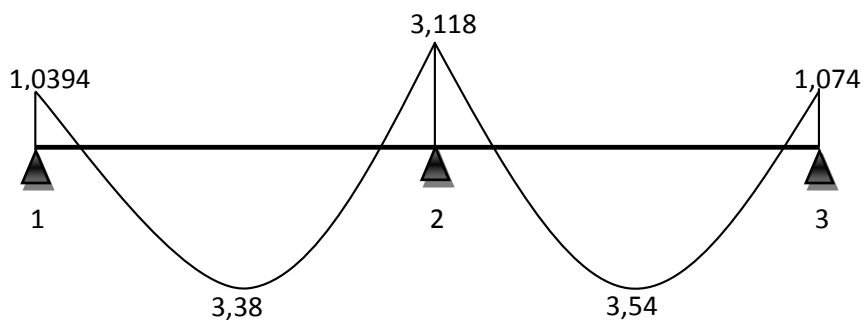


Figure.III.28. Diagramme des moments à l'ELS.

Les efforts tranchants à l'ELU :

Travée	P_u (KN/m)	$L_{travée}$ (m)	T_w (KN)	T_e (KN)
A(1-2)	6,132	3,05	9,35	-10,75
B(2-3)	6,132	3,10	10,93	-9,504

Tableau.III.18. L'effort tranchant.

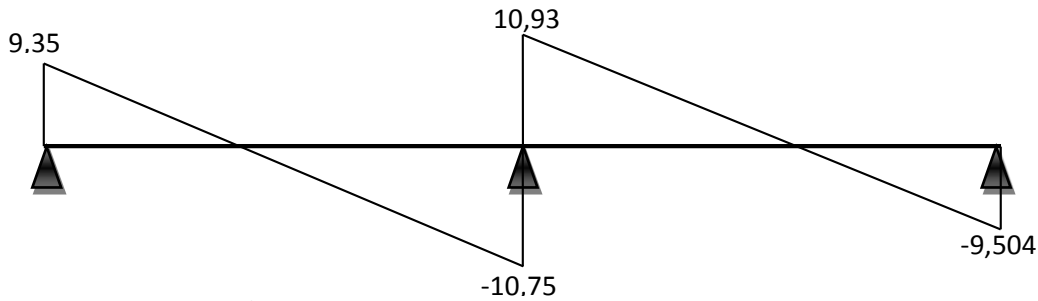


Figure.III.29. Diagramme de l'effort tranchant.

Calcul des armatures :

On fait ce calcul à l'état limite ultime

Moment max de rive	Moment max intermédiaire	Moment max au travée	Effort tranchant max
$M_{a(rive)}=1,426.m$	$M_{a(inter)}=4,278KN.m$	$M_t=4,86KN.m$	$T_u=10,93KN$

- En travée : $M_t = 31,38 \text{ KN.m} > M_u = 4,86 \text{ KN.m}$.

Donc L'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple avec: $b = 0,65 \text{ m}$ et $h = 0,20 \text{ m}$.

- Sur appui : appui de rive :

$$M_t = 31,38 \text{ KN.m} > M_u = 1,426 \text{ KN.m}$$

⇒ Section rectangulaire ($b \times h$) = (10×20).

appui intermédiaire :

$$M_t = 31,38 \text{ KN.m} > M_u = 10,93 \text{ KN.m}$$

⇒ Section rectangulaire ($b \times h$) = (10×20)

Pour trouver la section des armatures il faut d'abord calculer des paramètres qui sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_u (KN.m)	b(m)	d (m)	M	A	Z(cm)	A_s	$A_{s.min}$	$A_{adoptée}(cm^2)$
Travée	4,86	0,65	0,18	0,016	0,02	17,86	0,78	1,412	3T10 = 2,36
Appuide rive	1,426	0,10	0,18	0,0047	0,0058	17,96	0,23	0,217	1T10 = 0,79
intermédiaire	4,278	0,10	0,18	0,014	0,0176	17,87	0,69	0,217	1T10+1T12=1,92

Tableau.III.19. Résultats de calcul du ferrailage.

Vérification à l'ELU :

Vérification de la condition de non fragilité :

En travée :

$$\Rightarrow A_s = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,4127 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

Sur appui :

- appui de rive :

$$\Rightarrow A_s = 0,79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,217 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

- appui intermédiaire :

$$\Rightarrow A_s = 1,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,217 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

Vérification de la contrainte tangentielle :

$$T_{u \max} = 10,93 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,607 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

On adopte un cadre $\phi 8$ 1 cadre T8

$$\Rightarrow A_t = 2 \text{ T } 8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

-Espacement des armatures transversales:

$$S_t \leq \min (0,9.d; 40\text{cm}) = \min (0,9 \times 18; 40\text{cm}) = 16,2\text{cm}$$

On adopte : $S_t = 20\text{cm}$

Suivant, R.P.A 99 version 2003(art 7.5.2.2)

$$Q_t \leq 0,003.S.b = 0,003 \times 20 \times 10 = 0,6\text{cm}$$

$$Q_t = 8\text{mm} \geq 6\text{mm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

On adopte : $S_t = 20\text{cm}$

Vérification de la compression du béton vis avis de l'effort tranchant:

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.T_u}{b_0.0,9d} = 2 \times \frac{10,93 \times 10^3}{100 \times 0,9 \times 180} = 1,35 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1,35 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification à l'ELS :

-Vérification des contraintes :

$$\text{En travée : } \alpha = 0,02 \Rightarrow \gamma = 1,37 \Rightarrow (\gamma - 1)/2 + f_{c28}/100 = (1,37 - 1)/2 + 25/100 = 0,435$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,02 \leq 0,435 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Appui de rive : $\alpha = 0,0058 \Rightarrow \gamma = 1,37 \Rightarrow (\gamma - 1)/2 + f_{c28}/100 \Rightarrow (1,37 - 1)/2 + 25/100 = 0,435$

$\Rightarrow \alpha = 0,0058 < 0,435 \dots\dots\dots$ CV

-Appui intermédiaire : $\alpha = 0,0176 \Rightarrow \gamma = 1,37 \Rightarrow (\gamma - 1)/2 + f_{c28}/100 = (1,372 - 1)/2 + 25/100 = 0,435$

$\alpha = 0,0176 < 0,435 \dots\dots\dots$ CV

Condition de la flèche:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{310} = 0.065 \geq 0.044 \dots\dots\dots \text{CV.} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow 0.065 \geq \frac{13,38}{15 \times 5,197} = 0.043 \dots\dots\dots \text{CV.} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{236}{100 \times 180} = 0.0131 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{CNV} \end{array} \right.$$

-Calcul de la flèche :

$$F \leq F_{adm} .$$

$$F_{adm} = L/ 500 = 3100/500 = 6,2 \text{ mm}$$

$$I_0 = bh^3/12 + (15 \times A_s \times (h/2 - d')^2) = 44110,93 \text{ cm}^4$$

$$\Phi = A_s/b_0d = 0,0045$$

$$\lambda_i = (0,05 \times f_{t28}) / (\Phi \times (2 + 3 \times b_0/d)) = 6,36$$

$$\mu = 1 - ((1,75 \times f_{t28}) / (4 \times \Phi \times 6_{st} + f_{t28})) = 0,561$$

$$I_{fi} = (1,1 \times I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu) = 10622,25 \text{ cm}^4$$

$$1/\gamma = M_{ser} / E_i \cdot I_{fi} = 0,0000013 \text{ mm}^{-1}$$

$$F = \frac{l^2}{10} \times \frac{1}{\gamma} = 1,25 \text{ mm} < 6,2 \text{ mm}$$

$$F \leq F_{adm} \dots\dots\dots$$
 CV

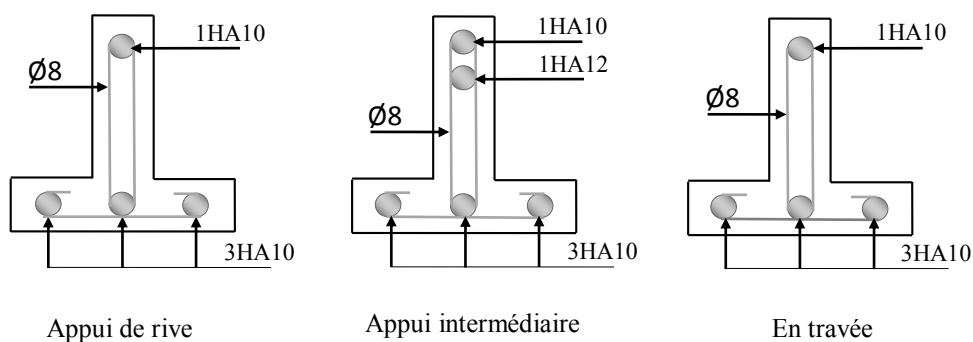


Figure.III.30. Ferrailage des poutrelles Terrasse.

➤ Plancher étage :

Les moments à l'ELU :

	Travée A		Travée B	
Charge	Pu=6,201KN/m			
Longueur	3,05m		3,10m	
M ₀ (KN.m)	7,21		7,45	
M _t (KN.m)	4,79		5,026	
	Appui 1	Appui 2		Appui 3
M _a (KN.m)	1,442	4,326		1,49

Tableau.III.20. Résultats des moments type 2.

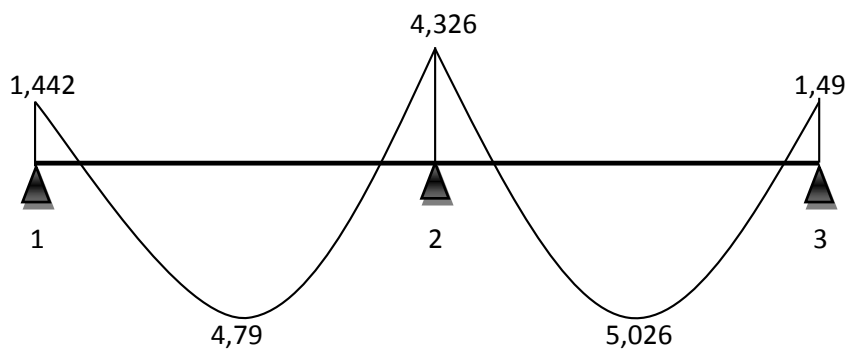


Figure.III.31. Diagramme des moments à l'ELU.

Les moments à L'ELS :

	Travée A		Travée B	
Charge	$P_{ser}=4,485\text{KN/m}$			
Longueur	3,05m		3,10	
$M_0(\text{KN.m})$	5,22		5,39	
$M_t(\text{KN.m})$	3,47		3,64	
	Appui 1	Appui 2		Appui 3
$M_a(\text{KN.m})$	1,044	3,132		1,078

Tableau.III.21. Résultats des moments type 2.

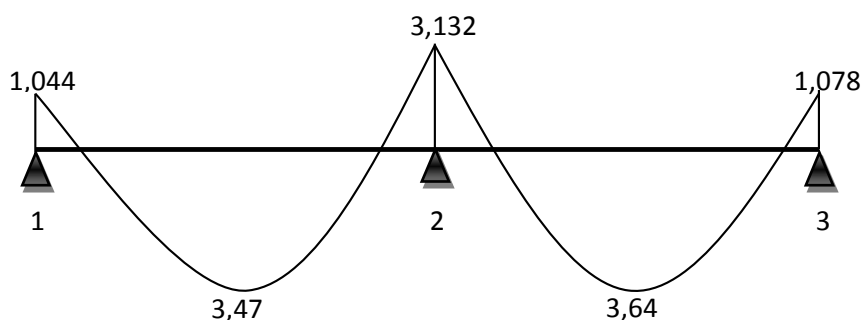


Figure.III.32. Diagramme des moments à l'ELS.

Les efforts tranchants à l'ELU :

Travée	$P_u(\text{KN/m})$	$L_{travée}(\text{m})$	$T_w(\text{KN})$	$T_e(\text{KN})$
A(1-2)	6,201	3,05	9,46	-10,88
B(2-3)	6,201	3,10	11,05	-9,61

Tableau.III.22. L'effort tranchant.

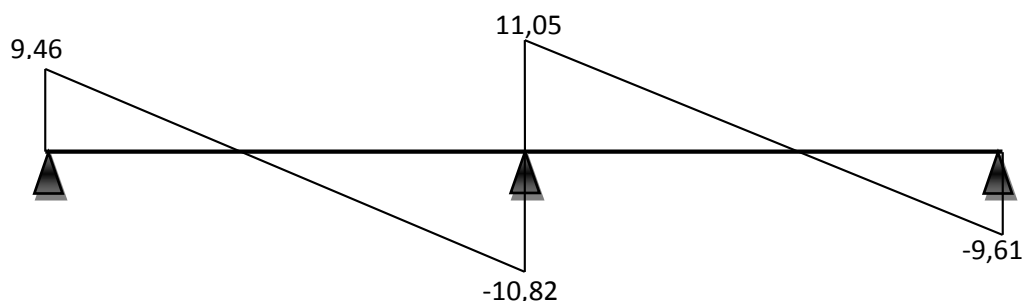


Figure.III.33. Diagramme de l'effort tranchant.

Calcul des armatures :

On fait ce calcul à l'état limite ultime

Moment max de rive	Moment max intermédiaire	Moment max au travée	Effort tranchant max
$M_{a(rive)}=1,49.m$	$M_{a(inter)}=4,326KN.m$	$M_t=5,026KN.m$	$T_u=11,05KN$

- En travée : $M_t = 31,38 \text{ KN.m} > M_u = 5,026 \text{ KN.m}$.

Donc L'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire (b×h) en flexion simple avec: b= 0,65 m et h= 0,20 m.

- Sur appui : appui de rive :

$$M_t = 31,38 \text{ KN.m} > M_u = 4,326 \text{ KN.m}$$

⇒ Section rectangulaire (b×h)= (10×20).

appui intermédiaire :

$$M_t = 31,38 \text{ KN.m} > M_u = 4,326 \text{ KN.m}$$

⇒ Section rectangulaire (b×h)= (10×20)

Pour trouver la section des armatures il faut d'abord calculer des paramètres qui sont regroupés dans le tableau suivant :

	$M_u(\text{KN.m})$	b(m)	d (m)	M	A	Z(cm)	A_s	$A_{s.min}$	$A_{adoptée}(\text{cm}^2)$
Travée	5,026	0,65	0,18	0,0168	0,021	17,85	0,81	1,41	3T10 = 2,36
Appuide rive	1,49	0,10	0,18	0,0049	0,0061	17,96	0,24	0,217	1T10 = 0,79
intermédiaire	4,326	0,10	0,18	0,0144	0,018	17,87	0,695	0,217	1T10+1T12=1,92

Tableau.III.23. Résultats de calcul du ferrailage.

Vérification à l'ELU :

Vérification de la condition de non fragilité :

En travée :

$$\Rightarrow A_s = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

Sur appui :

- appui de rive :

$$\Rightarrow A_s = 0,79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,217 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

- appui intermédiaire :

$$\Rightarrow A_s = 1,92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,217 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

Vérification de la contrainte tangentielle :

$$T_{u \text{ max}}=11,05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,614 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

On adopte un cadre $\phi 8$ 1 cadre T8

$$\Rightarrow A_t = 2 \text{ T } 8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

-Espacement des armatures transversales:

$$S_t \leq \min (0,9.d; 40\text{cm}) = \min (0,9 \times 18; 40\text{cm}) = 16,2\text{cm}$$

On adopte : $S_t = 20\text{cm}$

Suivant, R.P.A 99 version 2003(art 7.5.2.2)

$$Q_t \leq 0,003.S.b = 0.003 \times 20 \times 10 = 0,6\text{cm}$$

$$Q_t = 8\text{mm} \geq 6\text{mm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

On adopte : $S_t = 20\text{cm}$

Vérification de la compression du béton vis avis de l'effort tranchant:

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.T_u}{b_0.0,9d} = 2 \times \frac{11,05 \times 10^3}{100 \times 0,9 \times 180} = 1,36 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1,35 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Vérification à l'ELS :

-Vérification des contraintes :

En travée : $\alpha = 0,021 \Rightarrow \gamma = 1,38 \Rightarrow (\gamma - 1)/2 + f_{c28}/100 = (1,38 - 1)/2 + 25/100 = 0,44$

$$\Rightarrow \alpha = 0,021 \leq 0,44 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Appui de rive : $\alpha = 0,0061 \Rightarrow \gamma = 1,38 \Rightarrow (\gamma - 1)/2 + f_{c28}/100 \Rightarrow (1,37 - 1)/2 + 25/100 = 0,44$

$$\Rightarrow \alpha = 0,021 < 0,44 \dots \dots \dots \text{CV}$$

-Appui intermédiaire : $\alpha = 0,018 \Rightarrow \gamma = 1,38 \Rightarrow (\gamma - 1)/2 + f_{c28}/100 = (1,38 - 1)/2 + 25/100 = 0,44$

$$\alpha = 0,018 < 0,44 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Condition de la flèche:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{310} = 0.0645 \geq 0.044 \dots\dots\dots CV. \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow 0.0654 \geq \frac{13,47}{15 \times 5,22} = 0.044 \dots\dots\dots CV. \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{236}{100 \times 180} = 0.0131 \leq 0.0105 \dots\dots\dots CNV \end{array} \right.$$

Calcul de la flèche :

$$F \leq F_{adm} .$$

$$F_{adm} = L / 500 = 3100 / 500 = 6,2 \text{ mm}$$

$$I_0 = bh^3 / 12 + (15 \times A_s \times (h/2 - d)^2) = 44110,93 \text{ cm}^4$$

$$\Phi = A_s / b_0 d = 0,0045$$

$$\lambda_i = (0,05 \times f_{t28}) / (\Phi \times (2 + 3 \times b_0 / d)) = 6,36$$

$$\mu = 1 - ((1,75 \times f_{t28}) / (4 \times \Phi \times \sigma_{st} + f_{t28})) = 0,561$$

$$I_{fi} = (1,1 \times I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu) = 10622,25 \text{ cm}^4$$

$$1/\gamma = M_{ser} / E_i \cdot I_{fi} = 0,0000013 \text{ mm}^{-1}$$

$$F = \frac{l^2}{10} \times \frac{1}{\gamma} = 1,25 \text{ mm} < 6,2 \text{ mm}$$

$$F \leq F_{adm} \dots\dots\dots CV$$

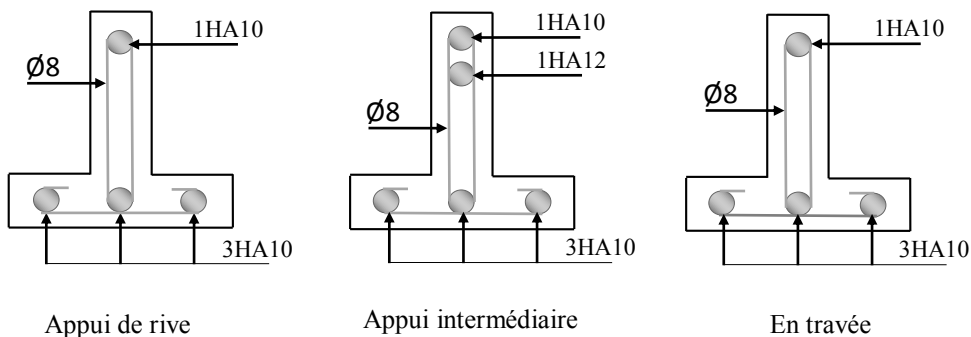


Figure.III.34. Ferrailage des poutrelles étage.

III.4.1.2. La dalle de compression :

La dalle de compression sera ferrillée suivant les deux sens par un quadrillage afin d'éviter les fissurations, les conditions suivantes doivent être respectées :

Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.

Les dimensions des mailles sont normalisées (**Art. B.68. BAEL91**) comme suit :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.
- Si : $L_n \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A > \frac{200}{f_e}$
- Si : $50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A \geq 4 \frac{L}{f_e}$.

A : La section des armatures perpendiculaires aux nervures (A en : cm^2 pour mètre de nervures).

L_n : Écartement entre axe des nervures.

$f_e = 400 \text{ MPa}$.

Les armatures parallèles aux nervures, autres que les armatures supérieures des poutrelles, doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à $\left(\frac{A}{2}\right)$.

Dans notre cas, on a une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

Soit : $L_n = 65 \text{ cm} \Rightarrow 50 \leq 65 \text{ cm} \leq 80$.

$$\text{D'où : } A_{\text{perp}} = \frac{4 \cdot L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 5T6 = 1.41 cm^2/ml ; avec un espacement de : $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

- Pour la section des armatures parallèles aux nervures on prend :

$$A_{\text{paral}} = \frac{A_{\text{perp}}}{2} = 0,352 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 5T6 = 1.41 cm^2/ml , avec un espacement de : $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés de diamètre $\phi 6$ dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

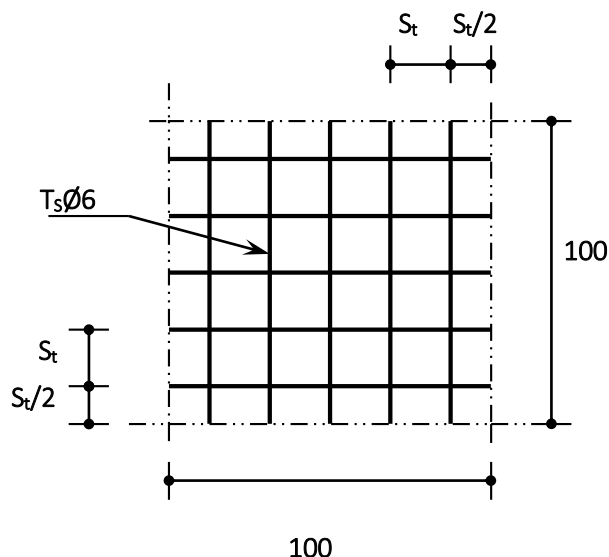


Figure.III.35.Disposition des armatures de la dalle de compression.

III.4.2 Planchers dalle pleine :

Les dalle pleine sont des plaques minces horizontale en béton armé permettent de construire la plupart des ouvrages avec les poteaux et les poutres. Elles peuvent porter dans une seul ou deux directions et reposent avec ou sans continuité sur 2 ,3 ou 4 appuis.

III.4.2.1. Calcule de ferrailage de la dalle pleine :

Pour l'étude d'une dalle pleine on choisit le panneau le plus sollicité et dans notre cas le panneau est intermédiaire $L_x = 3,1$ m et $L_y = 3,4$ m.

❖ Combinaison des charges :

Le calcule sera fait sur une bonde de $b = 100$ cm et $h = 16$ cm.

$$G = 6,4 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 = 16,14 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{ser} = (G + Q) \times 1 = 11,04 \text{ KN/ ml.}$$

❖ Calcule des moments :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,91 > 0,4 \text{ donc la dalle portante dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 1/8(1 + 2,4 \alpha^3) = 0,0445$$

$$\mu_y = \alpha^3 (1,9 - 0,9\alpha) = 0,8146$$

- **ELU :**

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 6,9 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 5,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,75 \times M_{0x} = 5,175 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0,5 \times M_{0x} = 3,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_{0y} = 4,215 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \times M_{0y} = 2,81 \text{ KN.m}$$

- **ELS :**

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_{ser} = 4,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 3,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,75 \times M_{0x} = 3,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0,5 \times M_{0x} = 2,36 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_{0y} = 2,89 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \times M_{0y} = 1,925 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul les armatures :**

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 16 \text{ cm.}$$

$$\phi_x ; \phi_y \leq h/10 = 16/10 = \mathbf{1,6 \text{ cm}}$$

$$d_x = h - c - \phi_x/2 = 13,2 \text{ cm}$$

$$d_y = d_x - 1 - \phi_y/2 = 11,4 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} , \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}), Z = d (1 - 0.4\alpha), A_s = \frac{Mu}{z \times \sigma_s}$$

A_{min}

$$= 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_c$$

Section	Sens xx		Sens YY	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
M_u KN.m	3,45	5,175	2,81	4,215
b (cm)	100	100	100	100
d (cm)	13,2	13,2	11,4	11,4
μ	0.0139	0.0209	0.0152	0.0223
α	0,0175	0,0264	0,0157	0,0281
Z (cm)	13,1076	11,806	11,328	11,2718
A_s (cm ²)	0,756	1,26	0,713	1,07
A_{min} (cm ²)	1,59	1,59	1,38	1,38
$A_{adopté}$ (cm ²)	4T8 = 2.01	4T8 = 2.01	4T8 = 2.01	4T8 = 2.01
	St =25 cm	St =25 cm	St =25 cm	St =25 cm

Tableau.III.24. Résultats de ferrillage.

$S_t \leq \min(4.h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ (sens y-y).....CV.

$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ (sens x-x).....CV.

• Vérification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_u < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} \quad ; \quad \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

Avec : $l_x = 3,10 \text{ m}$, $q_u = 16.10 \text{ KN/m}^2$, $\alpha = 0,91$

$$V_{ux} = \frac{q_u \cdot l_x}{2} \cdot (1/(1 + \alpha/2)) = 17,15 \text{ KN/m}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \cdot l_x}{3} = 16,63 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{29130}{1000 \times 135} = 0,122 \text{ MPa} \quad , \quad \bar{\tau}_u = \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.167 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ vérifiée, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• Vérification à l'ELS :

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il y a lieu donc de vérifier que les Contraintes dans le béton comprimé (σ_{bc}) et dans l'acier tendue (σ_{st}) ne dépassent pas la contrainte limite .

La fissuration est préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3}f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}})$; $\eta = 1.6$ (HA).

$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.66 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}) = 201.63 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$, $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$.

	Sens xx		Sens yy	
	M _{ax} (KN.m/ml)	M _{tx} (KN.m/ml)	M _{ay} (KN.m/ml)	M _{ty} (KN.m/ml)
M _{ser} (KN.m)	2,36	3,54	1,925	2,89
A _S (cm ²)	2,01	2,01	2,01	2,01
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15
$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	201,63	201,63	201,63	201,63
σ_{bc} (MPa)	1,503	2,25	1,548	2,319
σ_{st} (MPa)	95,086	142,63	90,199	135,065
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié
$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Tableau.III.25. Vérification des contraintes à l'ELS.

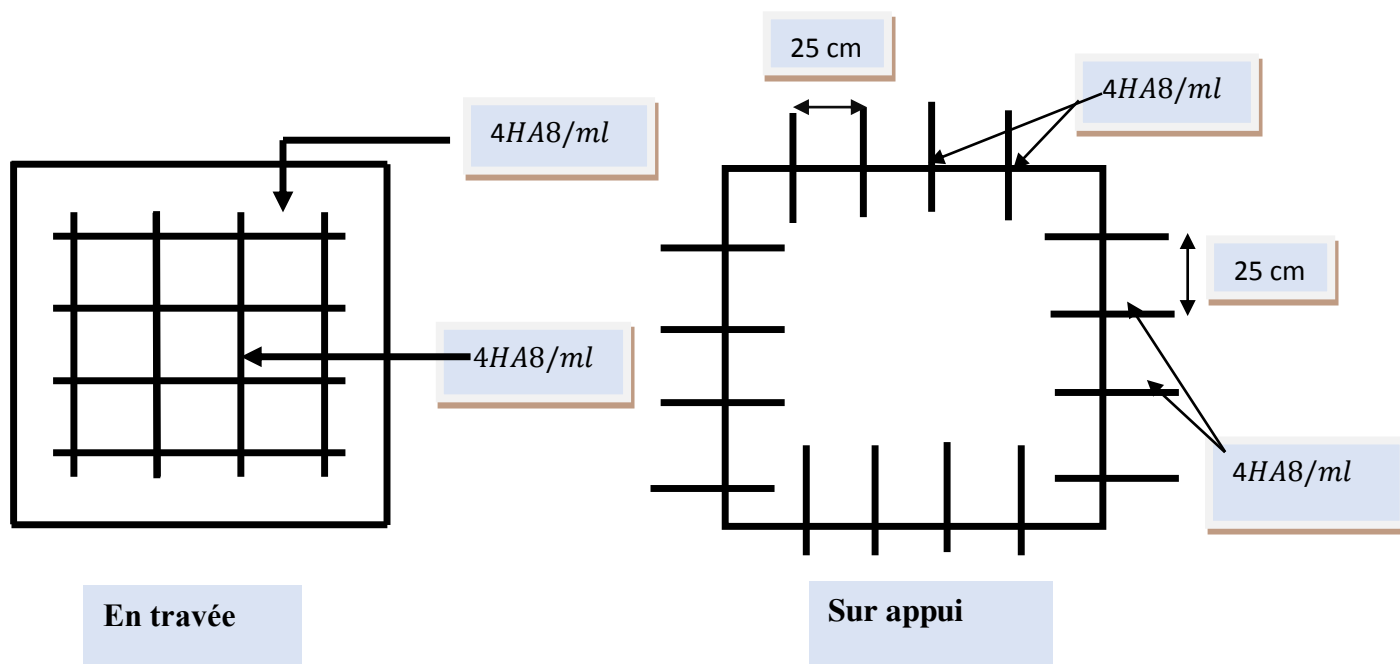


Fig. III.36 : Ferrailage de la dalle pleine

III.5. Les balcons:

On va calculer les sollicitations du balcon le plus sollicité, et les autres balcons auront le même ferrailage que celui-ci,

Le balcon est modélisé comme une dalle encastrée sur un cotés, le calcul du ferrailage sera fait automatiquement a l'aide du logiciel «SOCOTEC ».

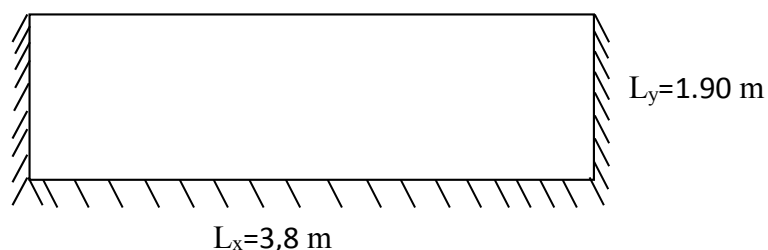


Figure.III.37. Dimensions du Balcon.

III.5.1.Evaluation des charges:

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur.

La Charge permanente : $G = 5,60 \text{ KN/m}^2$

La Charge d'exploitation : $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$

III.5.2. Sollicitations:

ELU :

	Type	Valeur	Coeff
G	Uniforme	5,60	1,35
Q	Uniforme	3,50	1,5

Tableau.III.26. Type des charges à L'ELU

Selon le SOCOTEC, les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	M_{xx} (KN.m/ml)
Sur appui	0,00	1,90	-24,25
En travée	1,74	1,90	8,53
	X(m)	Y(m)	M_{yy} (KN.m/ml)
Sur appui	1,9	0,00	-11,95
En travée	0,00	0,00	0,43
	X(m)	Y(m)	T_{zx} (KN/ml)

Min	0,00	1,90	-79,75
Max	3,8	1,90	79,75
	X(m)	Y(m)	T _{zy} (KN/ml)
Min	1,90	0,00	-25,29
Max	3,8	1,42	-15,36

Tableau.III.27. les résultats des efforts à l'ELU.

ELS :

	Type	Valeur	Coeff
G	Uniforme	5,60	1
Q	Uniforme	3,50	1

Tableau.III.28. Type des charges à L'ELS

Selon SOCOTEC.les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	M _{xx} (KN.m/ml)
Sur appui	0,00	1,90	-17,59
En travée	1,74	1,9	6,18
	X(m)	Y(m)	M _{yy} (KN.m/ml)
Sur appui	1,9	0,00	-8,59
En travée	3,8	1,9	0,31

Tableau.III.29.les résultats des efforts à l'ELS.

III.5.3.Calcul des armatures :

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2.\mu}) \quad ; \quad Z = d(1 - 0,4.\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z.\sigma_s} \quad ; \quad A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$S_t \leq \min(4.h ; 45\text{cm}) = \mathbf{45\text{cm}} \quad (\text{sens y-y})$$

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \mathbf{33\text{cm}} \quad (\text{sens x-x})$$

Section	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mu(KN.m/ml)	-24,25	8,53	-11,95	0,43
b (cm)	100	100	100	100
d (cm)	13,2	13,2	11,4	11,4
μ	0,098	0,034	0,065	0,00233
α	0,129	0,043	0,084	0,0029
Z(cm)	12,52	12,972	11,01	11,386
$A_s(\text{cm}^2)$	5,56	1,89	3,11	0,10
$A_s(\text{Min})$	1,59	1,59	1,38	1,38
$A_{s\text{adopt}}(\text{cm}^2/\text{ml})$	5HA12= 5,65	5HA8=2,51	4HA10=3,14	4HA8=2,01
$S_t(\text{cm})$	20 cm	20 cm	25 cm	25 cm

Tableau.III.30. Résultats de ferrailage.

III.5.3.1.Vérifications :

- la contrainte tangentielle du béton:

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$V_u = T_{ZX} = 79,75 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{SOCOTEC}$

$$\tau_u = \frac{107400}{1000 \times 132} = 0,6041 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Vérification à l'ELS:

Position de l'axe neutre :

On a : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$b y^2 + 30 \cdot A_s \cdot y - 30 \cdot d \cdot A_s = 0 \Rightarrow y = 3,96\text{cm}^2$$

Calcul du moment d'inertie de la section homogène(I)

$$I = \frac{b y^3}{3} + n A_s (d - y)^2 \dots\dots\dots \text{BAEL 91}$$

$$I = 9305.72 \text{ cm}^4$$

- Contrainte à la compression (béton) et à la traction (acier)

On doit vérifier que:
$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

et :

$$\sigma_s = \eta \cdot K(d - y); \eta = 15$$

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

	Sens xx		Sens yy	
	M _{ax} (KN.m/ml)	M _{tx} (KN.m/ml)	M _{ay} (KN.m/ml)	M _{ty} (KN.m/ml)
M _{ser} (KN.m)	-17,59	6,18	-8,59	0,31
A _s (cm ²)	5,65	2,51	3,14	2,01
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15
$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	201,63	201,63	201,63	201,63
σ_{bc} (MPa)	7,485	2,63	3,65	0,13
σ_{st} (MPa)	261,92	92,045	103,016	3,72
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié
$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	Non Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Tableau.III.31. Vérification des contraintes à l'ELS .

- Calcul les armatures à l'ELS :

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

M_{SER} (KN.m)	μ_s	β	$A_{ser}(cm^2)$	K	$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	A_s adopté(cm^2/ml)	$S_t(cm)$
$M_{ax}=17,59$	0,0050	0.8883	7,44	29,77	6,77	Vérifier	5T14=7,70	20

Tableau.III.32. ferrailage à l'ELS.

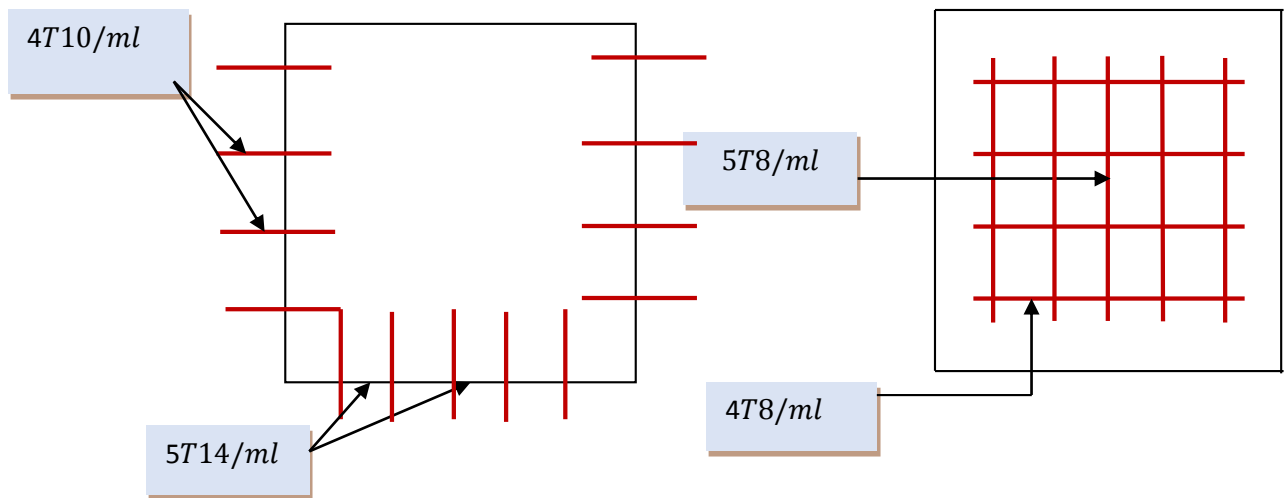
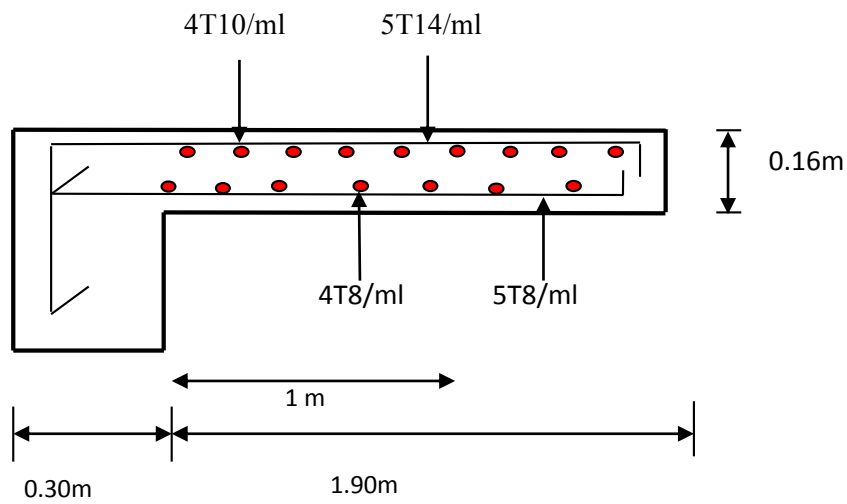


Figure.III.38. Ferrailage du balcon encastré sur trois côtés.

Chapitre 4:

Etude de vent

IV.1. Introduction :

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres :

- la région.
- le site.
- l'altitude.
- les dimensions de l'ouvrage.

L'objet de cette étude est l'évaluation des sollicitations agissant sur la structure, tels que moment fléchissant et effort tranchant qui sont engendrés par l'effet du vent,

Le calcul est conduit selon le Règlement Neige et Vent **RNV99**,

Le bâtiment sera modélisé par une console encastree dans le sol et soumis à une pression due au vent répartie sur la hauteur,

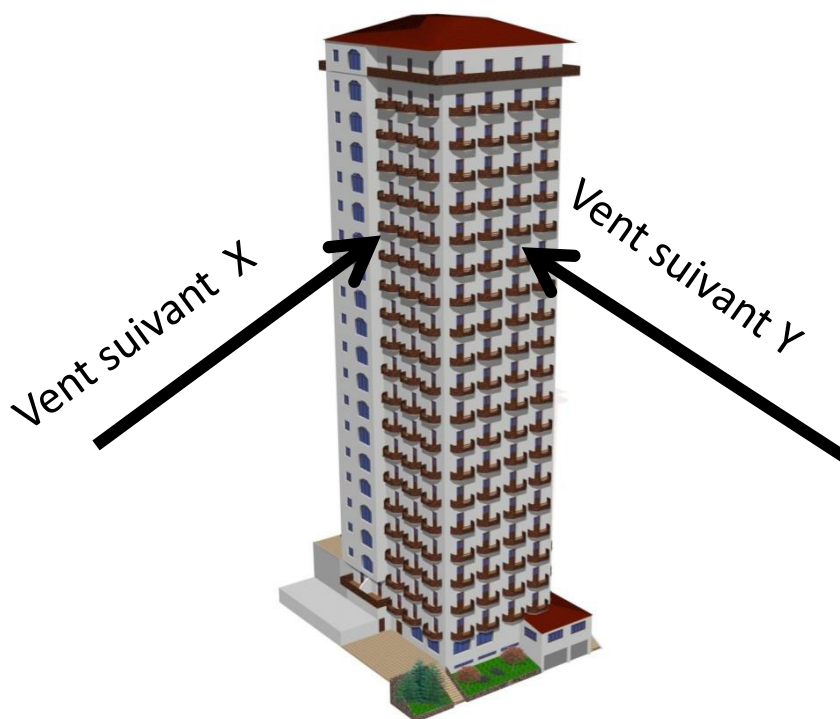


Fig.IV.1 : sens de vent

IV.2. Application de RNV 99 :

Le **RNV99** imposent un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire,

Notre construction est de **catégorie I** d'après **RNV99 (art 1,1,3 page 38)**

L'application de **RNV99** exige les étapes suivantes :

IV.2.1 Détermination de coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation

Des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de structure, ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure,

Valeur de C_d : Notre bâtiment est en béton armée, donc on utilise l'abaque (3,1page 51);

Sens x: $h = 56,14 \text{ m}$
 $b = 26,7 \text{ m}$ } Après l'interpolation : $C_d = 0.95 < 1.2$

Sens y: $h = 56,14 \text{ m}$
 $b = 25,2 \text{ m}$ } Après l'interpolation : $C_d = 0.95 < 1.2$

C_d dans les deux directions est inférieur à 1,2 ; Donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques dues au vent,

IV.2.2. Détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn} :

la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple en éléments de surface horizontaux selon la procédure donnée à article, 3,1,1 des **RNV99**,

Les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surface, de hauteur égale à la hauteur d'étage;

Avec :
 n étant le nombre de niveaux de la construction,

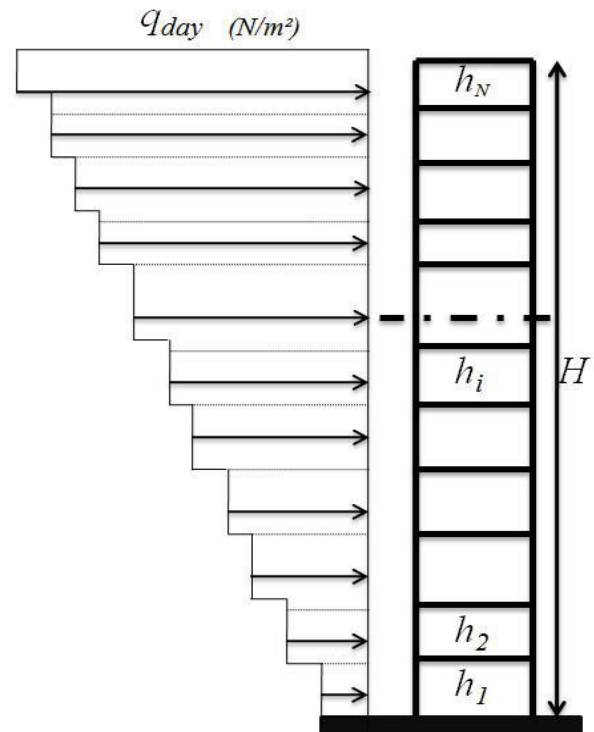


Figure.IV.2. Répartition de la pression dynamique.

La pression dynamique $q_{dyn}(Z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée Par la **RNV99** (formule 2,12 page 45),

$$q_{dyn} = q_{ref} \times C_e(z_j) \quad [\text{N/m}^2],$$

Z_j : la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j ,
 q_{ref} : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes,
 Donnée par le **RNV99** (tab 2,3 page 46) en fonction de la zone de vent,

$$\text{annaba (zone I)} \Rightarrow q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$$

IV.2. 3Détermination de coefficient d'exposition C_e :

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol,

Dans le cas ou la structure est peu sensible aux excitations dynamiques ; $C_e(z)$ est donnée par la **RNV99** (for 2,13 page 46) :

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(z) \times C_t(z)} \right]$$

C_T : coefficient de la topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent,
 Sa valeur est donnée par **RNV99** (tab 2,5 page 48),

$$\text{site plat} \Rightarrow C_T(Z_{eq}) = 1$$

K_T : Facteur de terrain sa valeur est donnée par **RNV99** (tableau 2,4 page 47)

C_r : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité et sur la vitesse moyenne du vent sa valeur est défini par la loi logarithmique,

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \dots \dots \dots \text{pour } z_{min} \leq z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \dots \dots \dots, \text{pour } z \leq z_{min} \end{cases}$$

Avec z_0 : paramètre de rugosité, et z_{min} : hauteur minimale,
 sa valeur (z_0, z_{min}) est donnée par **RNV99** (tab 2,4 page 47),

Catégorie de terrain	K_T	Z_0 (m)	Z_{min} (m)
I	0,17	0,01	2

Tableau.IV.1. définition des catégories de terrain.

Niveau	Zj (m)	Cr	Ce	q _{ref}	q _{dyn} (N/m ²)
16	55,08	1,46	3,86	375	1447,5
15	52,02	1,45	3,82	375	1432,5
14	48,96	1,44	3,78	375	1417,5
13	45,9	1,43	3,74	375	1402,5
12	42,84	1,42	3,70	375	1387,5
11	39,78	1,41	3,66	375	1372,5
10	36,72	1,39	3,58	375	1342,5
9	33,66	1,38	3,54	375	1327,5
8	30,06	1,36	3,46	375	1297,5
7	27,45	1,34	3,39	375	1271,25
6	24,48	1,32	3,31	375	1241,25
5	21,42	1,30	3,23	375	1211,25
4	18,36	1,27	3,12	375	1170
3	15,3	1,24	3,01	375	1128,75
2	12,24	1,20	2,86	375	1072,5
1	8,16	1,13	2,62	375	982,5
RDC	4,08	1,02	2,25	375	843,75

Tableau.IV.2. valeur de Cr et Ce et q_{dyn} selon la hauteur Z.

IV.2.4 Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée est donnée par **RNV99 (for 5.1 page 64)**.

$$\begin{aligned}
 C_{pe} &= C_{pe,1} && \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) && 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe,10} && S \geq 10 \text{ m}^2 \quad (5.1)
 \end{aligned}$$

➤ **Parois verticales :**

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 5.1. Les valeurs de $C_{pe,10}$ et $C_{pe,1}$ sont données dans le tableau 5.1.

cas où $d \leq e$

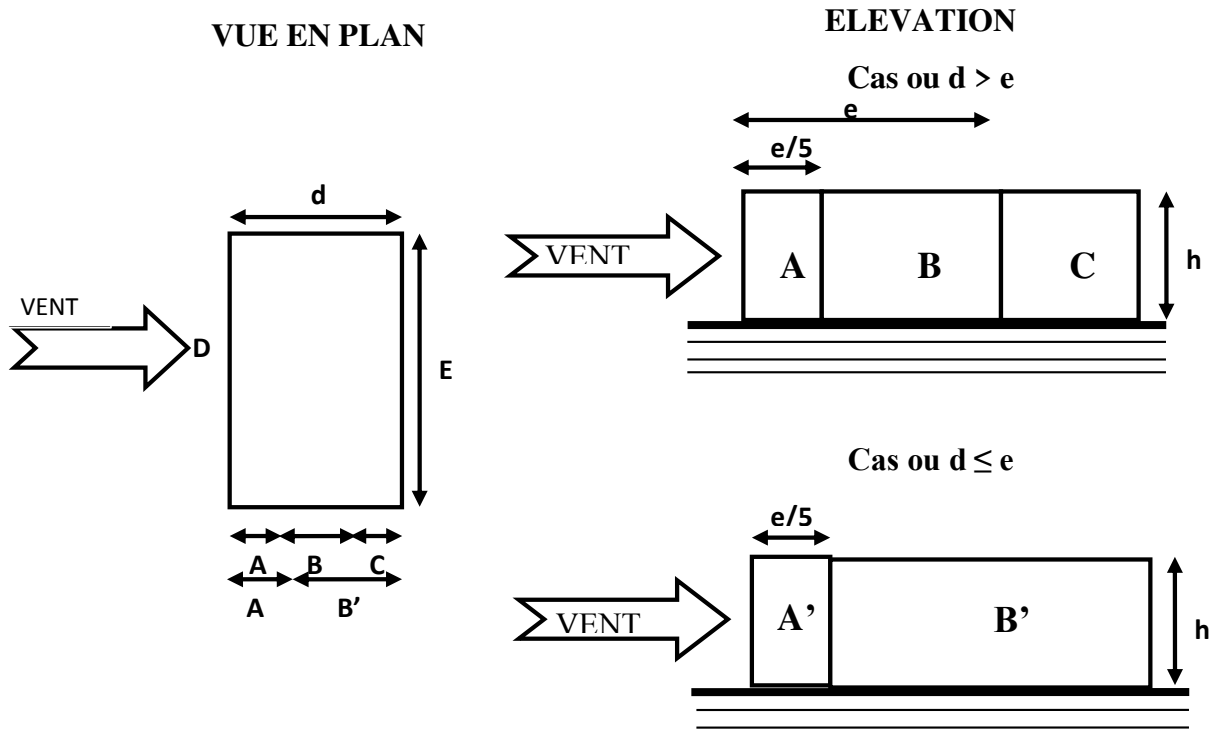


Fig.IV.3 : Légende pour les parois verticales.

- Sens (X-X) :

$$h = 55,19 \text{ m} \quad d = 26,7 \text{ m} \quad b = 25,2 \text{ m}$$

$$e = \text{Min}(b, 2h) \quad e = b = 25,2 \text{ m}$$

b : La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.

h : La hauteur totale de la construction.

d : est la dimension parallèle à la direction du vent.

On à $e < d$ donc :

$$\text{La surface de la paroi considérée est: } S = b \times h = 25,2 \times 55,19 = 1390,788 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$\text{donc } C_{pe} = C_{pe10}$$

A	B	C	D	E
C _{pe}	C _{pe}	C _{pe}	C _{pe}	C _{pe}
-1.00	-0.80	-0.50	+0.80	-0.30

Tab.IV.3:Coefficients de pression extérieure des parois verticales(X-X)

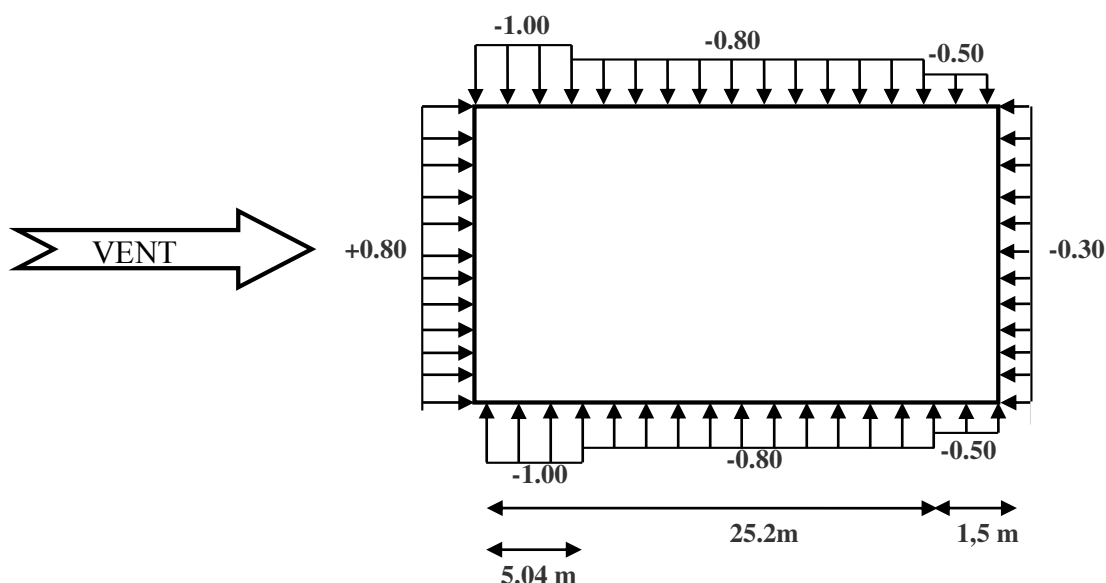


Fig.IV.4: La répartition du vent sur les parois verticales dans le sens (X-X)

- Sens (y-y) :

$h = 55,19 \text{ m}$ $d = 25,2 \text{ m}$ $b = 26,7 \text{ m}$

$e = \text{Min}(b, 2h)$ $e = b = 26,7 \text{ m}$

b : La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.

h : La hauteur totale de la construction.

d : est la dimension parallèle à la direction du vent.

On à $e > d$ donc :

La surface de la paroi considérée est: $S = b \times h = 26,7 \times 55,19 = 1473,573 \text{ m}^2 > 10\text{m}^2$

donc $C_{pe} = C_{pe10}$.

A'	B'	D	E
C _{pe}	C _{pe}	C _{pe}	C _{pe}
-1.00	-0.80	+0.80	-0.30

Tab.IV.4 : Coefficients de pression extérieure des parois verticales (y-y)

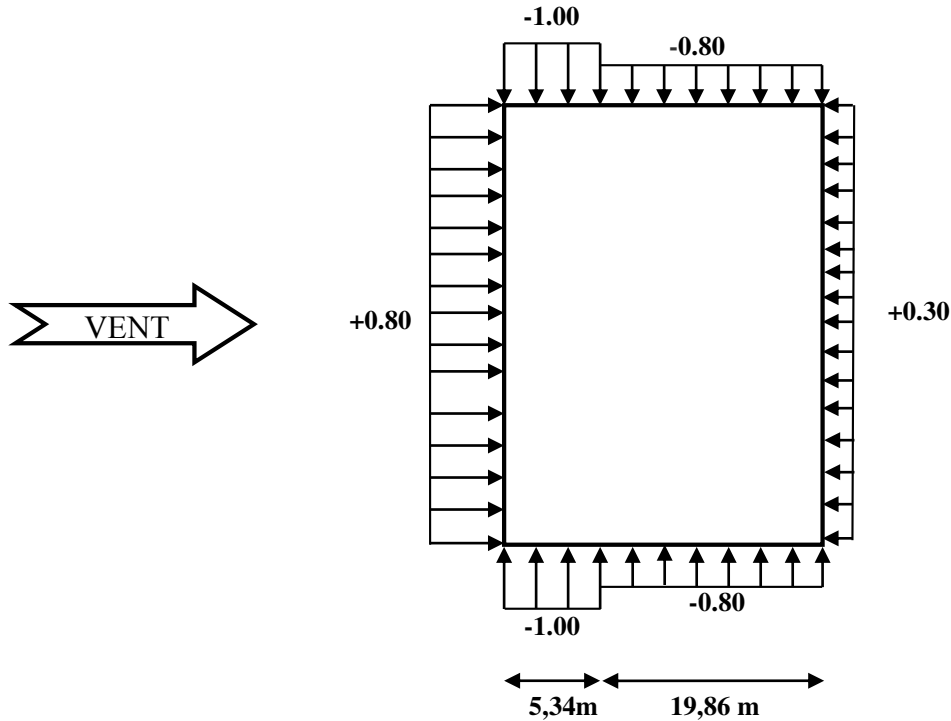


Figure IV.5: La répartition du vent sur les parois verticales dans le sens yy

➤ Toitures plates

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4° . Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure c'est après. Le coefficient $C_{pe,10}$ est donné dans le tableau 5.2 (RNV99 P.66).

- $e = \text{Min} [b ; 2h]$
- b : dimension du côté perpendiculaire au vent.

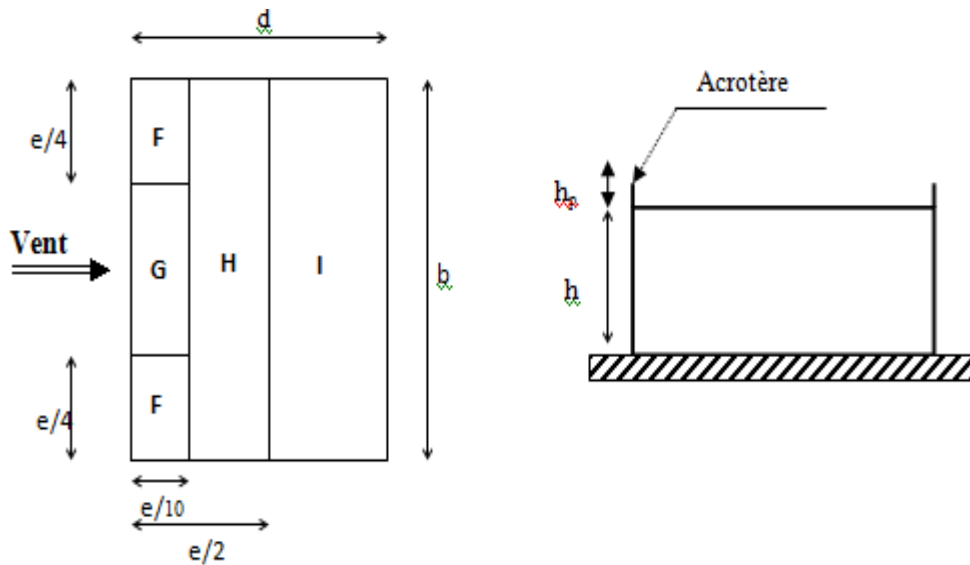


Fig.IV.6 : Légende pour les toitures plates.

		ZONES			
		F	G	H	I
		C _{pe.10}	C _{pe.10}	C _{pe.10}	C _{pe.10}
Avec acrotères	h _p /h = 0,025	-1,6	-1,1	-0,7	± 0,2
	h _p /h = 0,050	-1,4	-0,9	-0,7	± 0,2
	h _p /h = 0,100	-1,2	-0,8	-0,7	± 0,2

Tab.IV.5 : Coefficients de pression extérieure des toitures plates

Dans notre cas $h_p/h = 0.6/46.84 = 0,01721$

IV.2.5 Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi}

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent être utilisées : C_{pi} = 0.8 et C_{pi} = -0.5 (art 2.2 P78).

. Détermination du coefficient de pression de vent C_p .

Le coefficient de pression C_p est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

Alors on a les deux tableaux suivants :

- Pour C_{pi}= 0.8 :

Zone	C _{pi}	C _{PE} = C _{P10}	C _P
A'	0.8	-1	-1.8
B'	0.8	-0.8	-1.6
C	0.8	-0.5	-1.3
D	0.8	+0.8	0
E	0.8	-0.3	-1.1
F	0.8	-1.6	-2.4
G	0.8	-1.1	-1.9

H	0.8	-0.7	-1.5
I	0.8	± 0,2	- 0,6 ou -1

Tab.IV.6 : Coefficient de pression de vent pour $C_{pi} = 0.8$

- Pour $C_{pi}=0.5$:

Zone	C_{pi}	$C_{pe} = C_{pi0}$	C_p
A'	-0.5	-1	-0.5
B'	-0.5	-0.8	-0.3
D	-0.5	+0.8	1.3
E	-0.5	-0.3	0.2
F	-0.5	-1.6	-1.1
G	-0.5	-1.1	-0.6
H	-0.5	-0.7	-0.2
I	-0.5	± 0,2	- 0,3 ou -0.7

Tab.IV.7 : Coefficient de pression de vent pour $C_{pi}=0.5$

IV.2.6 Calcul de la pression due au vent

Pour les constructions de catégorie I, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées rigides.

Pour déterminer la valeur du coefficient de pression de vent q_j on utilise la formule 2.1 (RVN99): $q_j = C_d \times W(Z_j)$

- C_d : Coefficient dynamique.
- W (N/m^2) : La pression nette exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur
- Z_j relative à l'élément de surface j . W_j : est obtenu à l'aide de la formule suivante :

$$W_j = q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

On prend par exemple : $Z_j = 55,08$ m $q_{dyn}=1447,5N/m^2$.

- Pour $C_{pi} = 0.8$:

- Sens transversal (X-X) :

ZONE	C_{pi}	C_{pe}	W_j	q_j
A'	0.8	-1	-2605,5	-2475,225
B'	0.8	-0.8	-2316	-2200,2
C	0.8	-0.5	-1881,75	-1787,662
D	0.8	0.8	0	0.00
E	0.8	-0.3	-1592,25	-1512,637

Tab.IV.8: Calcul de pression due au vent pour $C_{pi}=0.8$ suivant sens (X-X)

- Sens longitudinal (Y-Y) :

ZONE	C_{pi}	C_{pe}	W_j	q_j
A'	0.8	-1	-2605,5	-2475,225
B'	0.8	-0.8	-2316	-2200,2
D	0.8	0.8	0.00	0.00
E	0.8	-0.3	-1592,25	-1512,737

Tab.IV.9: Calcul de pression due au vent pour $C_{pi}=0.8$ suivant sens (Y-Y).

- Pour $C_{pi} = -0.5$

- Sens transversal (X-X) :

ZONE	C_{pi}	C_{pe}	W_j	q_j
A'	-0.5	-1	-723,75	-687,562
B'	-0.5	-0.8	-434,25	-412,537
C	-0.5	-0.5	0.00	0.00
D	-0.5	0.8	1881,75	1787,662
E	-0.5	-0.3	289,5	275,025

Tab.IV.10: Calcul de pression due au vent pour $C_{pi}=-0.5$ suivant sens (X-X)

- Sens longitudinal (Y-Y) :

ZONE	C_{pi}	C_{pe}	W_j	q_j
A'	-0.5	-1	-723,75	-687,562
B'	-0.5	-0.8	-434,25	-412,537
D	-0.5	0.8	1881,75	1787,662
E	-0.5	-0.3	289,5	275,025

Tab.IV.11: Calcul de pression due au vent pour $C_{pi}=-0.5$ suivant sens (Y-Y).

IV.2.7 Calcul des forces de frottement

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I, Pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La force de frottement F_{fr} est donnée par la formule 2.8 (RNV99):

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

- **J** : Indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.
- **Z_j** : La hauteur du centre de l'élément j.
- **S_{fr,j}** : Aire de l'élément de surface j.
- **C_{fr,j}** : Coefficient de frottement pour l'élément de surface j.

D'après le tableau (2.1 RNV99).

Les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport : $\frac{d}{b} \geq 3$ et le rapport: $\frac{d}{h} \geq 3$, soient vérifié ; ou **b** la dimension de la construction perpendiculaire à la direction du vent, **h** la hauteur de la construction, et **d** la dimension de la construction parallèle à la direction du vent.

o **Sens longitudinal (x-x) :**

b = 25.2 m; d = 26,7m; h = 55,19 m.

- $\frac{d}{b} = \frac{26,7}{25.2} = 1.059 < 3$ non vérifiée.
- $\frac{d}{h} = \frac{26,7}{55,19} = 0.48 < 3$ non vérifiée.

o **Sens longitudinal (Y-Y) :**

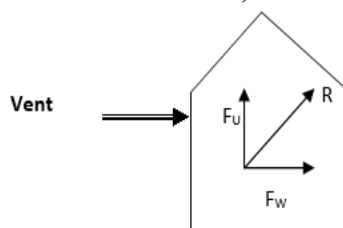
b = 26,7 m; d = 25.2 m; h = 55,19 m.

- $\frac{d}{b} = \frac{25.2}{26,7} = 0.943 < 3$ non vérifiée.
- $\frac{d}{h} = \frac{25.2}{55,19} = 0.45 < 3$ non vérifiée

La force de frottement est négligeable dans les deux sens.

IV.2.8 Détermination de la force résultante

La force résultante R se décompose en deux forces ; horizontale et verticale (voir la figure ci-après) :



F_w : Correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

F_u : Composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule : $\mathbf{R} = \sum (\mathbf{q}_i \times \mathbf{S}_i) + \sum \mathbf{F}_{frj}$.

q_j : Pression du vent exercé sur l'élément de surface j .

S_j : Aire de l'élément de surface j .

F_{frj} : Forces de frottement.

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

Z_j	Zone	S_x	S_y	q_{dyn}	q_{jx}	q_{jy}	$-R_x$	R_y
[m]		[m ²]	[m ²]	[N/m ²]	[N/m ²]	[N/m ²]	[N]	[N]
4,08	-1.1	102,82	108,94	843,75	-881,72	-881,72	-90658,45	-96054,58
8,16	-1.1	102,82	108,94	982,5	-1026,7	-1026,7	-105565,29	-111848,69
12,24	-1.1	102,82	108,94	1072,5	-1120,6	-1120,6	-115220,09	-122078,16
15,3	-1.1	77,11	81,7	1128,75	-1179,5	-1179,5	-90951,25	-96365,15
18,36	-1.1	77,11	81,7	1170	-1222,6	-1222,6	-94274,69	-99886,42
21,42	-1.1	77,11	81,7	1211,25	-1265,7	-1265,7	-97598,13	-103407,69
24,48	-1.1	77,11	81,7	1241,25	-1297,1	-1297,1	-100019,38	-105973,07
27,54	-1.1	77,11	81,7	1271,25	-1328,4	-1328,4	-102432,93	108530,28
30,06	-1.1	77,11	81,7	1297,5	-1355,9	-1355,9	-104553,45	-110777,03
33,66	-1.1	77,11	81,7	1327,5	-1387,2	-1387,2	-106966,99	-113334,24
36,72	-1.1	77,11	81,7	1342,5	-1402,9	-1402,9	-108177,62	-114616,93

39,78	-1,1	77,11	81,7	1372,5	-1434,3	-1434,3	-100598,87	-117182,31
42,84	-1,1	77,11	81,7	1387,5	-1449,9	-1449,9	-111801,79	-118456,83
45,9	-1.1	77,11	81,7	1402,5	-1465,6	-1465,6	-113012,42	-119739,52
48,96	-1.1	77,11	81,7	1417,5	-1481,3	-1481,3	-114223,04	-121022,21
52,02	-1.1	77,11	81,7	1432,5	-1496,9	-1496,9	-115425,96	-122296,73
55,08	-2.4	77,11	81,7	1447,5	-3300,3	-3300,3	-254486,13	-269634,51
	-1.9	77,11	81,7	1447,5	-2750,3	-2750,3	-212075,65	-224699,51
	-1.5	77,11	81,7	1447,5	-2171,3	-2171,3	-167428,94	-994395,21
TOTAL							-2305471,07	-3270299,07

Tab. IV.12 : Force résultante

$$R_x = -2305471,07 \text{ N}$$

$$R_y = -3270299,07 \text{ N}$$

IV.3 conclusion :

Par une comparaison des actions du vent à celle du séisme, on remarque que celles-ci sont plus importantes. Et la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible, et pour cela on peut négliger l'effet du vent.

Chapitre 5:

Etude sismique

V.1. Introduction :

Un séisme est 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 une 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, 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.

V.2. Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres qui sont obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux. C'est pour cette raison qu'on fait appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Alors la résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT... » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

V.3. Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques, ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélé-logramme.

V.3.1. Présentation de méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

V.3.2 Présentation de méthode modale spectrale :

La méthode modale spectral est la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structures ; elle est caractérisée par :

-la définition du mouvement sismique imposé aux supports sous la forme d'un spectre de réponse de calcul.

-l'hypothèse d'un comportement globalement linéaire de la structure, permettant l'utilisation des modes propres.

La bonne pratique de la méthode spectrale suppose :

-l'établissement d'une bonne modélisation.

-le choix judicieux des modes à retenir.

-la connaissance des limites de validité des règles de combinaisons des modes et des composantes, la règle quadratique ne doit pas être considérée comme ayant une valeur universelle.

V.3.3. Présentation de la méthode dynamique par accélérogramme :

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

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

V.3.4. Le choix pour notre structure :

D'après le RPA99.V.2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique II et elle est satisfaite aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur ne dépasse pas 65m (à 56,14m).

Pour notre structure, On utilise la méthode d'analyse modale spectrale pour faciliter les calculs et La méthode statique équivalente sera utilisée pour les vérifications exigés par le RPA, quoique cette méthode est satisfaite aux condition d'application.

V.4.classification de l'ouvrage selon le RPA99 version 2003 :

La classification de l'ouvrage est une étape qui est basée sur les critères suivants :

La classification des zones sismiques.

La classification des ouvrages selon leur importance.

La classification des sites.

La classification du système de contreventement.

Le tableau ci-dessous donne la classification de notre ouvrage (Selon RPA version 2003) compte tenu des critères ci-après

Classification des zones sismique	Bâtiment implanté en zone II	A=0,20
Classification des ouvrages selon leur importance	Groupe 1B	
Classification des sites	Site meuble S3	T ₁ = 0,15 s T ₂ = 0,50 s
Classification des systèmes de contreventements	Système de contreventement mixte portiques – voiles avec interaction.	R = 5 C _T = 0,05
Classification de l'ouvrage selon sa configuration	Régulier en plan Régulier en élévation	Bâtiment régulier

Tableau.V.1. Classification de l'ouvrage Selon le RPA version 2003.

V.5. Modélisation de la structure :

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis **ETABS** est nécessaire .

V.5.1. Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (**Euro code, UBC, ACI...etc.**). En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (**AUTOCAD, SAP2000 et SAFE**).

V.5.2. Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

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

Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « *Shell* » à quatre nœuds.

Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

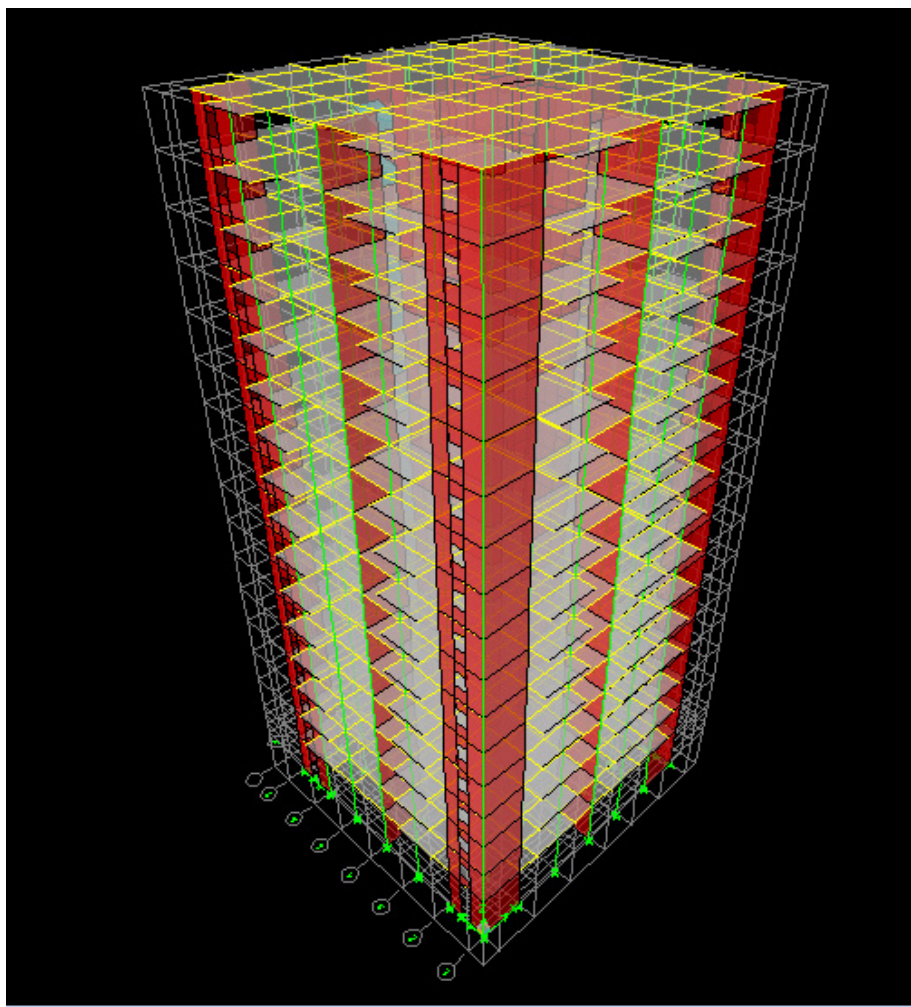


Figure.V.1. Modélisation de la structure de tour par ETABS

a) Modélisation de la masse :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité β QRPA99/Version2003 (dans notre cas $\beta = 0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5t/m^3$.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

b) Nombre de mode à prendre en compte :

D'après les RPA99/Version2003 (article 4.3.4 -a) pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, 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.

Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

c) **Disposition des voiles :**

Pour chercher la meilleure solution d'emplacement des voiles dans la structure, et pour but d'avoir une petite valeur de l'excentricité (distance entre le centre de pression et le centre de rigidité) pour éviter le problème de la torsion, une variante de la disposition des voiles a été proposé, On doit vérifier les conditions données par le **RPA** version 2003, à savoir :

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

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

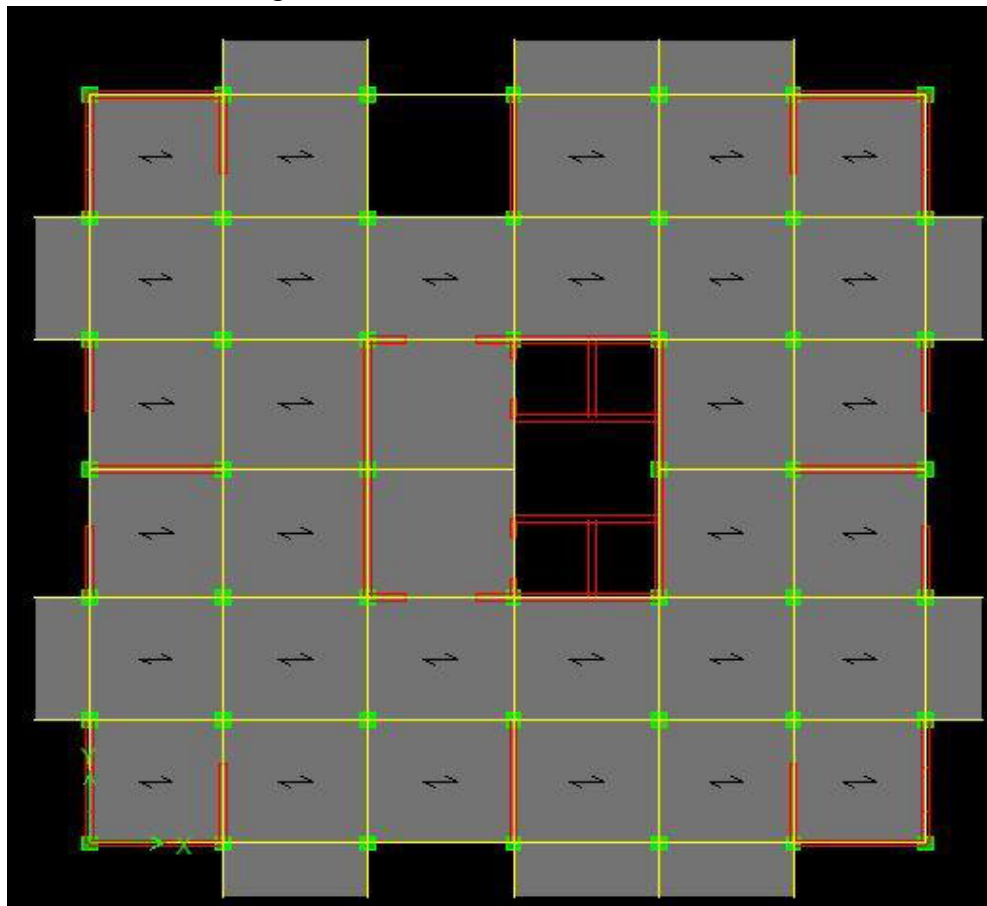


Figure.V.2. La disposition des voiles proposés.

V.6. Caractéristiques de la structure :

V.6.1. Estimation empirique de la période fondamentale :

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 des **RPA99/Version 2003**.

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

On a donc :

- h_N : Hauteur en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau [4.6] des **RPA99/Version2003**.
- D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

	C_T	$h_N(\text{m})$	$D (\text{m})$	$C_T \times h_N^{3/4}$	$0,09 h_N/\sqrt{D}$	$T (\text{sec})$
Sens X	0,05	55,08	22,90	1,011	1,035	1,011
SensY	0,05	55,08	21,40	1,011	1,07	1,011

Tableau.V.2. Période fondamental de la structure.

V.6.2. Poids total de la structure :

Le poids de la structure W est égal à la somme des poids W_i de chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau [4.5].des**RPA99/Version 2003**.

Dans notre cas et pour un bâtiment d'habitation et commerciale : $\beta = 0,20$

Niveau	$W_i(\text{KN})$
R+16	6190,00
R+15	5990,77
R+14	5990,76
R+13	6146,82
R+12	6146,83
R+11	6146,82
R+10	6321,24

R+9	6321,25
R+8	6321,24
R+7	6321,24
R+6	6514,03
R+5	6514,02
R+4	6514,02
R+3	6414,03
R+2	8492,08
R+1	8392,09
RDC	7922,63

Tableau.V.3. Poids de chaque niveau.

V.6.3. Le centre de gravité des masses :

Le centre de gravité des masses est le barycentre des masses, et le point d'application de la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme,...etc.) Les éléments suivants seront pris en considération :

- Les planchers (dalles).
- Les voiles.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les escaliers.

V.6.4. Le centre de torsion :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux et des poutres. Deux cas de figure peuvent se présenter à nous :

Le centre gravité des masses et le centre de torsion sont confondus. Les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'un mouvement de translation.

Le centre gravité des masses est excentré par rapport au centre de torsion, alors la structure subie une translation et une rotation simultanément.

V.6.5. Calcul de l'excentricité théorique et l'excentricité accidentelle :

- **L'excentricité théorique** : c'est celle calculée précédemment

$$e_{xth} = X_G - X_C.$$

$$e_{yth} = Y_G - Y_C.$$

- L'excentricité accidentelle :

Fixée par le **RPA 99/Version 2003** à : $\pm 5\%$ L.

Sens X : $e_{ax} = 0.05 L_x$ avec : $L_x = 22,90$ m

$e_{ax} = 1,145$ m.

Sens Y : $e_{ay} = 0.05 L_y$ avec : $L_y = 21,40$ m

$e_{ay} = 1,07$ m.

Niveau	Centre des masses [ETABS]		centre de rigidité [ETABS]		excentricité théorique		excentricité accidentelle	
	X _{CM} [m]	Y _{CM} [m]	X _R [m]	Y _R [m]	e _x ^{the} [m]	e _y ^{the} [m]	e _x ^{acc} [m]	e _y ^{acc} [m]
R+16	11,277	10,45	12,197	10,447	0,92	0,003	1,145	1,07
R+15	11,341	10,45	12,201	10,447	0,86	0,003	1,145	1,07
R+14	11,341	10,45	12,21	10,447	0,869	0,003	1,145	1,07
R+13	11,339	10,45	12,223	10,447	0,884	0,003	1,145	1,07
R+12	11,337	10,45	12,238	10,447	0,901	0,003	1,145	1,07
R+11	11,337	10,45	12,253	10,446	0,916	0,004	1,145	1,07
R+10	11,335	10,45	12,265	10,446	0,93	0,004	1,145	1,07
R+9	11,334	10,45	12,274	10,446	0,94	0,004	1,145	1,07
R+8	11,334	10,45	12,277	10,445	0,943	0,005	1,145	1,07
R+7	11,334	10,45	12,272	10,445	0,938	0,005	1,145	1,07
R+6	11,332	10,45	12,256	10,445	0,924	0,005	1,145	1,07
R+5	11,33	10,45	12,224	10,444	0,894	0,006	1,145	1,07
R+4	11,33	10,45	12,174	10,444	0,844	0,006	1,145	1,07
R+3	11,33	10,45	12,099	10,443	0,769	0,007	1,145	1,07
R+2	11,311	10,369	11,995	10,444	0,684	0,075	1,145	1,07
R+1	11,317	10,376	11,796	10,446	0,479	0,07	1,145	1,07
RDC	11,308	10,373	11,539	10,448	0,231	0,075	1,145	1,07

Tableau.V.4. valeur de centre (masse+ rigidité) et l'excentricité (théorique+ accidentelle)

Selon le tableau : $\left\{ \begin{array}{l} e_{x\text{ thé}} = \mathbf{0,943\ m} < e_{x\text{ acé}} = 1,145\ \text{m} \quad \dots\dots\dots \text{cv} \\ e_{y\text{ thé}} = 0,075\ \text{m} < e_{y\text{ acé}} = 1,07\ \text{m} \quad \dots\dots\dots \text{cv} \end{array} \right.$

V.7. Résultat de l'analyse modale :

V.7.1. Les modes propres :

Les différents modes propres de vibration de la structure sont présentés dans le tableau suivant :

mode	Période	U _X	U _Y	U _Z	Sum U _X	Sum U _Y	RZ
1	0,834722	63,553	0,00	0,00	63,553	0,00	0,0003
2	0,713863	0,00	57,8453	0,00	63,553	57,8453	5,4663
3	0,621112	0,00	5,2191	0,00	63,553	63,0645	60,0935
4	0,212584	18,9684	0,00	0,00	82,5214	63,0645	0,00
5	0,181582	0,00	12,8264	0,00	82,5214	75,8909	5,94
6	0,165112	0,00	7,0752	0,00	82,5214	82,966	11,9654
7	0,096734	8,2364	0,00	0,00	90,7578	82,9661	0,0004
8	0,084807	0,00	3,9839	0,00	90,7578	86,95	4,1371
9	0,07821	0,00	4,1504	0,00	90,7578	91,1004	3,6982
10	0,057471	3,8468	0,00	0,00	94,6046	91,1004	0,0001
11	0,04994	0,00	3,4439	0,00	94,6046	94,5443	0,1673
12	0,038929	2,1281	0,0013	0,00	96,7327	94,5456	0,0001
13	0,034523	0,0095	2,296	0,00	96,7422	96,8416	0,4296
14	0,028291	1,892	0,0238	0,00	98,6342	96,8654	0,0084
15	0,021144	0,0417	2,8801	0,00	98,6759	99,7455	0,2227
16	0,01844	1,3078	0,0442	0,00	99,9838	99,7897	0,0279

Tableau.V.5. Périodes et participation massique

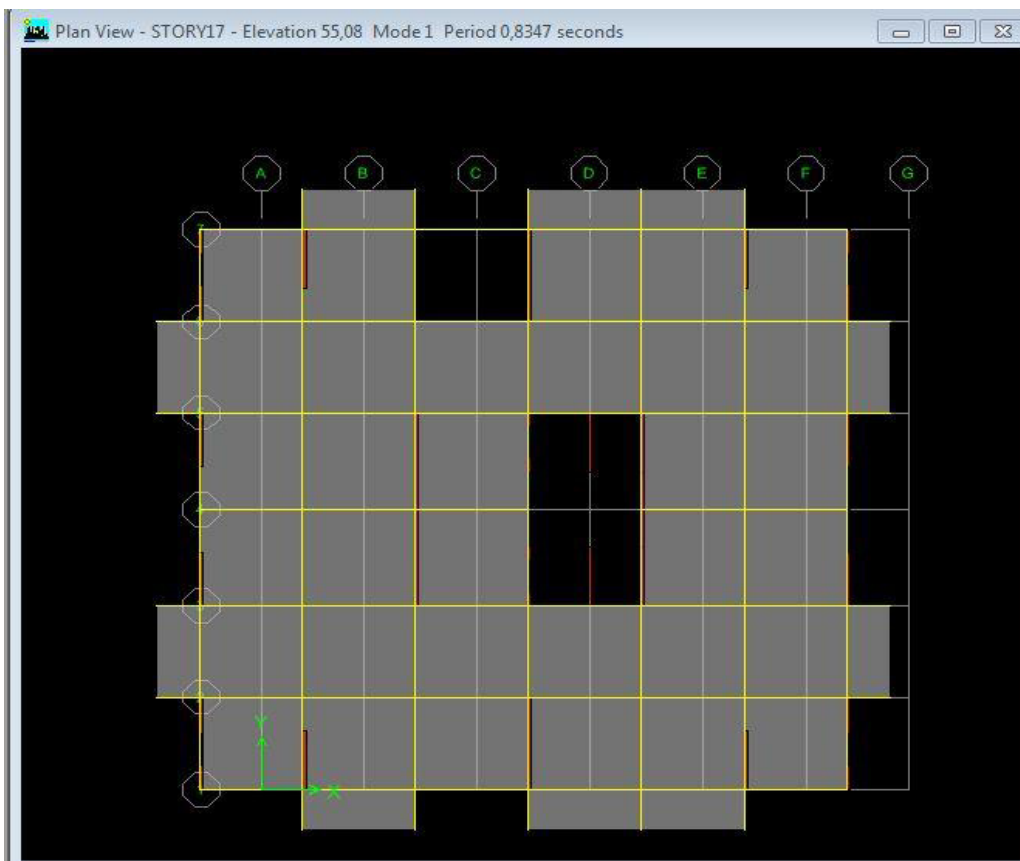


Figure.V.3. Mode 1: translation suivant X

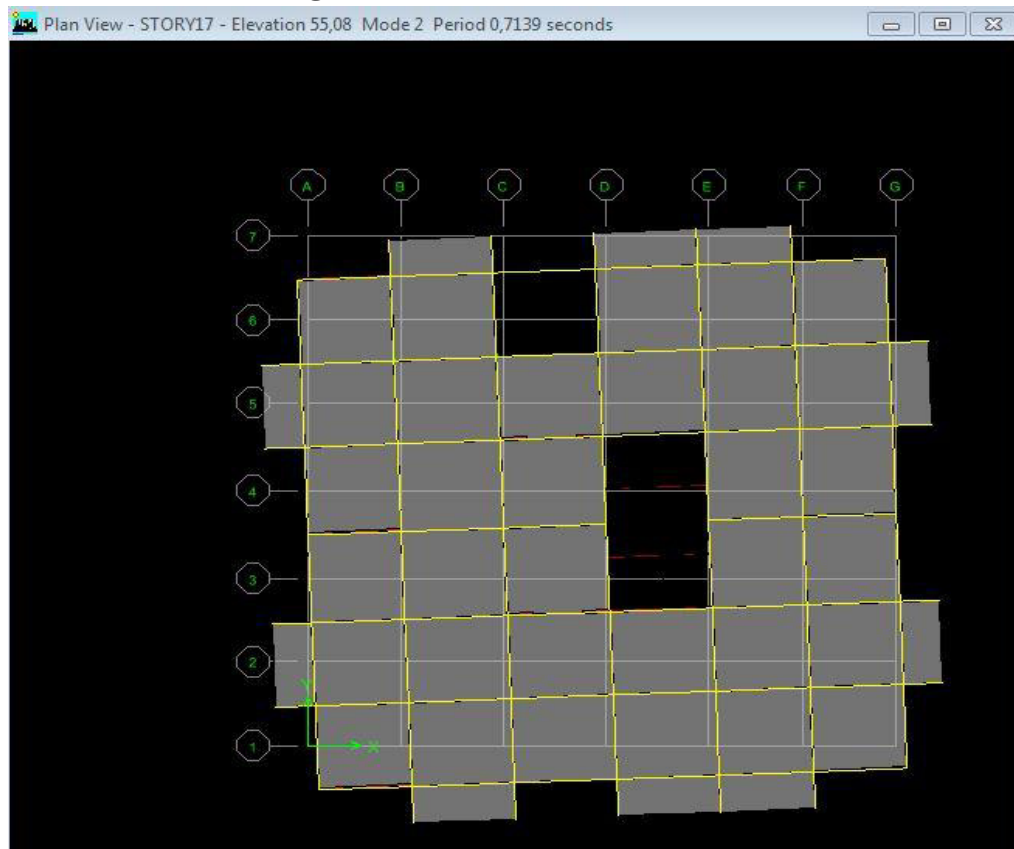


Figure.V.4. Mode 2 : translation suivant Y

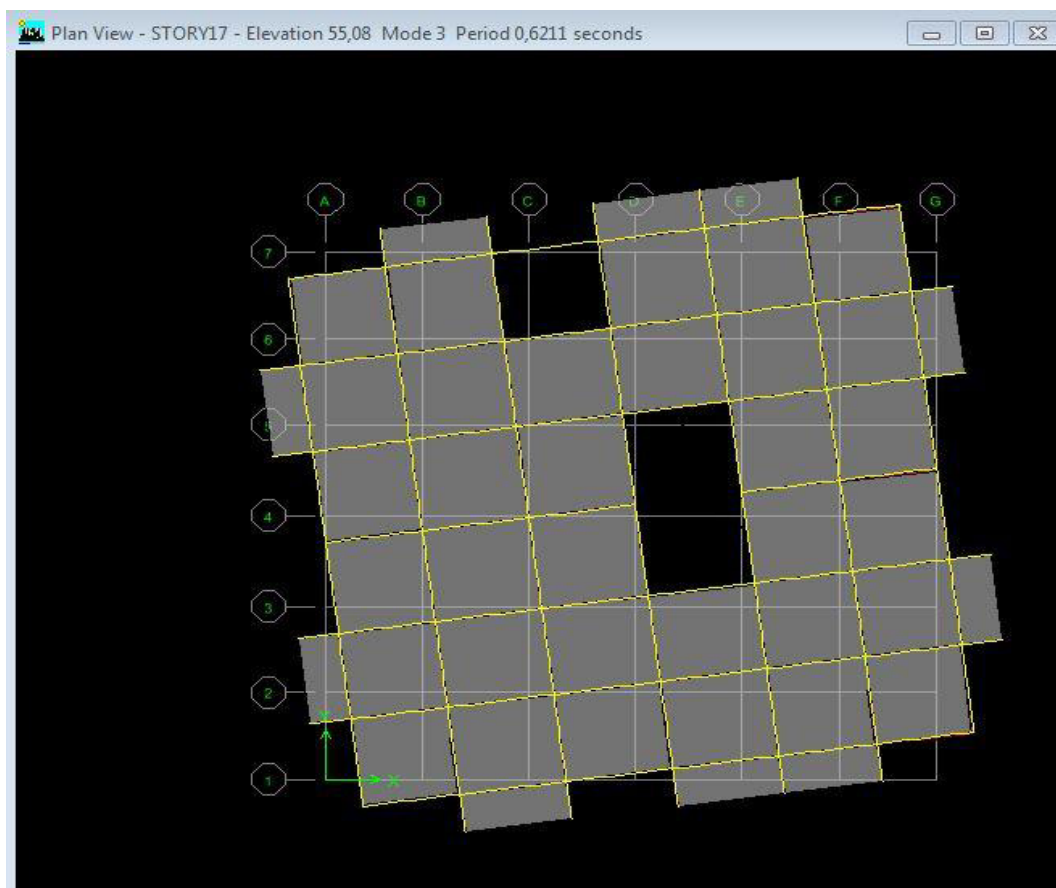


Figure.V.5. Mode 3 : rotation selon Z

V.7.2. Vérifications réglementaires :

V.7.2.1. Période fondamentale théorique :

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

-une période fondamentale $T_{\text{numérique}} = 0,834722 \text{ sec}$

-une période empirique $T_{\text{empirique}} = 1,011 \text{ sec}$.

D'après RPA99v2003 (Art 4.2.4.4 page 54), il faut que la valeur de $T_{\text{numérique}}$ calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur estimée par les méthodes empiriques T_{emp} appropriées de plus de 30 %

$1.3 \times T_{\text{emp}} = 1,085 \text{ sec} > T_{\text{numérique(dynamique)}} = 0,834722 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{CV}$.

-les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation

-le 3^{ème} mode est un mode de torsion.

- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.

Remarque :

Au début de calcul, on a pris $R=5$ mais les résultats trouvés ne sont pas vérifiés par l'RPA, donc on a changé sa valeur par $R=3.5$ puisque la charge supportée par les voiles est $31,05\% > 20\%$

V.7.2.2. Vérification des déplacements :**Vérification de l'effort sismique :**

- **Coefficient de comportement global de la structure R :**

Selon le tableau [4.3] des **RPA99/Version 2003** ; Pour une structure en béton armé avec voiles porteurs on a : **R = 3,5**

- **Le facteur de qualité de la structure Q :**

Sa valeur est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_a$

A partir du (tableau 4.4 de RPA 99 version 2003)

Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité P_q

Critère q	P_q	
	1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0
2. Redondance en plan	0.05	Non Observé
3. Régularité en plan	0	Observé
4. Régularité en élévation	0	Observé
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	Non observé
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	Non observé
$\sum P_q$	0.2	

Tableau.V.6. La valeur de facteur de qualité.

On trouve : **Q = 1,25**

- **Coefficient d'accélération de Zone A :**

Donné par le tableau (4.1) de **RPA99** en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage de bâtiment.

Dans notre cas on est dans une **zone IIa** et un **groupe d'usage 1B** : **A = 0,20**.

- **Facteur de correction d'amortissement :**

Donné par la formule suivante : $\eta = \left(\frac{7}{2 + \xi} \right)^{\frac{1}{2}} \geq 0.7$ Avec : ξ (%) est le pourcentage

d'amortissement critique qui est fonction du matériau constitutif ; du type de structure et de l'importance des remplissages. (portiques remplissage : Béton armé/Dense)

$\xi = 7\%$

• **Coefficient dynamique (Site : S3) :**

La valeur de D est donnée par le tableau qui suit :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta_0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}(3/T)^{5/3}T \geq 3s \end{cases}$$

Story	Load	Loc	VX	VY
Story 1	G+Q+E max	Bottom	4548,48	4837,89

$T_1=0,15 \text{ sec}$; $T_2= 0,50 \text{ sec}$

- ♦ $\eta = 0,88$. $T_x= 1,04s$ donc $T_2 \leq T \leq 3s \Rightarrow D_x= 1,35$
- ♦ $\eta = 0,88$. $T_y= 1,07s$ donc $T_2 \leq T \leq 3s \Rightarrow D_y= 1,33$

• **Calcul de la résultante des forces sismiques « V_b^s » :**

$$V_b^s = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad ; \quad V_x^s = \frac{0.20 \times 1.35 \times 1.25}{3.5} \times 112659,87 = 7604,54 \text{ KN.}$$

$$V_y^s = \frac{0.20 \times 1.33 \times 1.25}{3.5} \times 112659,87 = 7491,88 \text{ KN.}$$

$$0,8V_x^s = 6083,63 \text{ KN.}$$

$$0,8V_y^s = 5993,50 \text{ KN.}$$

Effort calculé par la méthode dynamique :

$$V_{tx} = 6822,72 \Rightarrow 0.8V = 6083,63 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$V_{ty} = 7256,84 \Rightarrow 0.8V = 5993,50 \text{ KN.} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

V.8. Modélisation par brochette :

Le poids de chaque étage est concentré au niveau du centre de gravité de celui-ci, ainsi on obtient un système de 2 poids avec un seul degré de liberté (le déplacement horizontal). Les planchers sont considérés rigides, et le déplacement vertical est supposé négligeable. En conséquence, le bâtiment sera représenté par les systèmes suivants :

• **distribution de l'effort sismique 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 :

$$V = F_t + \sum F_i \quad \text{Avec :} \quad F_t : \text{force concentrée au sommet de la structure.}$$

$$F_i : \text{force horizontale au niveau } i.$$

$$F_t = 0,07 T \cdot V$$

V : l'effort tranchants dynamique de la structure à la base selon les deux directions.

T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0.25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à 0.7 sec.

$$\text{Pour: } \begin{cases} T_x = 1,04 \text{ s} & F_{tx} = 0,07 \times 1,04 \times 6822,72 = 496,69 \text{ KN} \\ T_y = 1,07 \text{ s} & F_{ty} = 0,07 \times 1,07 \times 7256,84 = 362,36 \text{ KN} \end{cases}$$

Le sens X : $V_x - F_t = 6325,76 \text{ KN}$.

Le sens Y : $V_y - F_t = 6894,22 \text{ KN}$.

La partie restante ($V - F_t$) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum W_j h_j} \quad \text{Avec : } W_i : \text{ poids de niveau } i.$$

H_i : niveau de plancher (à partir de la base) où s'exerce la force F_i .

• Le sens X:

Niveau	V- F_{tx} [KN]	W_i [KN]	h_i [m]	$W_i \times h_i$ [KN×m]	F_{ix} [KN]
R+16	6325,76	6190,00	55,08	340945,2	659,6
R+15	6325,76	5990,77	52,02	311639,85	602,9
R+14	6325,76	5990,76	48,96	293307,61	567,44
R+13	6325,76	6146,82	45,9	282139,04	545,833
R+12	6325,76	6146,83	42,84	263330,19	509,445
R+11	6325,76	6146,82	39,78	244520,49	473,03
R+10	6325,76	6321,24	36,72	232115,93	449,05
R+9	6325,76	6321,25	33,66	212773,27	411,63
R+8	6325,76	6321,24	30,6	193429,94	374,21
R+7	6325,76	6321,24	27,54	174086,95	336,79
R+6	6325,76	6514,03	24,48	159463,35	308,5
R+5	6325,76	6514,02	21,42	139530,31	269,93

R+4	6325,76	6514,02	18,36	119597,41	231,37
R+3	6325,76	6414,03	15,3	98134,66	189,85
R+2	6325,76	7492,08	12,24	91703,0592	177,41
R+1	6325,76	7392,09	8,16	60319,45	116,95
RDC	6325,76	7922,63	4,08	32324,3304	62,53

Tableau.V.7. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X.

- Le sens Y :

Niveau	V- F_{iy} [KN]	W_i [KN]	h_i [m]	$W_i \times h_i$ [KN×m]	F_{iy} [KN]
R+16	6894,22	6190,00	55,08	340945,2	718,87
R+15	6894,22	5990,77	52,02	311639,85	657,08
R+14	6894,22	5990,76	48,96	293307,61	618,43
R+13	6894,22	6146,82	45,9	282139,04	594,88
R+12	6894,22	6146,83	42,84	263330,19	555,225
R+11	6894,22	6146,82	39,78	244520,49	515,566
R+10	6894,22	6321,24	36,72	232115,93	489,41
R+9	6894,22	6321,25	33,66	212773,27	448,62
R+8	6894,22	6321,24	30,6	193429,94	407,84
R+7	6894,22	6321,24	27,54	174086,95	367,05
R+6	6894,22	6514,03	24,48	159463,35	336,22
R+5	6894,22	6514,02	21,42	139530,31	294,19
R+4	6894,22	6514,02	18,36	119597,41	252,16
R+3	6894,22	6414,03	15,3	98134,66	206,91

R+2	6894,22	7492,08	12,24	91703,0592	193,35
R+1	6894,22	7392,09	8,16	60319,45	127,18
RDC	6894,22	7922,63	4,08	32324,3304	68,155

Tableau.V.8. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y.

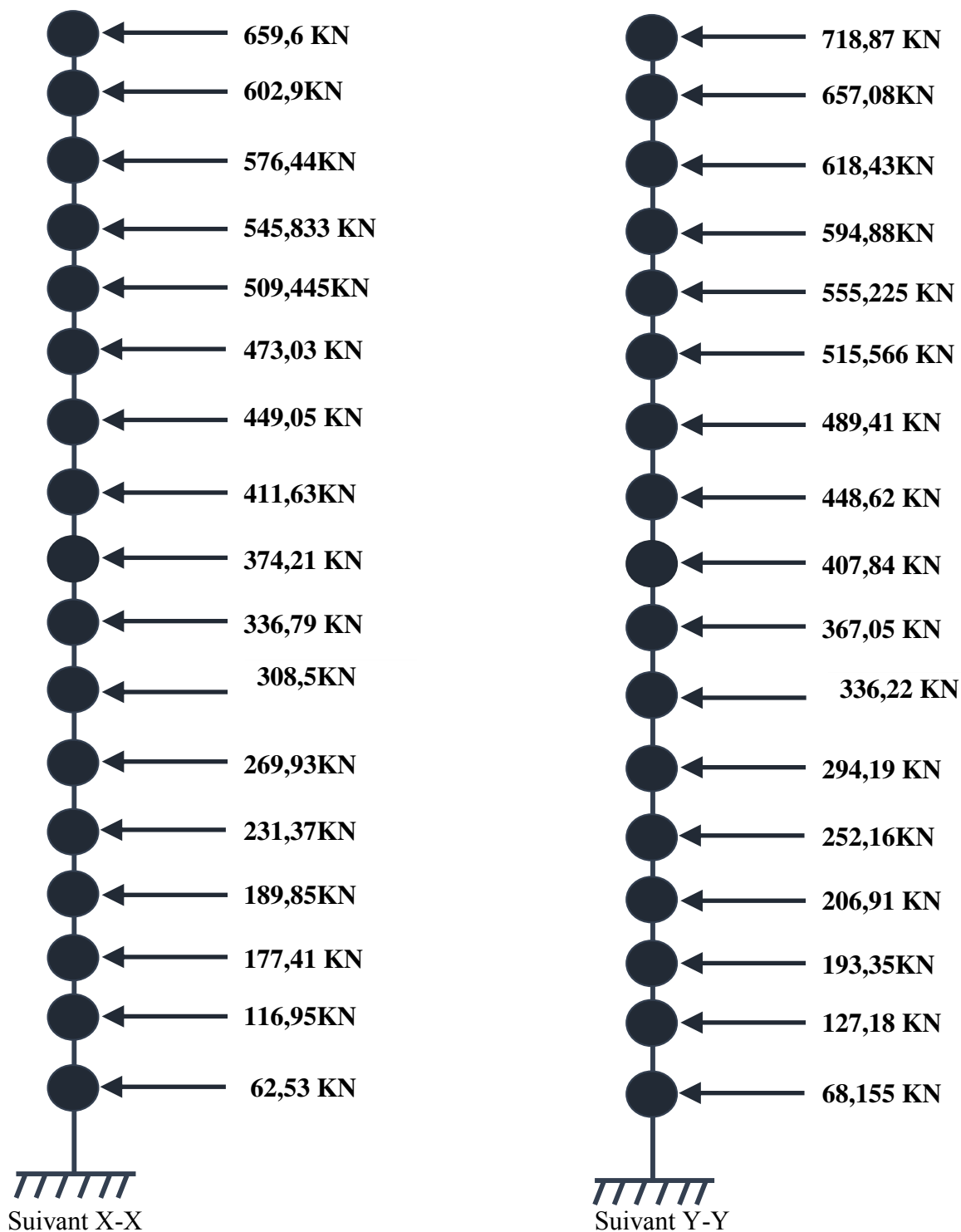


Figure.V.6. Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.

- Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :

$$V_k = F_t + \sum_k^n F_i.$$

Niveau	h_i [m]	$F_{i x}$ [KN]	$F_{t x}$ [KN]	$V_{i x}$ [KN]	$F_{i y}$ [KN]	$F_{t y}$ [KN]	$V_{i y}$ [KN]
R+16	55,08	659,6	496,69	1156,29	718,87	362,36	1081,23
R+15	52,02	602,9	496,69	1759,19	657,08	362,36	1738,31
R+14	48,96	567,44	496,69	2326,63	618,43	362,36	2356,74
R+13	45,9	545,833	496,69	2872,46	594,88	362,36	2951,62
R+12	42,84	509,445	496,69	3382,91	555,225	362,36	3506,85
R+11	39,78	473,03	496,69	3854,94	515,566	362,36	4022,41
R+10	36,72	449,05	496,69	4303,99	489,41	362,36	4511,82
R+9	33,66	411,63	496,69	4715,62	448,62	362,36	4960,44
R+8	30,6	374,21	496,69	5089,83	407,84	362,36	5368,28
R+7	27,54	336,79	496,69	5426,62	367,05	362,36	5735,33
R+6	24,48	308,5	496,69	5735,12	336,22	362,36	6071,55
R+5	21,42	269,93	496,69	6005,05	294,19	362,36	6365,74
R+4	18,36	231,37	496,69	6236,42	252,16	362,36	6617,9
R+3	15,3	189,85	496,69	6426,27	206,91	362,36	6824,81
R+2	12,24	177,41	496,69	6603,68	193,35	362,36	7018,16
R+1	8,16	116,95	496,69	6720,63	127,18	362,36	7145,34
RDC	4,08	62,53	496,69	6783,16	68,155	362,36	7213,50

Tableau.V.9. La distribution de l'effort tranchant selon la hauteur.

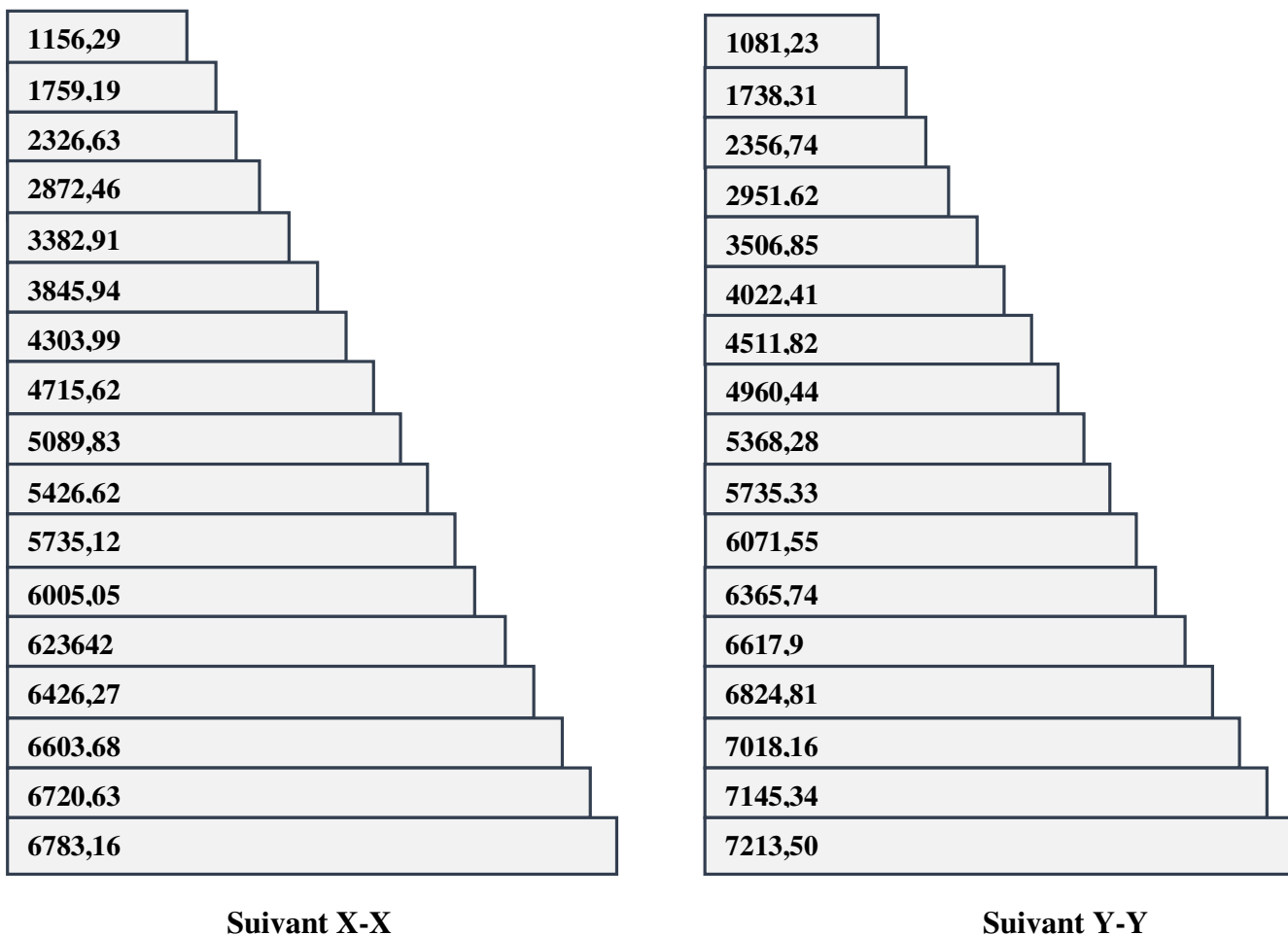


Figure.V.7. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur

V.8.1. Vérification de la stabilité au renversement :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$; Avec : $M_{res} = w \times \frac{L_{c/x}}{2}$; $M_{renv} = \sum F_i \times h_i$

	L(m)	Moment résistant	Moment renversement	Mrés/ Mren
Sens X	22,90	1289955,51	236109,15	5,46 > 1,5
Sens Y	21,40	1205460,61	257330,306	4,68 > 1,5

Tableau.V.10. La stabilité au renversement.

Résultat : la construction est stable.

• **Vérification des déplacements latéraux inters- étages :**

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99v2003** concerne les déplacements latéraux inter étages. Selon **RPA99v2003 (art 5.10 page 62)** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$ Avec : $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

h_e : représente la hauteur de l'étage.

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x; \delta_K^x = R \cdot \delta_{eK}^x \text{ et } \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y; \delta_K^y = R \cdot \delta_{eK}^y$$

Δ_K^x : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ dans le sens $x-x$ (idem dans le sens $y-y, \Delta_K^y$).

δ_{eK}^x : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens $x-x$ (idem dans le sens $y-y, \delta_{eK}^y$)

R : coefficient de comportement ; avec : **$R = 3,5$**

Niveau	$\delta_{eK}^x(m)$	δ_K^x	$\delta_{eK}^y(m)$	δ_K^y	$\Delta_K^x(m)$	$\Delta_K^y(m)$	$\bar{\Delta}(m)$	Observé
R+16	0,0247	0,08645	0,0205	0,07175	0,0049	0,0045	0,0306	vérifiée
R+15	0,0233	0,08155	0,0192	0,0672	0,0052	0,0045	0,0306	vérifiée
R+14	0,0218	0,0763	0,0179	0,06265	0,00525	0,0045	0,0306	vérifiée
R+13	0,0203	0,07105	0,0166	0,0581	0,0056	0,0045	0,0306	vérifiée
R+12	0,0187	0,06545	0,0153	0,05355	0,0056	0,0049	0,0306	vérifiée
R+11	0,0171	0,05985	0,0139	0,04865	0,0059	0,0049	0,0306	vérifiée
R+10	0,0154	0,0539	0,0125	0,04375	0,0059	0,0049	0,0306	vérifiée
R+9	0,0137	0,04795	0,0111	0,03885	0,0059	0,0052	0,0306	vérifiée
R+8	0,0120	0,042	0,0096	0,0336	0,0059	0,0045	0,0306	vérifiée
R+7	0,0103	0,03605	0,0083	0,02905	0,0056	0,0049	0,0306	vérifiée
R+6	0,0087	0,03045	0,0069	0,02415	0,0059	0,0045	0,0306	vérifiée
R+5	0,007	0,0245	0,0056	0,0196	0,0052	0,0042	0,0306	vérifiée
R+4	0,0055	0,01925	0,0044	0,0154	0,0049	0,0042	0,0306	vérifiée
R+3	0,0041	0,01435	0,0032	0,0112	0,0045	0,0035	0,0306	vérifiée
R+2	0,0028	0,0098	0,0022	0,0077	0,0045	0,0038	0,0306	vérifiée
R+1	0,0015	0,00525	0,0011	0,00385	0,00525	0,0024	0,0306	vérifiée
RDC	0,0005	0,00175	0,0004	0,0014	0,00175	0,00175	0,0306	vérifiée

Tableau.V.11. Vérification des déplacements inter- étages sens X-X et Y-Y.

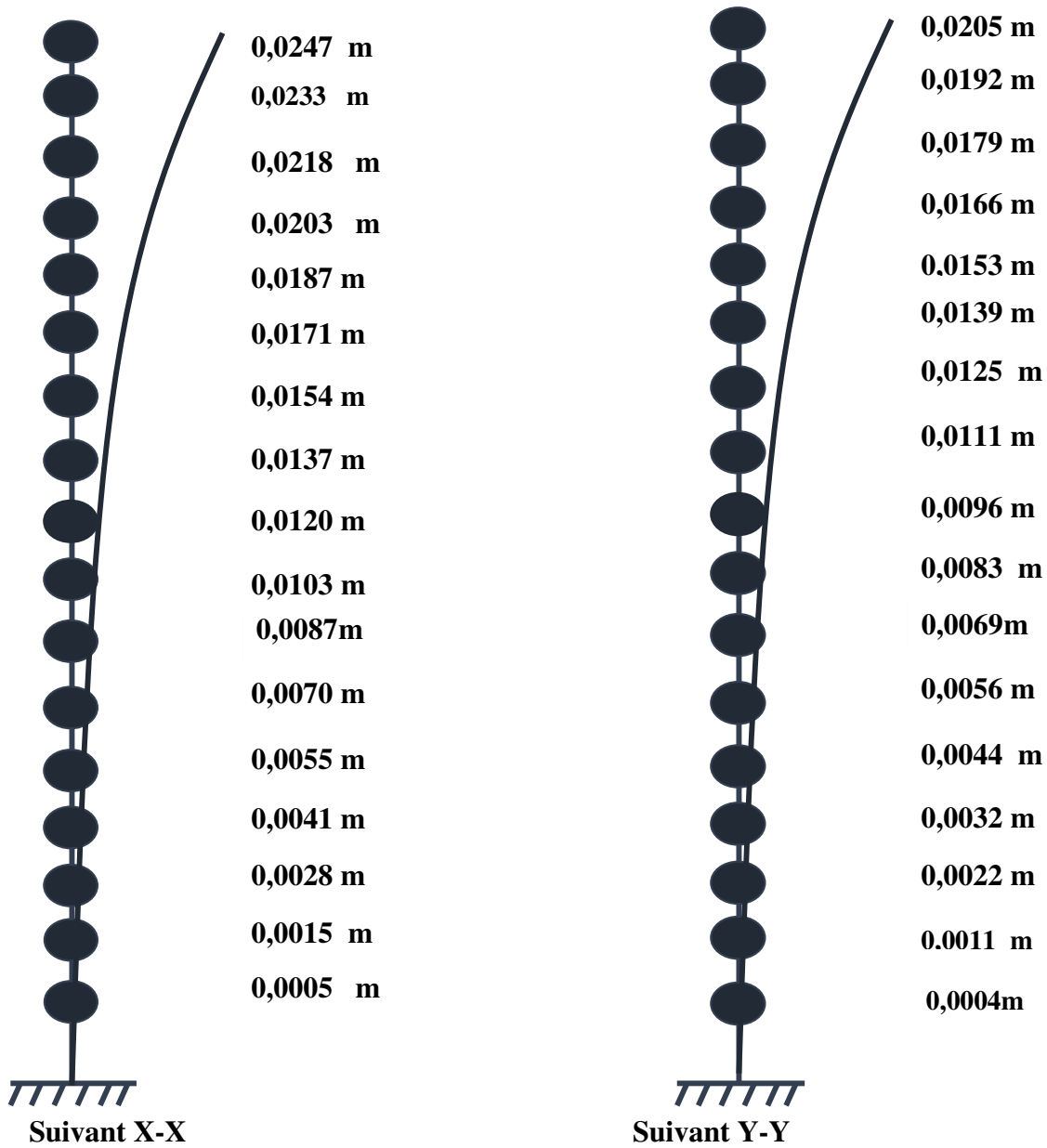


Figure.V.8. Déplacements horizontal dans les deux sens.

• **Justification vis à vis de l'effet P-Δ :**

L'effet du 2ème ordre (ou effet P-Δ) peut être négligé dans le cas des bâtiments si la

Condition suivante est satisfaite pour chaque niveau : $\theta = \frac{P_K \Delta_k}{V_k h_K} \leq 0.10$

P_K : poids de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k

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

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau $k-1$

h_k : hauteur de l'étage k

Si : $0.1 < \Theta_k < 0.2$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $1/(1 - \Theta_k)$.

Si : $\Theta_k > 0.2$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

✓ Sens transversal (X-X) :

Niveau	W_i [KN]	P_k [KN]	Δ_k [m]	h_i [m]	V_{ix} [KN]	Θ	$\Theta_k < 0.1$
R+16	6190,00	6190,00	0,0049	3,06	1156,29	0,00857	Vérifiée
R+15	5990,77	12180,77	0,0052	3,06	1759,19	0,0117	Vérifiée
R+14	5990,76	18171,53	0,00525	3,06	2326,63	0,0133	Vérifiée
R+13	6146,82	24318,35	0,0056	3,06	2872,46	0,0154	Vérifiée
R+12	6146,83	30465,18	0,0056	3,06	3382,91	0,0164	Vérifiée
R+11	6146,82	36612,00	0,0059	3,06	3854,94	0,0183	Vérifiée
R+10	6321,24	42933,24	0,0059	3,06	4303,99	0,0193	Vérifiée
R+9	6321,25	49254,49	0,0059	3,06	4715,62	0,0201	Vérifiée
R+8	6321,24	55575,73	0,0059	3,06	5089,83	0,0210	Vérifiée
R+7	6321,24	61896,97	0,0056	3,06	5426,62	0,0208	Vérifiée
R+6	6514,03	68411,0	0,0059	3,06	5735,12	0,0229	Vérifiée
R+5	6514,02	74925,02	0,0052	3,06	6005,05	0,0212	Vérifiée
R+4	6514,02	81439,04	0,0049	3,06	6236,42	0,0209	Vérifiée
R+3	6414,03	87853,07	0,0045	3,06	6426,27	0,0201	Vérifiée

R+2	7492,08	96345,15	0,0045	4,08	6603,68	0,0161	Vérifiée
R+1	7392,09	104737,24	0,00525	4,08	6720,63	0,0201	Vérifiée
RDC	7922,63	112659,87	0,00175	4,08	6783,16	0,0071	Vérifiée

Tableau.V.12. Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens X-X.

On remarque que $\theta_k < 0.1$ pour tous les niveaux on peut conclure donc que l'effet P- Δ peut être négligé.

✓ Sens longitudinal (Y-Y) :

Niveau	W [KN]	Pk [KN]	Δk [m]	hi[m]	V_{iy} [KN]	θ	$\theta_k < 0.1$
R+16	6190,00	6190,00	0,0045	3,06	1081,23	0,0084	Vérifiée
R+15	5990,77	12180,77	0,0045	3,06	1738,31	0,0103	Vérifiée
R+14	5990,76	18171,53	0,0045	3,06	2356,74	0,0113	Vérifiée
R+13	6146,82	24318,35	0,0045	3,06	2951,62	0,0121	Vérifiée
R+12	6146,83	30465,18	0,0049	3,06	3506,85	0,0139	Vérifiée
R+11	6146,82	36612,00	0,0049	3,06	4022,41	0,0145	Vérifiée
R+10	6321,24	42933,24	0,0049	3,06	4511,82	0,0152	Vérifiée
R+9	6321,25	49254,49	0,0052	3,06	4960,44	0,0168	vérifiée
R+8	6321,24	55575,73	0,0045	3,06	5368,28	0,0152	vérifiée
R+7	6321,24	61896,97	0,0049	3,06	5735,33	0,0173	vérifiée
R+6	6514,03	68411,0	0,0045	3,06	6071,55	0,0165	vérifiée
R+5	6514,02	74925,02	0,0042	3,06	6365,74	0,0161	vérifiée
R+4	6514,02	81439,04	0,0042	3,06	6617,9	0,0168	vérifiée

R+3	6414,03	87853,07	0,0035	3,06	6824,81	0,0175	vérifiée
R+2	7492,08	96345,15	0,0038	4,08	7018,16	0,0127	vérifiée
R+1	7392,09	104737,24	0,0024	4,08	7145,34	0,0086	vérifiée
RDC	7922,63	112659,87	0,00175	4,08	7213,5	0,0067	vérifiée

Tableau.V.13. Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens Y-Y.

On remarque que $\theta_k < 0.1$ pour tous les niveaux, on peut conclure donc que l'effet P- Δ peut être négligé.

V.9.Conclusion :

Après plusieurs disposition des voiles on a opté pour cette dernière variante pour laquelle on a obtenues des résultats différentes, qui vérifiant les conditions de sécurité imposée par l'RPA (période ,déplacement.....) .

Reposons sur ces résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correct.

Chapitre 6: ferraillage des éléments de contreventement

VI.1.Introduction :

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel **ETABS**

Une section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :

Compression simple ; Traction simple ; Flexion simple et Flexion composée.

- Les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en flexion composée.

VI.2. Ferrailage des portiques :

VI.2.1. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Le ferrailage est calculé à l'ELU sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de RPA 99/version 2003, et les contraintes seront vérifiées à l'ELS vis-à-vis la durabilité.

a) Les combinaisons de calcul :

- **1,35 G + 1.5 Q** Selon BAEL91. Cette combinaison permet de déterminer le moment maximum en travée.
- **G + Q ± E** Selon RPA2003. Cette combinaison donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permet de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.
- **0,8 G ± E** Selon RPA2003. Cette combinaison permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où $M > 0$ de déterminer le ferrailage au niveau des appuis.

b) Ferrailage par BAEL91 :

Le BAEL ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont venues afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'action qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité les quelles les actions entaient leurs valeurs.

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- Moment fléchissant.
- Effort tranchant (les efforts normaux sont négligeables).

Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} \quad \text{On doit vérifier que } \tau_u^{\max} \leq \bar{\tau} \quad \text{avec :}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.13f_{c28}, 4\text{MPa}) \quad \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.1f_{c28}, 3\text{MPa}) \quad \text{fissuration préjudiciable ou très préjudiciable (2.2 MPA).}$$

- Détermination de l'armature transversale :

- Ces armatures doivent faire avec l'axe un angle $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.
- Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

- Espacement : $S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm})$.
- Section minimale A_t des cours transversaux (BAEL A5.1.2.2)

$$\frac{A_t f_t}{b_0 S_t} \geq 0.74 \text{MPa} \quad \text{Soit pratiquement : } S_t \leq \frac{A_t f_t}{0.4 b_0}$$

- Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme d'une poutre $\phi_t \leq \min(h/35, b_0/10)$ d'après le BAEL A7.2.2.

h : hauteur totale de la poutre.

b_0 : largeur de l'âme.

- La justification vis-à-vis de l'ELU des armatures d'âmes s'exprime par la relation:

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k}{0.8 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

- Dans le cas courant de la flexion simple sans prise de bétonnage et avec des armatures droites : $K=1$, $\alpha = \pi/2$ alors :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj}}{0.8 f_e}$$

- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.023 b d f_{c28}}{f_e}$$

- Vérification de la flèche (BAEL B.6.5) :

On peut admettre de ne pas justifier l'E.L.U de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- $\frac{A}{b_0d} \geq \frac{4,2}{f_e(MPA)}$
- $\frac{1}{L} \geq \frac{1}{16}$

Avec :

M_t : moment MAX en travée.

M_0 : moment isostatique minimal.

B_0 : largeur de la poutre.

d : hauteur utile.

A : Section d'armature.

c) Ferrailage suivant les recommandations du RPA99/version 2003 :

Les règles RPA « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- Armatures longitudinales :

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% [$A_{min} = 0.5\% (b \times h)$].
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres /nœuds.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone II)
- Les cadres du nœud sont constitués de 2U superposées formant un carré ou un rectangle.

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

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

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

- **Armatures transversales :**

(RPA/version 2003, art 7.5.2.2)

- La quantité de ces armatures doit vérifier : $A_t=0.03 S.d$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
- Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaire $\min(h/4, 1.2\phi)$
- En dehors de la zone nodale $S \leq h/2$.

La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

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

VI.2.1.1. Calcul des armatures

a) Ferrailages des poutres (35x40) cm :

Ferrailage en travée: ELU

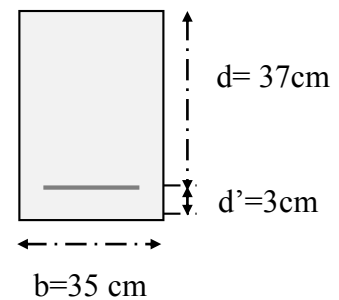
Ferrailage sur appui (nappe supérieure) : G+Q+E.

Ferrailage sur appui (nappe inférieure) : 0,8G+E.

$\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$ en S.d & $\gamma_b = 1,15$; $\gamma_s = 1$ en S.a

Pour le calcul on va prendre les moments maximums

(en travée et Sur appui). D'après les résultats de l'ETABS.



b) La vérification du ferrailage des poutres principales :

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \times h = 0,5\% \times 35 \times 40 = 7 \text{ cm}^2$$

Section maximale (RPA) :

$$A_{\max} = 4\% \cdot b \times d \text{ en zone courante} = 4\% \times 35 \times 37 = 51,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 6\% \cdot b \times d \text{ en zone de recouvrement} = 6\% \times 35 \times 37 = 77,70 \text{ cm}^2$$

La Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.023 b d f_{c28}}{f_e} = 1,86 \text{ cm}^2$$

	M _{max} (KN.m)	b(cm)	d(cm)	As (cm ²)	A _{min} (cm ²)BAEL	A _{RPA(min)}	As (adopté)
Travée	41,663	35	37	3,34	1,86	7	4T16=8,04
Appuis sup	132,018	35	37	11,5	1,86	7	6T16=12,06
Appuis inf	126,786	35	37	10,98	1,86	7	4T16+2T14=11,12

Tableau.VI.1. Calcul du ferrailage des poutres principales

A_s > A_{min} C.V

c) La vérification à l'état limite ultime :

- La vérification de la contrainte de cisaillement :

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

$$T_{\max} = 108,2 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = 0,83 \text{ MPA}$$

Donc $\tau_u = 0,83\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$ (CV)

- Calcul de la section des armatures transversales :

Les armatures transversales :

➤ choix du diamètre :

$$\text{On à : } \phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{400}{35}; \frac{350}{10}; 20\right) = 11,42\text{mm}$$

On prend : un cadre T8

➤ Espacement entre les cadres :

$$S_t \leq \min(0,9.d; 40\text{cm}) = 33,3\text{cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ Calcul de la section des armatures transversales

$$\frac{A_t.f_c}{b.S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa}\right) = 0,415\text{MPa}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{0,415.b.S_t}{f_c} = 0,90\text{cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{soit } A_t = 2\text{T8} = 1.01\text{cm}^2 \geq 0,90\text{cm}^2$$

➤ **Espacement d'après le BAEL91 :**

$$S_{t1} \leq \min(0,9.d; 40\text{cm}) = 28,8\text{cm} \quad \text{On prend } S_t = 30 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b} = 57,42\text{cm}$$

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}) = 30\text{cm}$$

➤ **Espacement exigé par le RPA :**

- **En zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,6\right) = 10\text{cm}$

- **En zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm}$

Donc on adopte :

$S_t = 10\text{cm}$zone nodale.

$S_t = 15\text{cm}$zone courante.

➤ **la section minimale des armatures selon l'RPA :**

$$A_{t\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 1,05\text{cm}^2$$

$$A_{t\min} = 1.05 \text{ cm}^2 < 2.01\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{(CV)}$$

d) La vérification à l'état limite de service :

➤ **La contrainte de compression du béton :**

Nappe inférieure : $A_t = 4T16 + 2T14 = 11,12 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul de σ_b :**

$$b \cdot y^2 + 30 \cdot A_s \cdot y - 30 \cdot d \cdot A_s = 0$$

La résolution de cette équation on a trouvé : $y = 14,54\text{cm}$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = 118945,632\text{cm}^4$$

$$M_{\text{ser}} = 57,451\text{KN.m}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}} \times y}{I} = \frac{57,471 \times 10^6 \times 14,54 \times 10}{118945,632 \times 10^4} = 7,022\text{MPa} \leq \sigma_{\text{badm}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

e) Vérification de la flèche :

$$M_{ser} = 30,181 \text{ KN.m} \quad M_0 = \frac{(G+Q)L^2}{8}$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} G = \rho \times b \times h + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) \times G(\text{plancher}) = 21,86 \text{ KN/ml} \\ Q = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} + b_{poutre}\right) \times Q = 5,625 \text{ KN/ml.} \\ L = 3,4 \text{ m.} \end{array} \right.$$

$$M_0 = \frac{(21,86 + 5,625) \times 3,4^2}{8} = 39,72 \text{ KN.m.}$$

➤ En travée : $A_s = 4T16 = 8,04$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,4}{3,4} = 0,117 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \dots \text{cv} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow \frac{0,4}{3,4} = 0,117 \geq \frac{40,663}{10 \times 39,72} = 0,102 \dots \text{cv} \\ \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{8,04}{35 \times 37} = 0,0062 \leq \frac{4.2}{400} = 0,0105 \dots \text{cv} \end{array} \right.$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

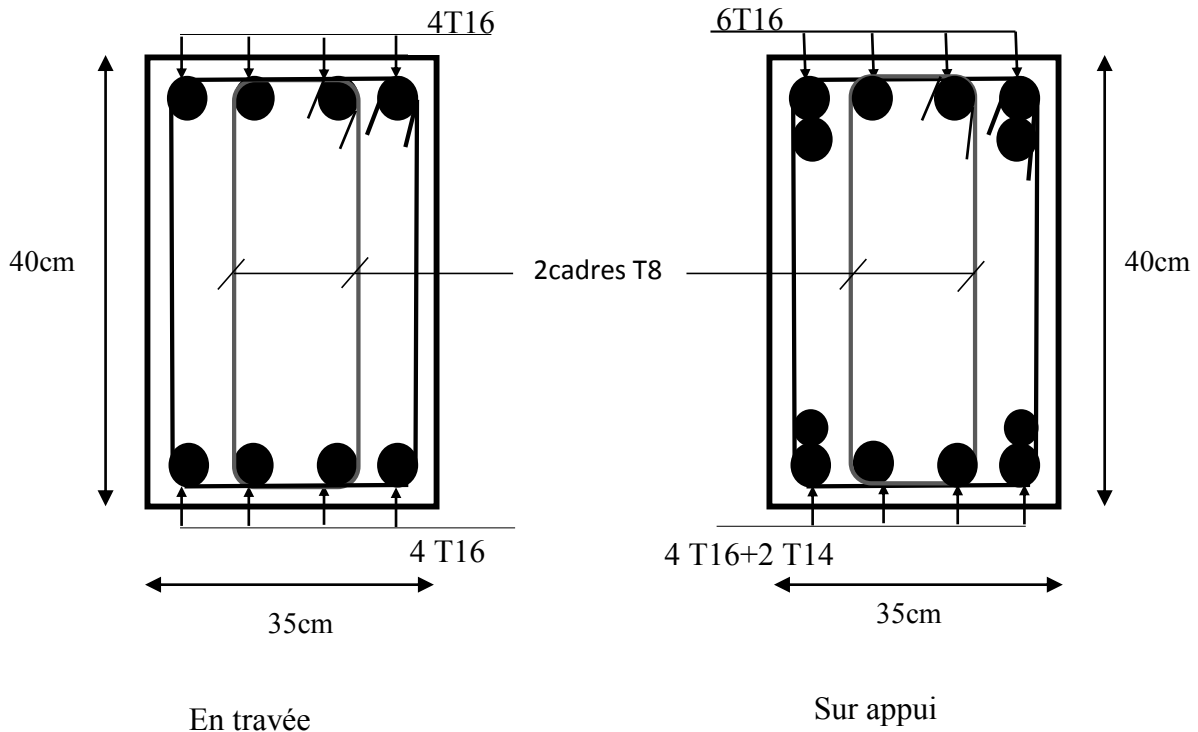


Figure.VI.1. Schéma de Ferrailage des poutres principales.

VI.2.2. Ferrailage des poteaux:**a) Introduction:**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts verticaux vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion

« M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal Ils seront donc calculés en flexion composée avec des fissurations peu nuisibles.

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

- Selon BAEL 91 : **Situation durable**

1,35G+1,5Q : pour obtenir les efforts normale

- Selon les R.P.A 99 : **Situation accidentelle (article 5.2 page 49)**

0,8G±E : pour obtenir les efforts tranchants.

G + Q ± E : pour obtenir les moments fléchissant.

Avec: G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

b) Calcul des armatures :

- Le ferrailage des poteaux se fait à l'aide du logiciel «ETABS .V.9.4 », en prenant les poteaux les plus sollicités.

- Les sollicitations internes pour chaque élément sont données par le logiciel « Etabs ».

- Nous avons retenu (06) types pour l'étude du ferrailage des poteaux.

- Type 1: poteau (60×60)
- Type 2: poteau (55×55)
- Type 3: poteau (50×50)
- Type 4: poteau (45×45)
- Type 5: poteau (40×40)

Sollicitations à considérer :

M_{max} → N correspondant.

N_{max} → M correspondant.

N_{min} → M correspondant.

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au max de ces valeurs (cas plus défavorable).

Calcul en flexion composée en situation accidentelle avec :

$\gamma_b = 1,15$; $\gamma_s = 1$; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $f_e = 400 \text{ Mpa}$.; $c = 3 \text{ cm}$ (enrobage).

- Le résumés des sollicitations données par le logiciel ETABS.

a) Poteaux 60x60 :

- 1^{er} cas : $\left\{ \begin{array}{l} (G+Q+E_y) \quad M_{\max} = 45,343 \text{ KN.m} ; N_{\text{corr}} = 1282,24 \text{ KN} \end{array} \right.$
- 2^{ème} cas : $\left\{ \begin{array}{l} (\text{ELU}) \quad N_{\max} = 2778,19 \text{ KN} ; M_{\text{corr}} = 2,741 \text{ KN.m} \end{array} \right.$
- 3^{ème} cas : $\left\{ \begin{array}{l} (0,8G+E_y) \quad N_{\min} = 40,4 \text{ KN} ; M_{\text{corr}} = 25,582 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$

b) Poteaux 55x55 :

- 1^{er} cas : $\left\{ \begin{array}{l} (G+Q+E_y) \quad M_{\max} = 93,698 \text{ KN.m} ; N_{\text{corr}} = 891,43 \text{ KN.} \end{array} \right.$
- 2^{ème} cas : $\left\{ \begin{array}{l} (\text{ELU}) \quad N_{\max} = 2099,81 \text{ KN} ; M_{\text{corr}} = 22,322 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$
- 3^{ème} cas : $\left\{ \begin{array}{l} (0,8G+E_y) \quad N_{\min} = 21,99 \text{ KN} ; M_{\text{corr}} = 20,121 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$

c) Poteaux 50x50 :

- 1^{er} cas : $\left\{ \begin{array}{l} (G+Q-E_y) \quad M_{\max} = 58,92 \text{ KN.m} ; N_{\text{corr}} = 405,26 \text{ KN.} \end{array} \right.$
- 2^{ème} cas : $\left\{ \begin{array}{l} (\text{ELU}) \quad N_{\max} = 1392,64 \text{ KN} ; M_{\text{corr}} = 9,785 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$
- 3^{ème} cas : $\left\{ \begin{array}{l} (0,8G+E_y) \quad N_{\min} = 57,52 \text{ KN} ; M_{\text{corr}} = 5,517 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$

d) Poteaux 45x45

- 1^{er} cas : $\left\{ \begin{array}{l} (G+Q-E_y) \quad M_{\max} = 51,896 \text{ KN.m} ; N_{\text{corr}} = 362,99 \text{ KN.} \end{array} \right.$
- 2^{ème} cas : $\left\{ \begin{array}{l} (\text{ELU}) \quad N_{\max} = 779,67 \text{ KN} ; M_{\text{corr}} = 9,269 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$
- 3^{ème} cas : $\left\{ \begin{array}{l} (0,8G+E_y) \quad N_{\min} = 67,03 \text{ KN} ; M_{\text{corr}} = 3,518 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$

e) Poteaux 40x40 :

- 1^{er} cas : $\left\{ \begin{array}{l} (G+Q-E_y) \quad M_{\max} = 45,264 \text{ KN.m} ; N_{\text{corr}} = 190,47 \text{ KN.} \end{array} \right.$
- 2^{ème} cas : $\left\{ \begin{array}{l} (\text{ELU}) \quad N_{\max} = 368,54 \text{ KN} ; M_{\text{corr}} = 8,089 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$
- 3^{ème} cas : $\left\{ \begin{array}{l} (0,8G+E_y) \quad N_{\min} = 5,75 \text{ KN} ; M_{\text{corr}} = 1,332 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$

Niveaux	Mmax	N	S (cm ²)	N.S	A _S (cm ²)	A _S min(BAEL)	A _S min(RPA)	A _{Ad} (cm ²)
RDC,1,2	45,434	1282,24	60×60	P.C	2,310	7,20	28,80	12T16+4T14=30,29
3,4,5,6	93,698	891,43	55×55	P.C	5,19	6,05	24,20	16T14=24,63
7,8,9,10	58,92	405,26	50×50	P.C	3,67	5,00	20,00	12T14+4T12=22,99
11,12,13	51,896	362,99	45×45	P.C	3,55	4,05	16,20	12T14=18,48
14,15,16	45,264	190,47	40×40	P.C	3,63	3,20	12,80	12T12=13,57

Tableau.VI.2. Calcul du ferrailage des poteaux.

C) Vérification du ferrailage:

Les armatures longitudinales:

❖ **selon le RPA :**

➤ **La section minimale:**

La section minimale est de 0,8% de la section totale. $A_{smin} = 0,8\% \cdot b \cdot a$

➤ **La section maximale:**

La section maximale est de 4% en zone courante, et de 6% en zone de recouvrement.

$A_{smax} = 4\% \cdot b \cdot a$

$A_{smax} = 6\% \cdot b \cdot a$

❖ **Selon les règles BAEL91 :**

➤ **La section minimale :**

$A_{smin} = 0,2\% \cdot b \cdot a$

➤ **La section maximale:**

$A_{smax} = 5\% \cdot b \cdot a$

Section	RPA :A _S MIN 0,8%b.a	A _S MAX 4%b.a	A _S MAX 6%b.a	BAEL91: A _S MIN0,2%b.a	A _S MAX 5%b.a	A _S adopté	A _S < A _{max} A _S ≥A _{min}
60×60	28,80	144	216,00	7,20	180,00	30,29	CV
55×55	24,20	121	181,50	6,05	151,25	24,63	CV

50×50	20,00	100	150,00	5,00	125,00	22,99	CV
45×45	16,20	81	121,50	4,05	101,25	18,48	CV
40×40	12,80	64	96,00	3,20	80,00	13,57	CV

Tableau.VI.3. Les armatures selonle RPA et BAEL

d) Vérification à l'état limite ultime:

Vérification vis – à-vis l'effort tranchant :

➤ Vérification selon le RPA 99:

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28} \text{ avec } \rho_d = 0,075 \text{ Si: } \lambda_g \geq 5 \text{ et } \rho_d = 0,04 \text{ Si: } \lambda_g < 5$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} : \text{l'élancement géométrique } l_f = 0,7 L_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$l_f = 0,7 L_0 = 0,7 \times 4,08 = 2,856 \text{ m}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

a×b	l _f	λ _g	ρ _d
60×60	2,856	4,76	λ _g < 5 on prend ρ _d =0,04
55×55	2,142	3,894	λ _g < 5 on prend ρ _d =0,04
50×50	2,142	4,284	λ _g < 5 on prend ρ _d =0,04
45×45	2,142	4,76	λ _g < 5 on prend ρ _d =0,04
40×40	2,142	5,355	λ _g ≥ 5 on prend ρ _d =0,075

Tableau.VI.4. Vérification selon RPA99.

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

Vérification selon les règles de BAEL91 :

Fissuration peu préjudiciable : $\tau_{ulim} = 3,33 \text{ MPa}$. Avec, $\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d}$

a×b	T _{MAX}	τ _u MPa	$\bar{\tau}_u$ RPA	$\bar{\tau}_u$ BAEL	τ _u ≤ $\bar{\tau}_u$
60×60	18,17	0,053	1,00	3,33	CV
55×55	22,65	0,079	1,00	3,33	CV
50×50	24,04	0,102	1,00	3,33	CV
45×45	26,95	0,142	1,00	3,33	CV
40×40	27,01	0,183	1,875	3,33	CV

Tableau.VI.5. Vérification selon BAEL.

e) Calcul des armatures transversales :

❖ Choix de diamètre :

On a : $\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_1$

Donc : $\phi_t = \frac{1}{3} \times 14 = 4,66 \text{ mm}$

On adopte des cadres : **T8**

$S_t \leq \text{Min} (15 \Phi_1 ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$S_t \leq \text{Min} (21 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 70 \text{ cm})$

Soit : **S_t = 20 cm**

Espacement des cadres d'après le RPA :

➤ **Dans la zone nodale :**

$S_t \leq \text{Min}(10\Phi_1; 15\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 14 \text{ cm en zone II}$

Donc : **S_t = 10 cm.**

➤ **Dans la zone courante :**

$S_t \leq 15 \Phi_1 \Rightarrow S_t \leq 15 \times 1,4 = 21 \text{ cm en zone II}$

Donc : **S_t = 15 cm.**

Calcul de la section d'armature transversale :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{a \cdot f_e}$

T_u : l'effort tranchant de calcul.

a : hauteur totale de la section brute.

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

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

S_t : l'espacement des armatures transversales.

Selon le RPA99/version 2003 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{a \cdot f_c}$$

$$\rho_a = 2.50 \dots \dots \dots \text{Si : } \lambda_g \leq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \dots \dots \dots \text{Si : } \lambda_g > 5.$$

✦ **Détermination de ρ_a :**

- **Calcul de λ_g :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = 2,856 \leq 5 \rightarrow \rho_a = 2,50$$

✦ **Détermination de A_t :**

$$A_t = \frac{\rho_a V_u}{a \cdot f_c} \times S_t = \frac{2,5 \times 18,17 \times 10^3 \times 100}{600 \times 400} = 0,19 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA8 $A_{t \text{ adopté}} = 2,51 \text{ cm}^2$**

Le reste de calcul se résumé dans les tableaux comme suit :

Poteaux (cm ²)	T _{MAX} (KN)	A (cm)	λ_g	ρ_a	A_t (cm ²)	Le choix des barres	A_t adopté (cm ²)
60x60	18,17	60	4,76	2,5	0,19	2T8	1,01
55x55	22,65	55	3,89	2,5	0,25	2T8	1,01
50x50	24,04	50	4,28	2,5	0,31	2T8	1,01
45x45	26,95	45	4,76	2,5	0,37	2T8	1,01
40x40	27,01	40	5,35	3,75	0,63	2T8	1,01

Tableau.VI.6. Les armatures transversales des poteaux.

Calcul de la zone de recouvrement :

La longueur de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrements est de: 40ϕ en zone I et II

ϕ (mm)	14	16	20	25
40 ϕ (m)	0.56	0.64	0.80	1

Tableau.VI.7. Longueur de recouvrement.

f) **Vérification de la contrainte à l'E.L.S :**

Poteaux (cm ²)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} <15(MPa)	σ_{st} (MPa)	σ_{st} < 201.63
60×60	1277,15	8,671	30,29	2,56	Cv	76.85	cv
55×55	889,34	25,79	24,63	8,87	Cv	49.01	cv
50×50	584,87	25,31	22,99	11,09	Cv	40.41	cv
45×45	325,13	28,54	16,84	5,01	Cv	32.17	cv
40×40	158,24	28,13	13,57	6,87	Cv	24.07	cv

Tableau.VI.8. Vérification des contraintes à L'ELS .

- Schéma de ferrailage des poteaux :

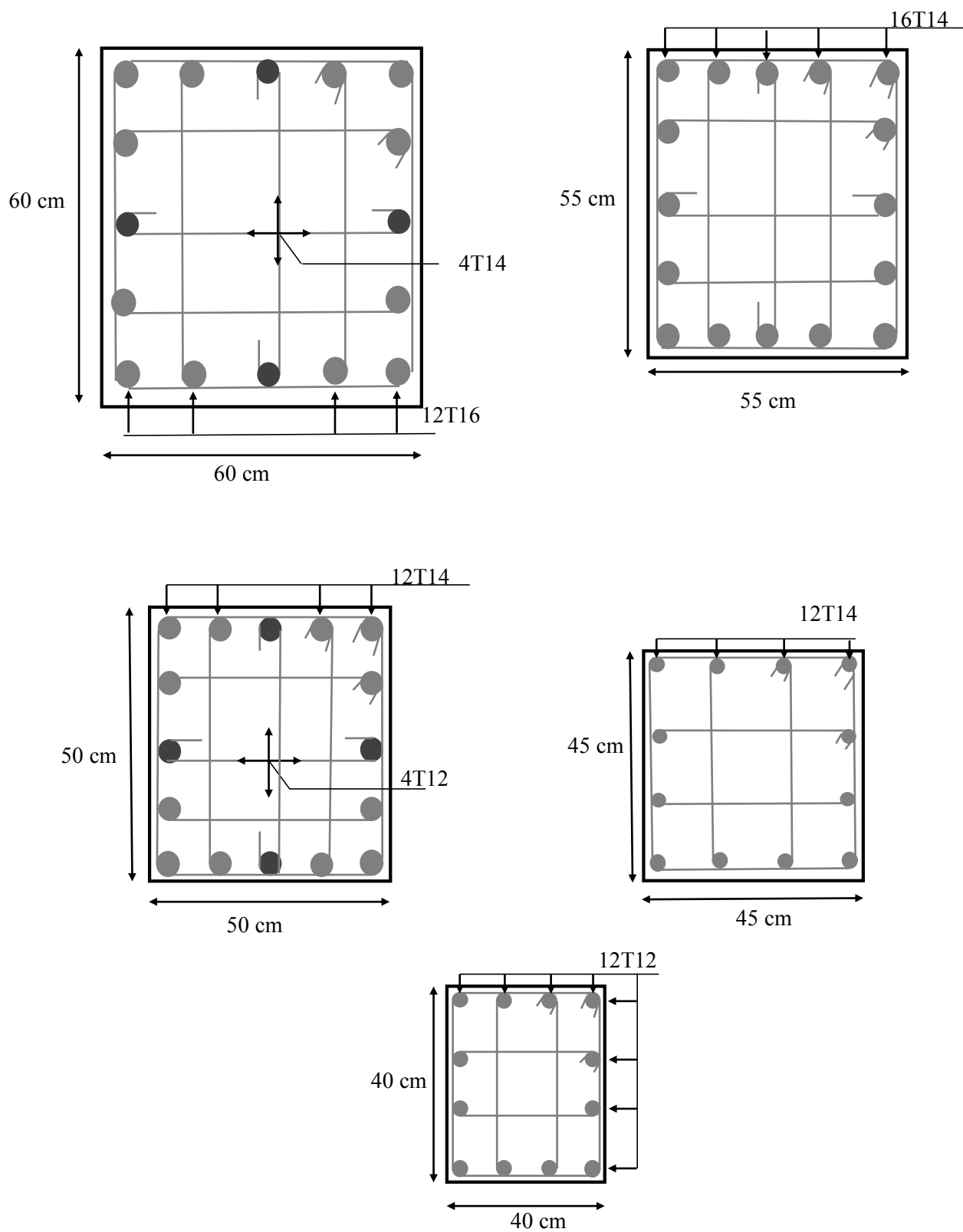


Figure.VI.2. Schéma de Ferrailage des poteaux.

VI.3. Ferrailage des voiles :

VI.3.1. Introduction:

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien **RPA 99/version 2003**.

Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieure à celles du vent et sous les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

VI.3.2. Voiles pleins :

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

a) Aciers verticaux:

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le **RPA99/version 2003** :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris 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.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **(1/10)** du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

b) Aciers horizontaux :

Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile. Elles doivent être munies de crochets à **(90°)** ayant une longueur 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.

c) Règles communes :

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

- $S \leq 1,5e$ avec e : Epaisseur du voile.
- $S \leq 30$ 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.

Le diamètre Φ_t des épingles est :

- $\Phi_t = 6$ mm lorsque $\Phi_v \leq 20$ mm.

- $\Phi_t = 8$ mm lorsque $\Phi_v > 20$ mm.

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

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

VI.3.2.1. Hypothèses de calcul :

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur d tel que :

$$d \leq \min (h_e/2 ; 2 \cdot l' / 3).$$

Avec : l' : étant la largeur de la zone comprimée.

h_e : étant la hauteur entre nœuds de planchers du trumeau (voile) considéré.

Dans le calcul du ferrailage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

a) Etude des sections :

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possible:

Section entièrement comprimée. SEC.

Section entièrement tendue. SET.

Section partiellement comprimée SPC.

➤ Section partiellement comprimée SPC :

$$\sigma_{A,B} = N/A \pm M \cdot Y/I.$$

A : Surface.

I : moment d'inertie.

M : moment de flexion.

- Si $M > 0$ $\sigma_A > 0$ et $\sigma_B < 0$.

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer ' L_t ' en utilisant les triangles semblables :

$$t_g \alpha = \sigma_B / L_t = \sigma_A / (L - L_t) \dots \dots \dots L_t = \frac{L \cdot \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B} .$$

L'effort tranchant dans la zone tendue est donnée par : $T = 0,50 \times \sigma_B \times L_t \times b$.

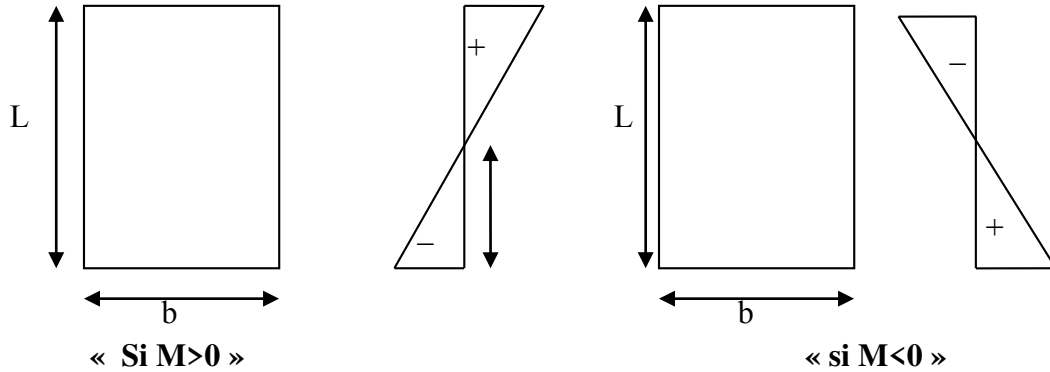
La section d'armature nécessaire est donnée par : $A_{cal} = \frac{T \times \gamma_S}{f_e}$.

- Si $M < 0$ $\sigma_A < 0$ et $\sigma_B > 0$:

$$t_g \alpha = \sigma_A / L_t = \sigma_B / (L - L_t) \dots \dots \dots L_t = \frac{L \cdot \sigma_A}{\sigma_A + \sigma_B} .$$

L'effort tranchant dans la zone tendue est donnée par : $T = 0,50 \times \sigma_A \times L_t \times b$.

La section d'armature nécessaire est donnée par : $A_{cal} = \frac{T \times \gamma S}{f_e}$.



➤ **Section entièrement comprimée SEC :**

Dans ce cas, on a deux contraintes de compression (σ_A, σ_B) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la quantité d'armatures nécessaire et exigée par le RPA 99/ V2003 (comme section minimale).

➤ **Section entièrement tendue. SET :**

Dans ce cas, on a deux contraintes de traction (σ_A, σ_B) :

- La longueur tendue est égal à « L » $L = L_T$.
- L'effort de traction est donnée par : $T = \frac{(3 \times \sigma_A + \sigma_B) \times L \times b}{2}$.
- La section d'armatures nécessaire est donnée par : $A_{CAL} = T \times \gamma$

VI.3.3. Calcul des armatures :

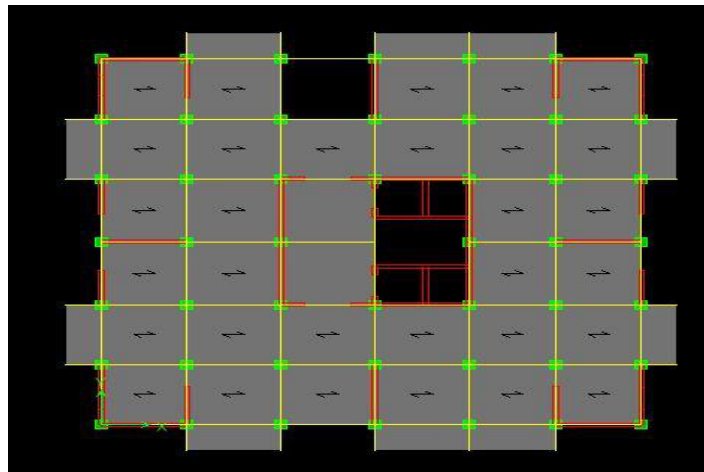


Figure.VI.3. disposition des voiles.

VI.3.3.1.Ferrailage des voiles :

a) Calcul de ferrailage vertical :

Le calcul se fera en deux zones (courantes et d'about) pour toute la longueur du voile :

$A_{min}=0.15\% b \times L$ globalement dans la section du voile.

$A_{min}=0.10\% b \times L$ dans la zone courante.

• **Exemple de calcul :**

➤ **Voile VY1(e = 20 cm) : l =2,95 m.**

Les données utilisées sont les suivantes :

Section : L=2,95m ; b = 0,20 m.

Moment d'inertie : $I = 0,20 \times 2,95^3 / 12 = 0,427 m^4$.

M=4487,075KN.m.

N= 4282,34KN.m.

Les valeurs à calculer sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{SUP} = 22758,05 \text{ KN/m}^2. \\ \sigma_{INF} = -8241,645 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right. \implies \text{On a deux contraintes de signe opposée, alors SPC.}$$

$$L_t = \frac{L \times \sigma_{inf}}{\sigma_{sup} + \sigma_{inf}} = (2,95 \times 8,241 / (22,758 + 8,241)) = 0,78 \text{ m.}$$

$$T = 0,50 \times \sigma_{INF} \times L_t \times b = 642,84 \text{ KN.}$$

$$A_{cal} = T \times \gamma_s / f_e = 16,07 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Pour une face: } A_{S_{cal}} (\text{ml/face}) = \frac{A_{S_{cal}}}{2 \times L_t} = 10,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003 :

D'après le RPA 99/version2003 (Art 7.7.4.1): $A_{rpa} = 0,20\% b L_t$.

b: Epaisseur du voile.

L_t : Longueur de la section tendue.

$$A_{minRPA} = 3,12 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_{RPA} (\text{ml/face}) = A_{RPA} / (2 \times L_t) = 2 \text{ cm}^2/\text{ml/face.}$$

$$A_{min} = 0,0015 \times b \times L = 0,0015 \times 0,20 \times 2,95 = 8,85 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min(\text{ml/face})} = A_{min} / (2 \times L_t) = 5,67 \text{ cm}^2/\text{ml/face.}$$

$$A_{adopté} = \text{Max} (A_{cal} ; A_{min} ; A_{RPA}) = 10,30 \text{ cm}^2.$$

Alors, Pour toute la longueur du voile: $A_s = 2 \times 2,95 \times 10,30 = 60,77 \text{ cm}^2$

$$St \leq \min (1,5e. 30) = 30 \text{ cm.}$$

- En zone courante :

$$St \leq \min (1,5e. 30) = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Soit : } St = 20 \text{ cm.}$$

Alors, on prend: **16HA16=32,17 cm²**

- En zone d'about :

$$S_{ta} = \frac{St}{2} = 10 \text{ cm.}$$

Alors, on prend: **16HA16=32,17 cm²**

Donc :

$$A_S = 32HA16 = 64,34 \text{ cm}^2, \text{ pour 2 face.}$$

Alors: $A_V = 16HA16 = 32,17 \text{ cm}^2$, Pour 1face.

- Les autres voiles : la section A_V Adopté est calculée pour 1face.

- Suivant YY : (e = 20 cm)

VOILE	Vy1	Vy2	Vy3	Vy4	Vy5	Vy6
L(m)	2,95	1,75	1,95	3,10	2,95	3,10
b(m)	0,20	0,20	0,20	0,2	0,20	0,20
I(m ⁴)	0,427	0,0893	0,1235	0,495	0,427	0,495
S (m ²)	0,59	0,35	0,39	0,62	0,59	0,62
Y(m)	1,475	0,875	0,975	1,55	1,475	1,55
M(KN,m)	4487,075	1980,644	2288,631	3787,639	3409,734	3910,021
N(KN)	4282,34	2555,78	2910,96	5860,36	4138,46	4663,78
σb (KN/m ²)	-8241,645	7302,23	10604,139	2408,090	47640,016	4721,274
σa (KN/m ²)	22758,05	26709,43	25532,139	21312,477	18792,694	19765,725
N S	SPC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
Lt(m)	0,78	1,75	1,95	3,10	2,95	3,10
T(KN)	642,84	-	-	-	-	-
AS _{cal} (cm ²)ml/face	10,30	-	-	-	-	-
AS _{RPa} (cm ²) ml/face	2	2	2	2	2	2
A _{min} (cm ²) ml/face	5,67	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5

As=Max (Ascl,AsRpa,Asmin)	10,30	2	2	2	2	2
Avt=2*av*L	60,77	7	7,8	12,4	11,8	12,4
St courant (cm)	20	26	30	28	28	28
St about (cm)	10	13	15	14	14	14
Choix des barres	15T16	8T10	8T10	14T10	14T10	14T10
Av adopté(cm ² /face)	30,16	6,28	6,28	11,00	11,00	11,00

Tableau.VI.9. Résultats de ferrailage vertical des voiles: (e = 20 cm).

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la base des voiles :**

La vérification de cisaillement se fait comme suite : (Article 7.7.2.RPA99).

$$\tau = \frac{1,4 \times V}{(b \times 0,90 \times L)} \dots \dots \tau_{lim} = \bar{\tau} = \min(0.20f_{c28}, 5Mpa) = 5Mpa .$$

Les résultants des vérifications sont donnés par le tableau suivant :

• **Suivant YY : (e = 20 cm)**

Les voiles	Vy1	Vy2	Vy3	Vy4	Vy5	Vy6
V (KN)	415,55	146,98	154,63	439,61	262,69	460,69
b(m)	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
L(m)	2,95	1,75	1,95	3,10	2,95	3,10
τ (MPa)	1,09	0,653	0,616	1,10	0,692	1,155
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$\tau \leq \bar{\tau}$	CV	CV	CV	CV	CV	CV

Tableau.VI.10. Vérification de la contrainte de cisaillement(e = 20cm).

b) Calcul de ferrailage horizontal :

D'après le BAEL :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{(\tau_u - \tau_0).b}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} \text{ Avec : } \alpha = 90^\circ$$

$$\tau_0 = 0.3f_{ij} \times K \quad ; \quad f_{ij} = \{f_{ij}; 3.3MPa\}$$

K=0 Pas de reprise de bétonnage.

Donc : $\tau_0 = 0,5 S_t \leq (1,5 \times e; 30cm)$

On adopte : $S_t = 20cm$.

D'après le RPA99, le pourcentage minimal exige pour la partie courante devoir être armée d'un carrelage d'armature en double nappe est :

- pour : $\tau \leq 0,025 f_{c28} = 0,625MPa \Rightarrow A_t = 0,0015b.L$
- pour : $\tau > 0,025 f_{c28} = 0,625MPa \Rightarrow A_t = 0,0025b.L$

Exemple de calcul:

Voile Vy1:

$V = 415,55KN \Rightarrow \tau_u = 1,09 MPa$

$$D'après le BAEL : A_{BAEL} = \frac{(\tau_u \cdot S_t) b}{0,9 \cdot (F_e / \gamma_s)} = \frac{1,09 \times 20 \times 20}{0,9 \cdot 400} = 1,21 cm^2 \Rightarrow A_t \geq 1,21 cm^2$$

Ferrailage minimal de le **RPA** :

On à : $\tau = 1,09MPa > 0,025 \cdot f_{c28} = 0,625MPa \Rightarrow A_t = 0,0025 \times 20 \times 2,95 = 14,75cm^2$.

$A_{RPA} = 14,75cm^2$ Alors : $A_t = \max (1,21 cm^2 ; 14,75cm^2) = 14,75cm^2$

$$A_t(ml/face) = \frac{14,75}{(2 \times 2,95)} = 2,5 cm^2/ml/face.$$

Soit : $A_{adopté}(ml/face) = 5T8 = 2,51 cm^2$

Les résultats de calcul des autres voiles sont résumés dans le tableau suivant :

Suivant YY :

Les voiles	Vy1	Vy2	Vy3	Vy4	Vy5	Vy6
$\tau(MPa)$	1,09	0,653	0,616	1,10	0,692	1,155
St(cm)	20	20	20	20	20	20
b(m)	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,2
$A_{BAEL} (cm^2)$	1,21	0,725	0,684	1,22	0,768	1,283
$A_{RPA} (cm^2)$	14,75	8,75	9,75	15,5	14,75	15,5
$A_t (cm^2/ml/fac)$	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
$A_{adopt}(cm^2/ml /face)$	5HA8=2,51	5HA8=2,51	5HA8=2,51	5HA8=2,51	5HA8=2,51	5HA8=2,51

Tableau.VI.11 Résultats de ferrailage horizontal (e = 20 cm)

Suivant XX :

VOILE	V _{X1}	V _{X2}	V _{X3}	V _{X4}
L(m)	3,05	3,40	0,75	3,05
b(m)	0,20	0,20	0,20	0,20
I(m ⁴)	0,472	0,655	0,007	0,472
S (m ²)	0,61	0,68	0,15	0,61
Y(m)	1,525	1,70	0,375	1,525
M(KN,m)	5089,826	5821,10	535,646	4708,19
N(KN)	3389,76	3423,08	2556,26	3540,78
σ _b (KN/m ²)	-10887,8	-10074,257	11653,588	-9407,285
σ _a (KN/m ²)	22001,86	20142,139	45737,054	21016,40
N S	SPC	SPC	SEC	SPC
Lt(m)	1,01	1,13	0,15	0,94
T(KN)	1099,66	1138,39	-	884,284
AS _{cal} (cm ²) ml/face	1,36	1,25	-	1,75
AS _{Rpa} (cm ²) ml/face	2	2	2	2
A _{min} (cm ²) ml/face	4,529	3,01	7,5	4,86
As=Max (Ascl,ASrpa,Asmin)	4,529	3,01	7,5	4,86
A _v t=2*av*L	27,626	20,46	11,25	29,13
St _{courant} (cm)	28	30	18	28
St _{about} (cm)	14	15	9	14
Choix des barres	13T12	12T12	5T12	13T12
A _v adopté(cm ² /face)	14,70	13,57	5,65	14,70

Tableau.VI.12. Résultats de ferrailage.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la base des voiles :**

La vérification de cisaillement se fait comme suite : (Article 7.7.2.RPA99).

$$\tau = \frac{1,4 \times V}{(b \times 0,90 \times L)} \dots \dots \tau_{lim} = \bar{\tau} = \min(0,20f_{c28}, 5Mpa) = 5Mpa .$$

Les résultants des vérifications sont donnés par le tableau suivant :

Suivant XX :

Les voiles	V _{x1}	V _{x2}	V _{x3}	V _{x4}
V (KN)	507,74	483,09	103,68	355,18
b(m)	0,20	0,20	0,20	0,20
L(m)	3,05	3,40	0,75	3,05
τ (MPA)	1,29	1,10	1,07	0,90
$\bar{\tau}$ (MPA)	5	5	5	5
$\tau \leq \bar{\tau}$	CV	CV	CV	CV

Tableau.VI.13. Vérification de la contrainte de cisaillement.

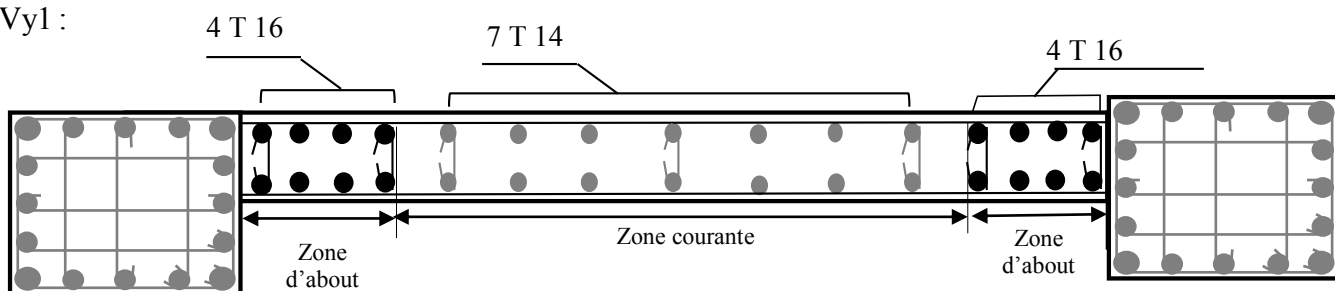
Calcul de ferrailage horizontal :

Suivant XX :

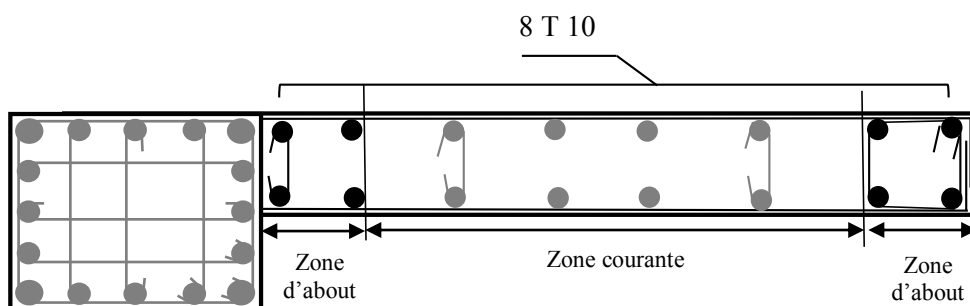
Les voiles	V _{y1}	V _{y2}	V _{y3}	V _{y4}
τ (MPA)	1,29	1,10	1,07	0,90
St(cm)	20	20	20	20
b(m)	0,20	0,20	0,20	0,20
A_{BAEL} (cm ²)	1,43	1,22	1,18	1,00
ARPA (cm ²)	15,25	17	3,75	15,25
At (cm ² /ml/fac)	2,5	2,5	2,5	2,5
Aadopt(cm ² / ml /face)	5HA8=2,51	5HA8=2,51	5HA8=2,51	5HA8=2,51

Tableau.VI.14 Résultats de ferrailage horizontal (e = 20 cm)

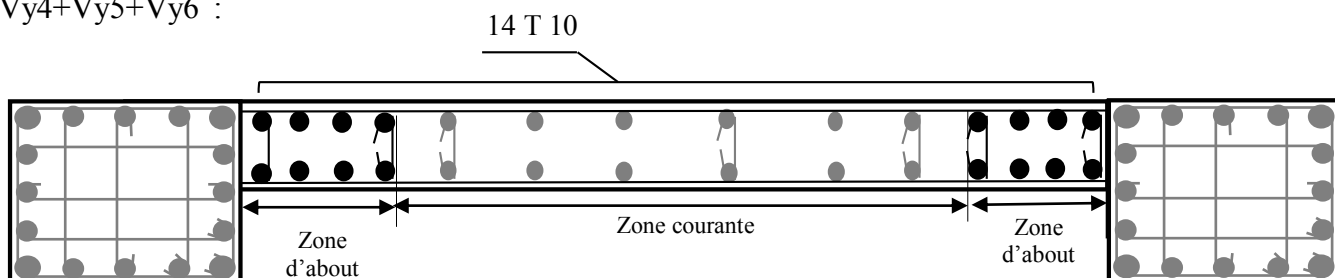
Vy1 :



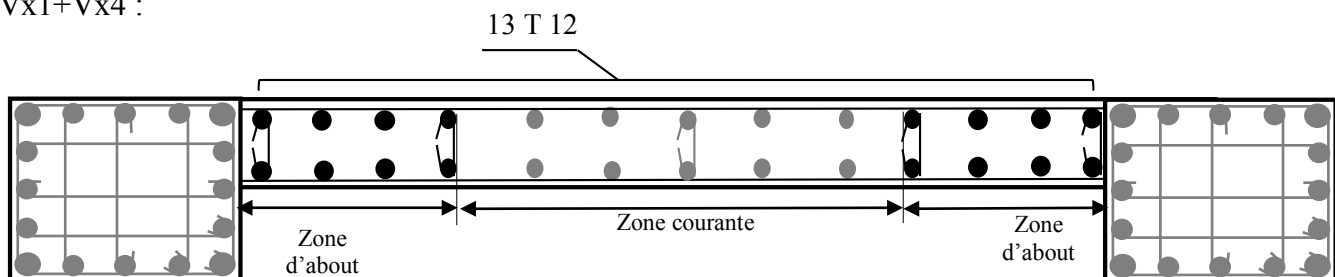
Vy2+Vy3 :



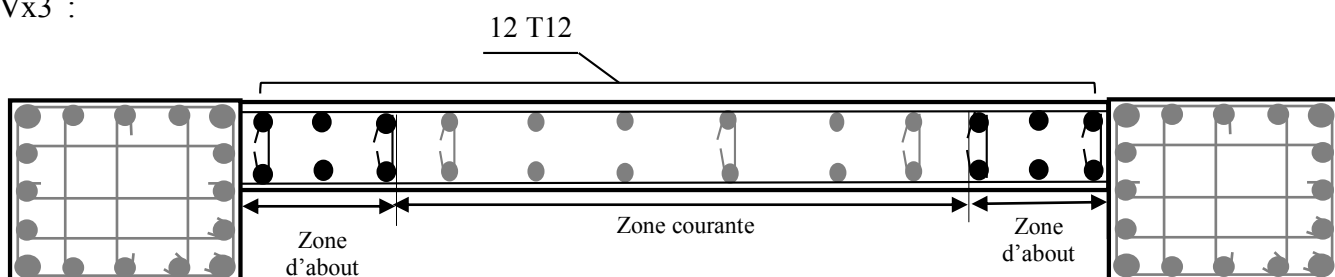
Vy4+Vy5+Vy6 :



Vx1+Vx4 :



Vx3 :



Vx3 :

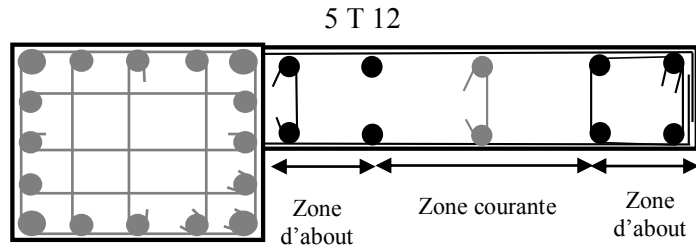


Figure.VI.4. Schéma de Ferrailage des voiles .

VI.3.4. Calcul des linteaux :

Dans le cas d'un voile avec ouverture, on constate une concentration de contraintes autour de cette ouverture de ce fait, on procède au renforcement de cette partie en disposant d'un linteau.

VI.3.4.1 Introduction :

Les linteaux sont des poutres courtes ou longues selon la valeur de leur élancement (λ_g), encastées aux extrémités, reliant les deux trumeaux de voile et ayant des nœuds rigides. Les déformations dans les linteaux créent des prolongements, de ce fait la portée du linteau présente des difficultés dans le calcul (la majoration de (T) de 40% peut être justifiée à la limite.

Le calcul de ferrailage du linteau se fait comme il est indiqué en art 7.7.3 RPA 99.

Dans le calcul du ferrailage du linteau, l'effort tranchant (V_u), doit être majoré de 40 %.

VI.3.4.2. Exemple de calcul :

❖ Linteau :

-Les caractéristiques géométriques de linteau :

$$h = 86 \text{ cm}, b = 20 \text{ cm}, L = 1,20 \text{ m}$$

-Déterminations des sollicitations:

D'après le fichier des résultants du logiciel « ETABS » On a :

$$\text{Soit : } V_u = 345,12 \text{ KN.}$$

$$V = 1,4 V_u.$$

$$\bar{V} = 1,4 \times 345,12 = 483,168 \text{ KN.}$$

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après RPA/99, on a :

$$\tau_b = \frac{V}{b \cdot d} ; d = 0,9 h = 0,9 \times 0,86 = 0,774 \text{ m.}$$

$$\tau_b = \frac{483,168 \times 10^3}{200 \times 774} = 3,12 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_b = 3,12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa.}$$

la condition est vérifiée ; donc pas de risque de cisaillement.

b) calcul du ferrailage :

$$\bar{\tau} = 0,06 \times 25 = 1,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_b = 3,12 \text{ MPa} > 1,5 \text{ MPa} ; \text{ donc on devra disposer :}$$

- Des aciers longitudinaux (A_L, A_L') de flexion.
- Des aciers transversaux (A_t).
- Des aciers en partie courante (A_c).
- Des aciers diagonaux (A_d).

→ **Calcul de (A_l) :**

$$\tau_b = 3,12 \text{ MPa} > 1,5 \text{ MPa.}$$

Section minimale exigée par le RPA99 : (A_L, A_L') $\geq 0,0015 \cdot b \cdot h$

$$(A_l, A_l') \geq 0,0015 \times 20 \times 86 = \mathbf{2,58 \text{ cm}^2}.$$

$$A_l = A_l' = \mathbf{4T12 = 4,52 \text{ cm}^2}.$$

→ **Calcul de (A_t) :**

Condition minimale du RPA 99(art4.3.2.2.B) :

$$\tau_b \leq 0,025 f_{c28} \dots\dots\dots At \geq 0,0015 \cdot b \cdot St$$

$$\tau_b > 0,025 f_{c28} \dots\dots\dots At > 0,0025 \cdot b \cdot St$$

St : espacement des armatures transversales.

$$\tau_b = 3,12 > 0,025 f_{c28} = \mathbf{0,625 \text{ MPa.}}$$

$$A_t \geq 0,0025 \times 20 \times 20 = \mathbf{1,00 \text{ cm}^2} .$$

→ **Calcul de (A_c) :** $A_c \geq 0,002 \cdot b \cdot h$

$$A_c \geq 0,002 \times 20 \times 86 = \mathbf{3,44 \text{ cm}^2}$$

On prend :

$$A_c = 2(3T10) = 2(2,36) = 4,72 \text{ cm}^2.$$

→ Calcul de (A_d) :

$$A_d = V / (2f_e \cdot \sin \alpha)$$

$$\tau_b = 3,12 > 1,5 \text{ MPa.}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{h-2d'}{1} = \frac{0,86-2 \times 0,086}{1,20} = 0,57 \dots\dots\dots \alpha = 29,82^\circ$$

$$A_d = (345,12 \times 10^3 / 2 \cdot 400 \cdot \sin 29,82) = 8,67 \text{ cm}^2$$

$$\tau_b = 3,12 > 0,06 f_c 28 = 1,5 \text{ MPa}$$

Section minimale du RPA / 99 :

$$A_d > 0,0015 \cdot b \cdot h = 0,0015 \times 20 \times 86 = 2,58 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_d = \max (A_{d \text{ calculée}}, A_{d \text{ RPA}}) = \max (8,67 ; 2,58)$$

$$A_d = 8,67 \text{ cm}^2$$

Choix des Barres d'aciers:

Le ferrailage final du linteau se résume comme suite :

- $A_l = A_l' = 2,58, \text{ cm}^2$; soit: $A_S (4 \Phi 10) = 3,14 \text{ cm}^2$.
- $A_t = 1,00 \text{ cm}^2$; soit : $A_S (3\Phi 8) = 1,51 \text{ cm}^2$.
- $A_c = 3,44 \text{ cm}^2$; soit : $A_S 2(3\Phi 10) = 4,71 \text{ cm}^2$.
- $A_d = 8,67 \text{ cm}^2$; soit : $A_S (8\Phi 12) = 9,05 \text{ cm}^2$.

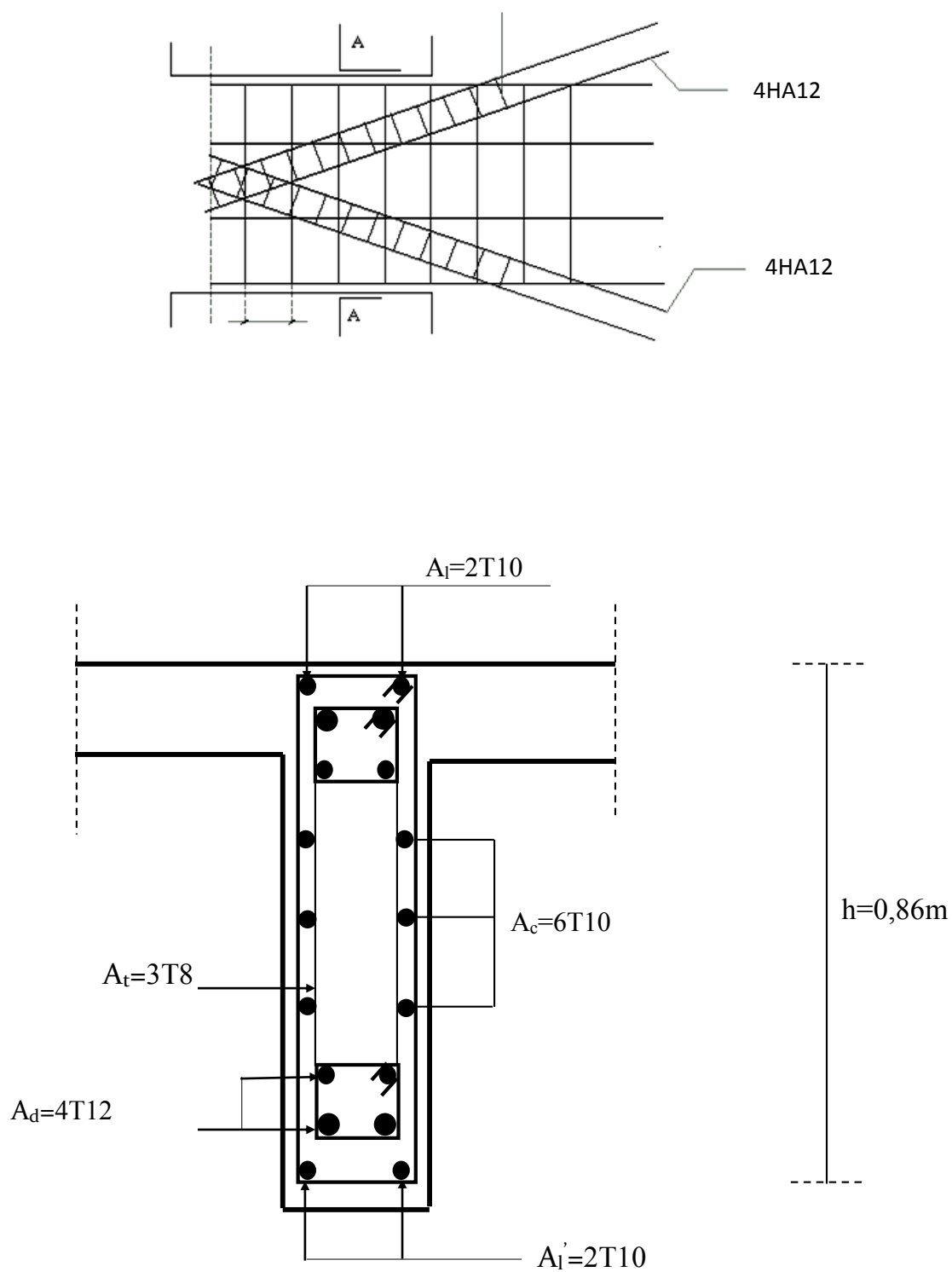


Figure.VI.5. Ferrailage de linteau.

Chapitre 7:

Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction :

- ✓ Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles ...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).
- ✓ La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques des sols.
- ✓ Le choix du type de fondation dépend de :
 - Le type d'ouvrage à construire.
 - La nature et l'homogénéité du bon sol.
 - La capacité portante du terrain de fondation.
 - La raison économique.
 - La facilité de réalisation.

VII.2. Choix du type de fondations :

- ✓ Avec une capacité portante du sol égale à **3 bars**, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :
 - semelle isolée.
 - Semelles filantes.
 - Radier général.
- ✓ Nous proposons en premier lieu des semelles isolées sous poteaux, et semelles filantes sous mur (voile) 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
- ✓ ($S_{\text{semelles}} / S_{\text{bâtiment}} < 50\%$).
- ✓ La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

- Avec : $N_{\text{ser}} = G + Q$
- $\sigma_{\text{sol}} = 3 \text{ bars} = 300 \text{ KN/m}^2$.

VII.2.1. Calcul des surfaces nécessaires pour les semelles :

- S_{bat} : Surface total du bâtiment = 490,06 m²
- les surfaces des semelles : d'après l'ETABS.
- les surfaces des semelles des Poteaux :

Semelles	N _{ser} (KN)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (bar)	S=N/ $\bar{\sigma}_{sol}$ (m ²)	Semelles	N _{ser} (KN)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (bar)	S=N/ $\bar{\sigma}_{sol}$ (m ²)
1	1032,64	3	3.44	25	1216,83	3	4.05
2	1123,37	3	3.74	26	1251,04	3	4.17
3	2015,52	3	6.71	27	1281,85	3	4.27
4	1487,30	3	4.95	28	1255,94	3	4.18
5	1878,22	3	6.26	29	1720,29	3	5.73
6	1077,07	3	3.59	30	908,17	3	3.02
7	1099,32	3	3.66	31	981,21	3	3.27
8	1043,41	3	3.47	32	1214,62	3	4.04
9	1345,17	3	4.48	33	1803,94	3	6.01
10	1864,35	3	6.21	34	1311,17	3	4.37
11	1497,26	3	4.99	35	1044,65	3	3.48
12	1939,40	3	6.46	36	1348,87	3	4.49
13	1324,66	3	4.41	37	1840,65	3	6.13
14	1102,52	3	3.67	38	1303,27	3	4.34
15	1260,52	3	4.2	39	1650,77	3	5.50
16	1722,05	3	5.74	40	1310,72	3	4.36
17	921,29	3	3.07	41	1101,54	3	3.67
18	993,71	3	3.31	42	1024,25	3	3.41
19	1231,87	3	4.10	43	1118,98	3	3.72
20	1810,07	3	6.03	44	1982,42	3	6.60
21	1320,27	3	4.40	45	1278,4	3	4.26
22	1194,66	3	3.98	46	1551,60	3	5.17
23	1280,21	3	4.26	47	1052,00	3	3.50

24	901,49	3	3.00	48	1079,74	3	3.59
N_{TOT}=64099.27KN S_{SEM TOT}=213.43m².							

Tableau.VII.1. Surfaces revenantes aux semelles (Poteaux)

- la surface des semelles filantes des voiles :

Voiles		N _{ser} (KN)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (bar)	S=N/ $\bar{\sigma}_{sol}$ (m ²)
Transversales	V1	2176,03	3	7.25
	V2	1514,40	3	5.04
	V3	1518,88	3	5.06
	V4	2196,55	3	7.32
	V5	1354,89	3	4.51
	V6	1380,2	3	4.6
	V7	2531,23	3	8.43
	V8	2549,2	3	8.49
	V9	2575,72	3	8.85
	V10	2977,91	3	9.92
	V11	1883,53	3	6.27
	V12	1897,20	3	6.32
	V13	1436,86	3	4.78
	V14	1438,08	3	4.94
	V15	2063,84	3	6.87
	V16	2448,46	3	8.16
	V17	1450,58	3	4.83
	V18	2070,98	3	6.9
Longitudinales	V1	2213,14	3	7.37
	V2	2234,07	3	7.44
	V3	2159,37	3	7.19

	V4	580,98	3	1.93
	V5	705,08	3	2.35
	V6	2540,68	3	8.46
	V7	2600,27	3	8.66
	V8	2130,45	3	7.10
	V9	573,82	3	1.91
	V10	695	3	2.31
	V11	2200,1	3	7.33
	V12	2188,21	3	7.29
Somme		56285.71KN		177.05m ²

Tableau.VII.2. Surfaces revenantes aux semelles (voiles)

$$S_{TOT}=213.43+177.05= 390.48 \text{ m}^2.$$

$$\text{On a } S_{TOT}/S_{BAT}=390.48 / 490,06 =0.84\dots\dots\dots 84\%>50\%$$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposer un radier général comme fondation.

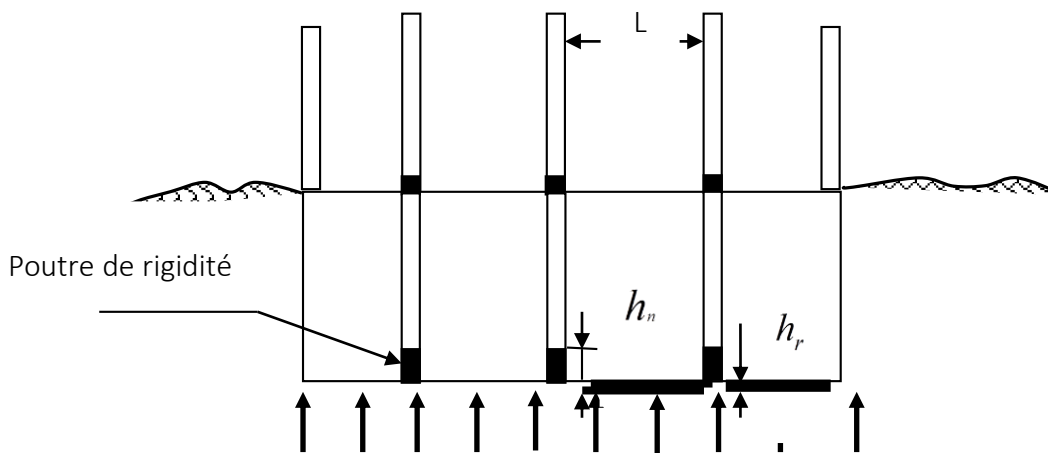


Figure.VII.1. Schéma du radier.

VII.3. Etude du Radier :

VII.3.1. Pré dimensionnement du radier :

a) Nervure :

- **Condition forfaitaire :** $h_r \geq \frac{L_{\max}}{10}$

$L_{\max} = 3.90$ m d'où: $h_r \geq 39$ cm..... On prend: $h_r = 50$ cm.

- **Condition de la longueur élastique :**

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \text{ telque } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}} \text{ avec } K=40000 \text{ KN/m}^3; E=3.21 \cdot 10^7 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{D'où: } hn \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{\max}^4}{E\pi^4}} = 52.21 \text{ cm} \quad ; \text{ On adopte } hn=80 \text{ m. et } b=60 \text{ cm.}$$

b) L'épaisseur de la dalle :

- **condition forfaitaire :** $h \geq L_{\max}/20$.

Telle que : $L_x = 3.90$ m. Donc on a : $h \geq 19.5$ cm.

On choisit $h_r=50$ cm.

- **Condition de résistance au cisaillement :** D'après le règlement A5.1.2.1 de C.B.A 93, la contrainte de cisaillement du radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0,15 f_{cj} / \gamma_b$$

Où : V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

$$\text{Avec : } V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2}$$

L_{\max} : la plus grande portée de la dalle = 3.9 m.

On a: $N_u = 143602.94$ KN

$$\text{Avec : } V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} \Rightarrow q_u = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{\text{rad}}} = \frac{14360294 \times 1}{490,06} \Rightarrow q = 293.03 \text{ KN/ml}$$

$$V_u = \frac{293.03 \times 3.9}{2} = 571.41 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{571.41}{1 \times 0,9 \times 0,6 \times 10^3} = 1.05 \text{ MPA. Avec : } \bar{\tau} = \frac{0.15}{1.5} \times 25 = 2.5 \text{ MPA..... CV}$$

c) Calcul du D (débordement) :

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2, 30\text{cm}) = 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Soit: } D=35\text{cm}$$

$$D' \text{ où: } S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + D \times P = 490.06 + 0.35 \times 88.6 = 521.07\text{m}^2$$

Alors la surface du radier est $S_{\text{rad}} = 521.07\text{m}^2$.

VII.3.2. Le choix final :

Afin de répondre aux trois conditions citées auparavant nous avons opté pour un radier nervuré d'une épaisseur de 50cm, avec des nervures d'une hauteur $h = 80$ cm. Les nervures seront disposées dans les deux sens afin de donner une rigidité uniforme au radier.

VII.3.3. Vérification du radier**- Vérification au poinçonnement (1.35G + 1.5Q) :****➤ Sous poteau**

On a le poteau le plus sollicité :

$$N_u = 2778,19 \text{ KN}$$

$$\text{On doit vérifier que : } \left(N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

μ_c : Le périmètre de la surface d'impact avec le sol.

$$\mu_c : \text{périmètre du contour cisailé} = 2(a + b + 2 \cdot h_n) = 2(0.6 + 0.6 + 2 \cdot 0.80) = 5.6\text{m}.$$

a, b : dimension de poteaux.

$$\text{Donc : } 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 5.6 \times 0.8 \times 25 \times \frac{10^3}{1,5} = 3360 \text{ KN}$$

$$\text{Alors : } N_u = 2778,19 < 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3360 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ Sous voile : (Le voile N° V10U)

On a le voile le plus sollicité.

$$N_u = 4090.94 \text{ KN}$$

Paramètre linéaire, on a :

$$\text{On a: } a = 295 \text{ cm} \Rightarrow A = a + h_0 = 295 + 80 = 375\text{cm}$$

$$b = 20 \text{ cm} \Rightarrow B = b + h_0 = 20 + 80 = 100\text{cm}$$

$$\mu_c = 2 \cdot (A + B) = 950 \text{ cm} = 9.5\text{m} :$$

$$\text{Donc: } N_u = 4090.94 \text{ KN} < 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 5700 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc : il n'y a pas de risque de poinçonnement.

VII.3.4. Caractéristiques géométriques du radier :

- Centre de masses du bâtiment (superstructure) :

$$X_m = 11.308 \text{ cm} \quad ; \quad Y_m = 10.373 \text{ cm.}$$

Les inerties du radier sont calculées par SOCETEC on obtient la figure ci après :

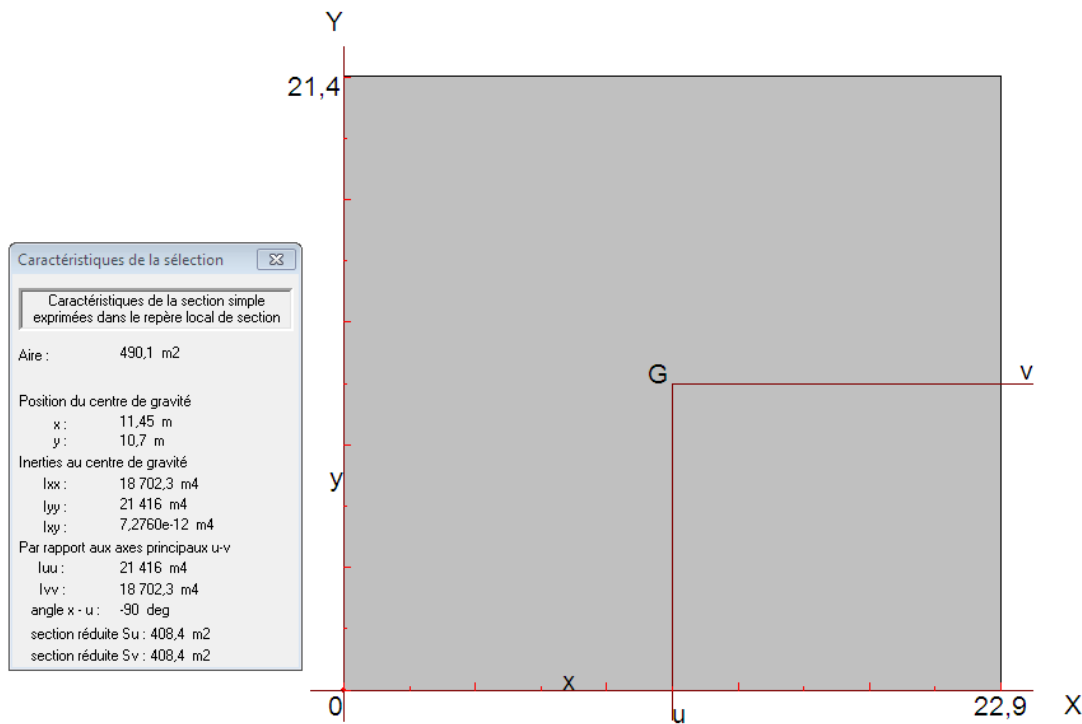


Figure.VII.2.Schéma du radier.

Les inerties/X : $I_{X \text{ TOT}} = 18702.3 \text{ m}^4$

Les inerties/Y : $I_{Y \text{ TOT}} = 21416 \text{ m}^4$.

$$\begin{cases} X_G = 11,45 \text{ m} \\ Y_G = 10.7 \text{ m} \end{cases}$$

➤ **Calcul de l'excentricité :**

- Centre de gravité du radier (infrastructure) :

- Centre des masses du bâtiment (superstructure) : $\begin{cases} X_G = 11.308 \text{ m} \\ Y_G = 10.373 \text{ m} \end{cases}$

Donc: les valeurs de l'excentricité dans les valeurs suivants :

$$\begin{cases} e_x = 0,142 \text{ m.} \\ e_y = 0,327 \text{ m.} \end{cases}$$

Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celles relatives au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

VII.3.5. Vérification de la stabilité du radier :

a) Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

Donc il faut vérifier : $\sigma = N/S_{RAD} \leq \sigma_{ADM}$

$N_{RAD} = S_{Total} \times hr \times 25 = 390.48 \times 0,50 \times 25 = 4881 \text{ KN.}$

- $N_T = (N \text{ radier} + N \text{ bâtiment}) = 4881 + 113904.41 = 118785.41 \text{ KN.}$
 $N_T = 118785.41 \text{ KN} \dots\dots\dots N_T/S_{RAD} = 227.96 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{ADM} = 300 \text{ KN/m}^2 \dots CV.$

b) Vérification de la stabilité du radier :

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement, sous cet effet les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de tractions (soulèvement), sous la combinaison (0,8G ± E).
- Aux contraintes de compression maximale sous (G+Q±E).

Les contraintes sous le Radier sont données par

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I_x} y_G \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I_y} x_G$$

$$\sigma_m = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4} < 1.5\bar{\sigma}_s$$

✓ **Vérification soulèvement sous (0.8G ± E) :**

Les résultats seront affichés dans le tableau suivant :

	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	$\bar{\sigma}_s$ (KN/m ²)	Observation
(0.8G ± E _x)	80578.09	196359.165	260.36	-95.879	219.23	300	vérifier
(0.8G ± E _y)	80125.29	152942.759	240.27	66.26	169.76	300	Vérifier

Tableau.VII.3 : Vérifications de soulèvement

✓ **Vérification de la compression sous (G+Q+E):**

Les résultats seront affichés dans le tableau suivant :

	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	$1,5 \bar{\sigma}_s$ (KN/m ²)	Observation
(G+Q+E _x)	117497.04	217687.034	350.03	100.95	287.76	450	Vérifier
(G+Q+E _y)	117044.77	146595.410	308.49	140.75	266.55	450	Vérifier

Tableau.VII.4. Vérifications de la compression

✓ **Vérification de la stabilité au renversement :**

D'après les **RPA99/Version2003 (art 10.1.5)** le radier reste stable si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme.

N : Charge verticale permanente.

Nous présentons dans le tableau suivant les résultats pour toutes les combinaisons considérées.

	N (KN)	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)	e _x (m)	e _y (m)	$\frac{L_x}{4}$ (m)	$\frac{L_y}{4}$ (m)	Obs.
(0.8G ± E)	80578.09	196359.165	152942.759	2.43	1.89	5.725	5.35	Vérifiée

Tableau.VII.5. Vérification de la stabilité au renversement

Alors : toutes les conditions de stabilité sont vérifiées pour les deux combinaisons.

VII.3.6.Ferraillage du radier :

VII.3.6.1. Dalle de radier :

a) Les combinaisons de charges :

- **ELU**: $q_u = 1,35 \times (G_{\text{rad}}/S_{\text{rad}} - \sigma_s) = 1,35 \times (9.36 - 300) = 392.36 \text{ KN/m}^2$.
- **ELS**: $q_{\text{ser}} = G_{\text{rad}}/S_{\text{rad}} - \sigma_s = 9.36 - 300 = 290,64 \text{ KN/m}^2$.

b) Ferraillage de panneau le plus sollicité :

On a pour le panneau le plus sollicité : $L_x = 3.10 \text{ m}$, $L_y = 3.40 \text{ m}$,

$\alpha = L_x / L_y$.

$\alpha = 0.86$ (la dalle porte dans les deux sens).

calcul des moments isostatiques :

$M_{ox} = \mu_x \times q \times l_x^2$: moment dans le sens de la petite portée.

$M_{oy} = \mu_y \times M_x$: moment dans le sens de la grande portée.

Avec Les coefficients μ_y et μ_x sont donné par règles BAEL91: $\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 1/8(1 + 2,4 \alpha^3) \\ \mu_y = \alpha^3(1,9 - 0,9\alpha) \end{array} \right.$

ELU :

Panneau	$L_x(m)$	$L_y(m)$	α	Q_u	μ_x	μ_y	$M_{ox} (KN.m)$	$M_{oy} (KN.m)$
3.10 × 3.40	3.10	3.40	0,86	392.36	0.049	0.716	187.75	134.3932

Tableau.VII.6. Moments due au radier à l'ELU.

ELS :

Panneau	$L_x(m)$	$L_y(m)$	α	Q_{ser}	μ_x	μ_y	$M_{ox} (KN.m)$	$M_{oy} (KN.m)$
3.10 × 3.40	3.10	3.40	0,86	290,64	0,049	0,716	136.85	97.99

Tableau.VII.7. Moments à l'ELS.

Calcul des sections d'armatures : Pour un panneau intermédiaire :

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0,75.M_x$; $M_{ty} = 0,85.M_y$)
- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,5.M_x$; $M_{ay} = 0,5.M_y$)

-Calcul de ferrailage :

Pour les calculs on utilise les formules suivant :

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}, \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}), Z = d(1 - 0.4\alpha), A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

$$A_{smin} = \frac{0,23.b.d.ft28}{f_e} S_{t(x)} \leq \min\{3h_0, 33cm\}, S_{t(y)} \leq \min\{4h_0, 45cm\}, S_{t(a)} \leq 33cm .$$

Les résultats sont dans le tableau suivant:

ELU	sens (x-x)		sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
$M_0 (Kn,m)$	187.75		134.3932	

Tableau.VII.8. Ferrailage à l'ELU.

M _U (Kn,m)	93.88	140.81	67.195	114.23
b(cm)	100.000	100.000	100.000	100.000
h(cm)	50.000	50.000	50.000	50.000
d (cm)	47,00	47,00	47,00	47,00
F _{su} (Mpa)	348.000	348.000	348.000	348.000
F _{bu} (Mpa)	14.200	14.200	14.200	14.200
μ _u	0.02992	0.04488	0.02142	0.0364
α	0.03797	0.0574	0.02706	0.04635
Z (cm)	46.286	45.95	46.49	46.12
As (cm ²)	5.82	8.70	4.15	7.11
As min (cm ²)	5.67	5.67	5.67	5.67
Chois des barres	5HA14	5HA16	5HA14	5HA14
As adopté (cm ²)	7.70	10.05	7.70	7.70
S _t (cm)	20	20	20	20
S _t max (cm)	33	33	33	45
S _t <S _t max	C V	C V	C V	C V

Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que: $\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$ **On a :** $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Position de l'axe neutre :

$b y^2 + 30 \cdot A_s \cdot y - 30 \cdot d \cdot A_s = 0$

Calcul du moment d'inertie de la section homogène(I)

$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 \dots\dots\dots\text{BAEL 91}$

Contrainte du béton à la compression : $\sigma_{bc} = \frac{M_{\max}}{I} y$

Contrainte d'acier à la traction :

La fissuration est très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_{e,90} \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 164,97 \text{ MPa}$$

Vérification des contraintes des armatures tendues :

$$\sigma_s = \eta.K(d - y); \eta = 15, K = \frac{M_{ser}}{I}$$

	sens (x-x)		sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M _o (KN.m)	136.85		97.99	
M _s (KN.m)	68.425	102.637	48.995	83.29
A _{st} (cm)	7.70	10.05	7.70	7.70
Y (cm)	9.32	10.49	9.32	9.32
I (cm ⁴)	190970.12	239424.1	190970.12	190970.12
K(N/mm ³)	0.0358	0.04286	0.0256	0.0436
σ _{bc} (MPa)	3.33	4.49	2.39	4.06
σ _{bc} ⁻ (MPa)	15	15	15	15
σ _{st} (MPa)	202.34	234.72	144.69	246.42
σ _{st} ⁻ (MPa)	164,97	164,97	164,97	164,97
σ _{bc} ≤ σ _{bc} ⁻	Vérifier	Vérifier	Vérifier	vérifier
σ _{st} ≤ σ _{st} ⁻	Non vérifier	Non vérifier	Vérifier	Non vérifier

Tableau.VII.9. Vérification des contraintes à l'ELS.

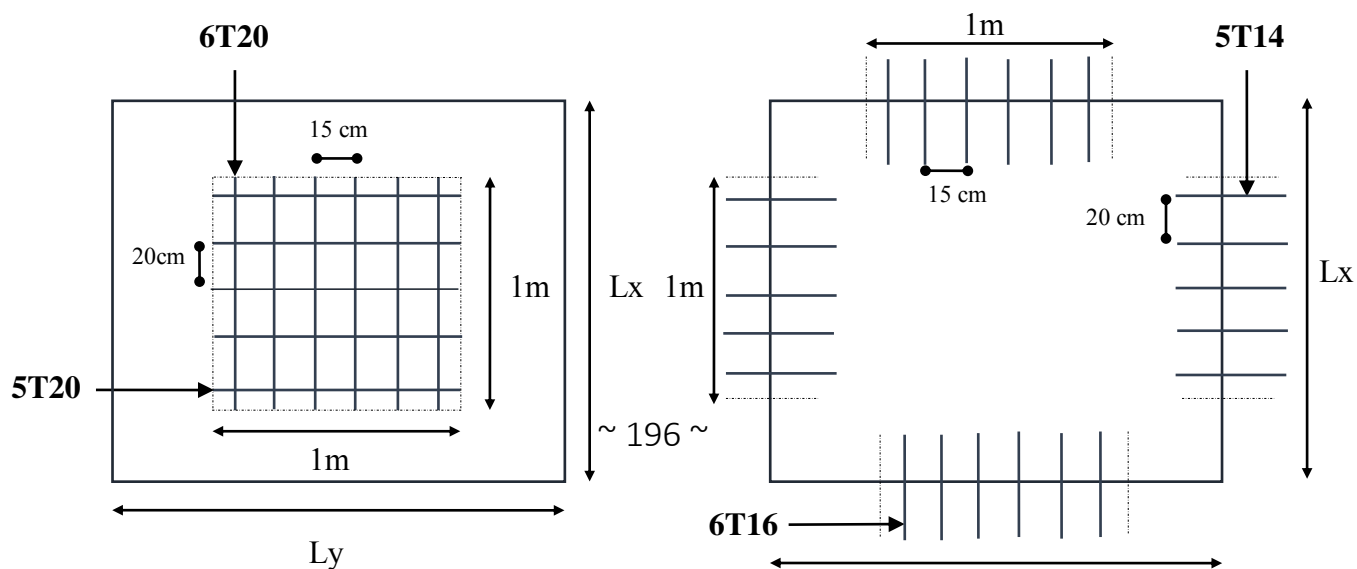
Les contraintes dans l'acier n'est pas vérifiées il faut calcules les armatures a l'ELS.

❖ Calcul des armatures a l'ELS :

ELS	sens (x-x)		sens (y-y)
	Appuis	Travée	Travée
M0 (KN.m)	136.85		97.99
M ser (KN.m)	68.425	102.637	83.29
b (cm)	100	100	100
h (cm)	50	50	50
d (cm)	47	47	47
$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	164,97	164,97	164,97
$\bar{\sigma}_{bc}$	15	15	15
α	0.5769	0.5769	0.5769
Zb(cm)	37.9619	37.9619	37.9619
As	10.92	16.83	15.64
Chois des barres	6HA16	6HA20	5HA20
As adopté (cm ²)	12.06	18.85	15.71
S _t max (cm)	33	33	33
S _t (cm)	15	15	20
S _t <S _t max	CV	CV	CV

Tableau.VII.10. Calcul de ferrailage à l'ELS.

❖ ferrailage du radier :



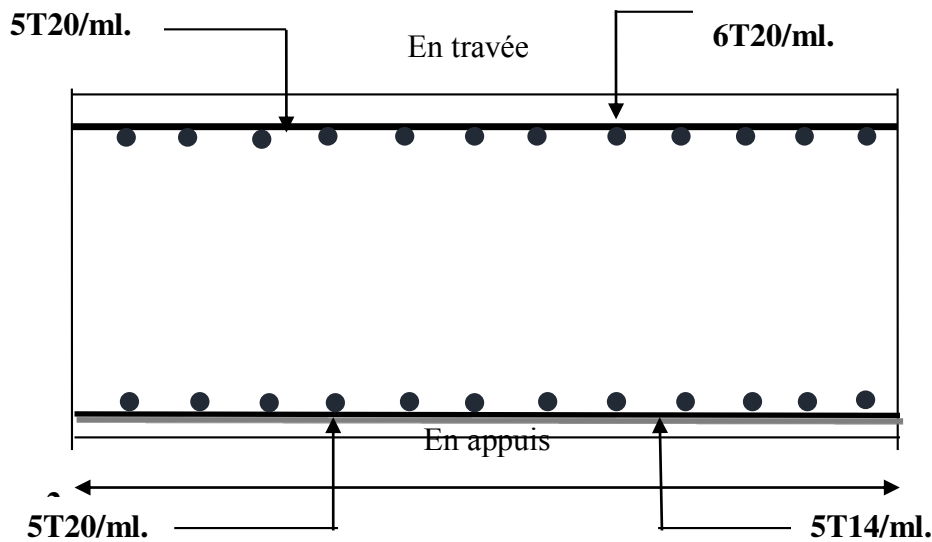


Figure.VII.3.Ferrailage du radier.

VII.3.6.2. Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L= 35\text{cm}$, le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1mètre avec : $h= 0,5\text{ m}$; $d= 47\text{cm}$

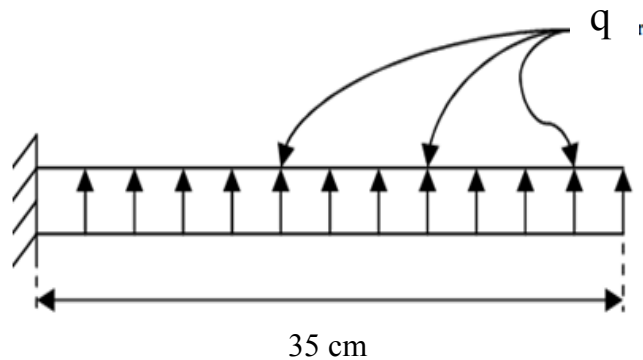


Figure.VII.4. Présentation schématique du débord.

La fissuration est très préjudiciable : $M_{\max} = \frac{q \cdot L^2}{2}$;

➤ **Calcul de Section en Flexion Simple :**

On utilise lé formules suivante pour déterminer le ferrailage :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \quad ; \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) \quad ; \quad A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \quad ; \quad \sigma_s = 348\text{MPa} \quad ; \quad AS = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Les résultants de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

ELU	
q _u (KN/m)	392.36
L (m)	0,35
M _u (KN.m)	24.03
b (cm)	100
d (cm)	47

μ	0.00766
α	0.00961
Z (cm)	46.81
A _s (cm ²)	1.47
A _{s min} (cm ²)	5.67
Choix des barres	4HA14
A _{s adop} (cm ²)	6.16

Tableau.VII.11. Ferrailage de débord de radier à l'ELU.

➤ Vérification à ELS

ELS	
q _s (KN/m)	290,64
L (m)	0,35
M _S (KN.m)	17.80
b (cm)	100
d (cm)	47
<i>A_{s adopté}</i> (cm ²)	6.16

<i>Yser(cm)</i>	8.44
<i>I_(cm^4)</i>	157427.506
<i>K(N/mm^3)</i>	0.0011306
<i>σ_{st} (MPa)</i>	164.97
<i>σ bc adm(Mpa)</i>	15
<i>σ_{st}(Mpa)</i>	6.53
<i>σ_{bc} (Mpa)</i>	0.59
<i>σ_{st} < σ_{st}</i>	CV
<i>σ_{bc} < 15</i>	CV

Tableau.VII.12. Calcul de ferrailage à l'ELS.

➤ Condition de non fragilité:

$$A_{s\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s\text{adop}} > A_{s\min} = 5.67 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Les résultats sont vérifiés donc on adopte le ferrailage de l'ELU.

➤ Les armatures de répartition :

$$A_{\text{rép}} = \frac{A_s}{4} A_r = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ on adopte : } 4\text{T}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 25 cm.

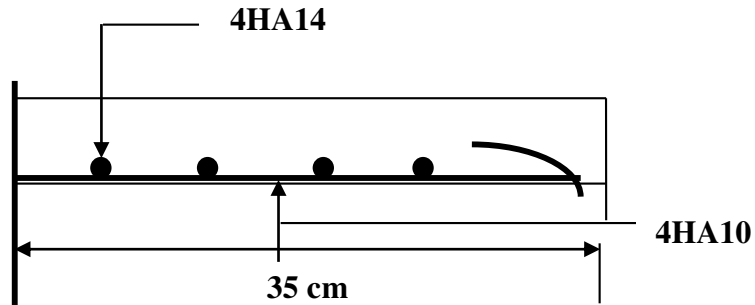


Figure.VII.5. Schéma de ferrailage du débord de radier.

VII.3.6.3.Ferrailage de la nervure :

➤ Diagrammes des sollicitations :

• ELU :

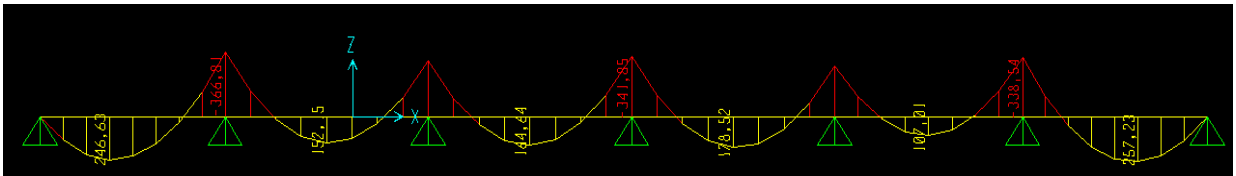


Figure.VII.6.Diagramme des moments fléchissant sens XX à ELU.

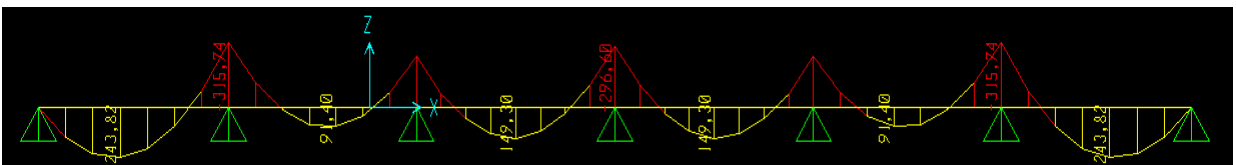


Figure.VII.7.Diagramme des moments fléchissant sens YY à ELU.

• ELS :

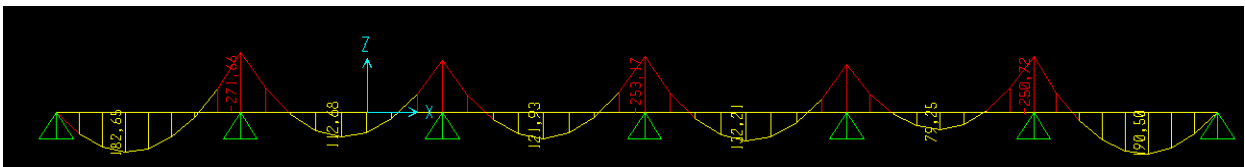


Figure.VII.8.Diagramme des moments fléchissant sens XX à ELS.

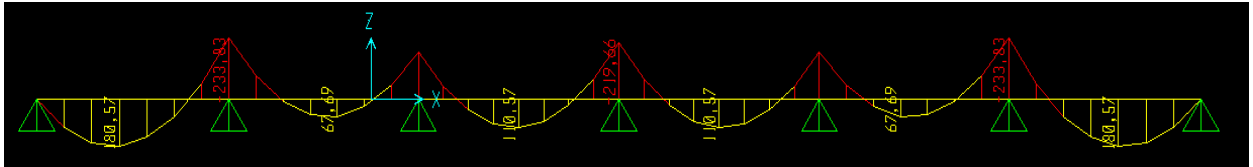


Figure.VII.9. Diagramme des moments fléchissant sens YY à ELS.

❖ **Ferraillage longitudinal :**

Pour le calcul on prend: $L_x = 3.10\text{ m}$, $L_y = 3.40\text{ m}$, et $(bxh) = (60 \times 80)\text{ cm}^2$.

- Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

• **ELU :**

ELU	Nervure la plus sollicité X		Nervure la plus sollicité Y	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
MU (Kn,m)	366.81	257.23	315.74	243.82
b(cm)	60,000	60,000	60,000	60,000
h(cm)	80,000	80,000	80,000	80,000
d (cm)	76	76	76	76
F_{su} (Mpa)	348,000	348,000	348,000	348,000
F_{bu} (Mpa)	14,200	14,200	14,200	14,200
μ_u	0.07453	0.0522	0.0641	0.0495
α	0.0969	0.06704	0.0828	0.0634
Z (cm)	73.05	73.76	73.48	74.07
A_s (cm ²)	14.42	10.02	12.34	9.45
A_s min (cm ²)	5.50	5.50	5.50	5.50
Chois des barres	4HA20+2HA16	6HA16	4HA16+2HA20	6HA16
A_s adopté (cm ²)	16.59	12,05	14.32	12.05

Tableau.VII.13. Ferraillage de nervure à l'ELU.

Vérification à l'ELS :

	sens (x-x)		sens (y-y)	
	Appuis	travée	Appuis	Travée
Ms (KN.m)	271.66	190.50	233.83	180.57
Ast (cm)	16.59	12,05	14.32	12.05
Y (cm)	24.94	21.10	23.10	21.10
I (cm⁴)	959038.1035	732660.9275	847626.288	732660.9275
K(N/mm3)	0.02832	0.02600	0.02758	0.02464
σ_{bc} (MPa)	7.06	5.48	6.37	5.2
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15
σ_{st} (MPa)	216.90	214.11	218.84	202.91
$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	164,97	164,97	164,97	164,97
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Vérifier	vérifier	Vérifier	Vérifier
$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	Non vérifier	Non vérifier	Non Vérifier	Non vérifier

Tableau.VII.14.Vérification des contraintes à l'ELS.

• ELS :

$$As = \frac{Ms}{Zb * \sigma_{st adm}}$$

$$Zb = d * \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)$$

$$\alpha = \frac{15 * \sigma_{bc}}{15 * \sigma_{bc} + \sigma_{st}}$$

ELS	Nervure la plus sollicité X		Nervure la plus sollicité Y	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M _{ser} (KN.m)	271.66	190.50	233.83	180.57
b(cm)	60	60	60	60
h(cm)	80	80	80	80

d (cm)	76	76	76	76
$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	164,97	164,97	164,97	164,97
α	0.57	0.57	0.57	0.57
Z _b (cm)	61.56	61.56	61.56	61.56
As (cm ²)	26.68	18.75	23.02	17.78
Chois des barres	6HA25	6HA20	4HA25+2HA16	6HA20
As adopté (cm ²)	29.45	18.85	23.66	18.85

Tableau.VII.15. Ferrailage de nervure à l'ELS.

❖ Les armatures de peau :

Les armatures de peau calculer par : $A_p = 0.1\% b \times h = \frac{0.1 \times 60 \times 80}{100} = 4.8 \text{ cm}^2$

On adopte au milieu de la section de nervure **4HA14**.

❖ Les armatures transversales :

➤ Espacement :

D'après L'RPA les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min(20; 30) = 20 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow S_t = 20 \text{ cm (Zone Nodale).}$$

$$\rightarrow S_t \leq \frac{h}{2} = 40 \text{ cm. On prend } S_t = 30 \text{ cm (Zone Courante).}$$

D'après le **C.B.A** l'espacement des armatures transversales ne doit pas dépasser les valeurs :

$$S_t \leq \min\{15\phi_1; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm}\}$$

ϕ_1 : Le plus petit diamètre d'armature longitudinale.

a: Le plus petit coté des dimensions.

$$S_t \leq \min\{15 \times 1,6; 40 \text{ cm}; 60 + 10 \text{ cm}\}; S_t \leq 24 \text{ cm.}$$

Donc on choisit :

- ✓ Dans les zones courantes : $S_t = 20 \text{ cm.}$
- ✓ Dans les zones nodales : $S_t = 15 \text{ cm.}$

Sens x :

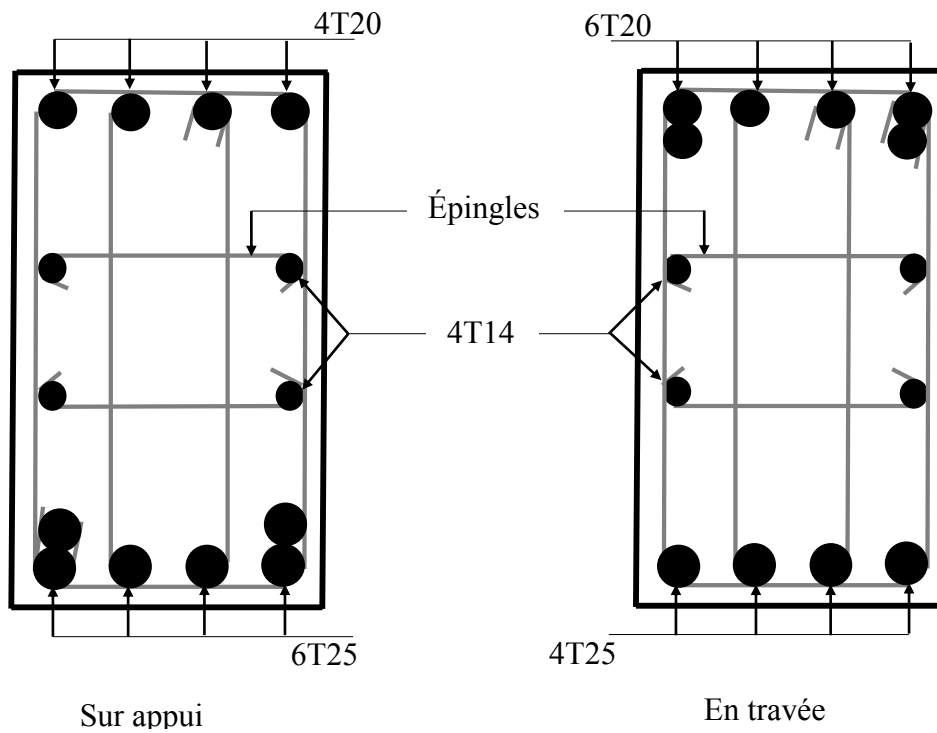


Figure.VII.10. Ferrailage de nervure sens X

Sens y :

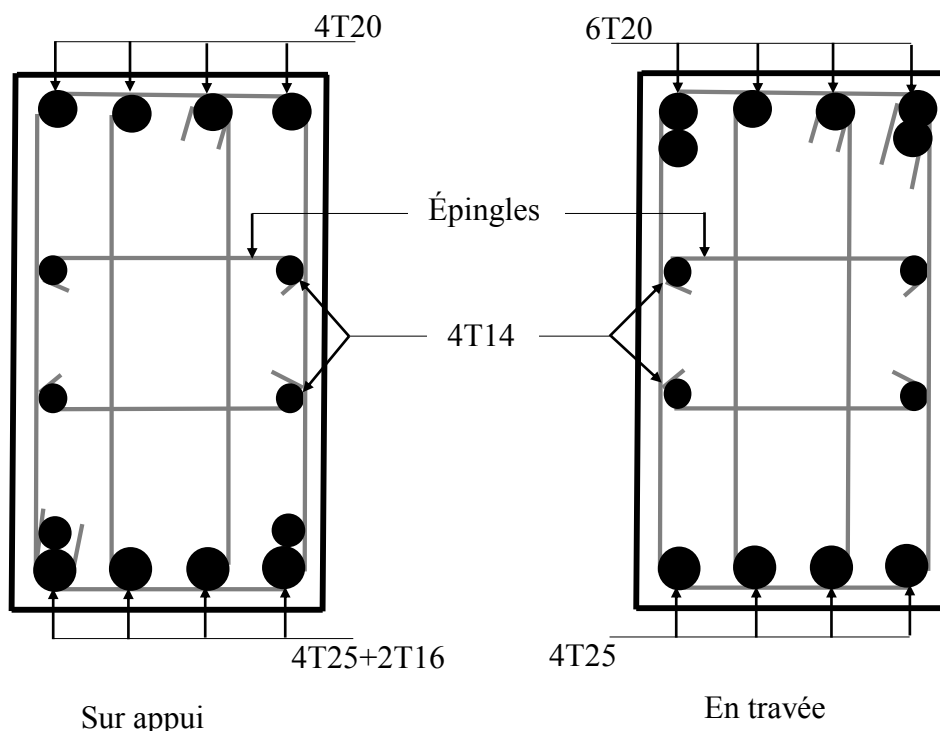


Figure.VII.11. Ferrailage de nervure sens Y

VII.4. Ferrailage des longrines :

Selon le RPA , les point d'appui dans le même bloc doivent être solidarisés par un réseau de longrines, ou tout dispositif équivalent tendent à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal

VII.4.1. Sens longitudinale : en adoptant (35*40) cm².

Les longrines sont soumises à la traction simple sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} > 20 \text{KN}, \text{ tel que :}$$

N : la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés (sous 1.35G+1.5Q).

$$N = 3385.03 \text{ KN.}$$

α : Coefficient en fonction de la zone sismique. Zone II, site meuble: α = 12

Donc, F = 282.085KN.

$$F = N/\alpha > 20 \text{KN} \dots\dots\dots 282.08 > 20 \text{ KN}$$

a) Calcul des armatures longitudinales :

$$A_s = F / (f_e / \gamma_s) = 8.10 \text{cm}^2.$$

- La section minimale :

$$A_{s \text{ min}} = 0.60\% \times b \cdot h = 0.60\% \times (40 \times 35) / 100 = 8,40 \text{ cm}^2 \dots\dots A_s > A_{s \text{ min}} \dots\dots \text{CV.}$$

- Le choix des barres:

$$A_s = 8.10 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{On adopte: } 6\text{HA}16 = 12.05 \text{ cm}^2.$$

b) Calcul des armatures transversales:

- Espacement minimal:

$$S_t \leq \text{Min} (20\text{cm}, 15 \times \phi_i) \dots\dots\dots S_t = 20 \text{ cm.}$$

- La section d'armature:

$$A_t \times f_e / (b \times S_t) \geq 0.40 \dots\dots\dots A_t \geq 0.70 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{On adopte } 2 \text{ T}8 = 1,01 \text{ cm}^2.$$

VII.4.2. Sens transversale : en adoptant (35*40) cm² ;

Les mêmes résultats de sens longitudinal.

Schéma de ferrailage des longrines : (35*40) cm².

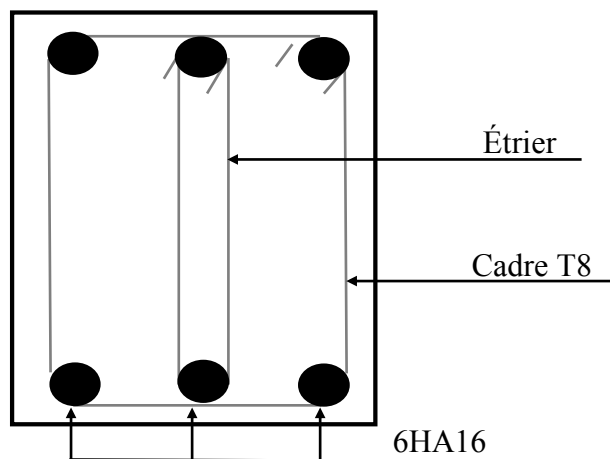


Figure.VII.12. Ferrailage des longrines : (35*40).

L'étude effectuée dans ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques étudiées pendant notre formation universitaire, et de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures. Lors de cette étude nous avons utilisé les hypothèses suivant des règlements tels que – RPA, CBA, BAEL –, après un calcul fastidieux pendant ce semestre, en essayant d'avoir un résultat acceptable, on dispose dans le complet :

- Un pré-dimensionnement bien fait de convenir les hypothèses et de savoir que ce sont des dimensions fiables, ensuite le ferrailage des éléments secondaires et de contreventements qui nous a accompli les reconnaissances théoriques et en pratique.
- Cette étude nous a permis aussi d'exploiter et de connaître les logiciels de calcul et de conceptions utilisés en génie civil tel que le sap et abs socotec, cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure par des logiciels « ETABS, SOCOTEC ». Alors que les résultats de l'étude dynamiques montrent la nécessité d'avoir une disposition particulière des voiles en vue d'augmenter la rigidité de la structure vis-à-vis aux efforts sismiques. Ce qui justifie les exigences données par RPA99 révisé en 2003. La disposition de ces voiles permet de limiter la torsion engendrée par l'effort de séisme dans la structure et donc assurer la stabilité de l'ouvrage.

D'après l'étude qu'on a faite, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Enfin, on espère atteindre nos objectifs et nous exploiterons ces connaissances pratiquement dans la vie professionnelle.

Bibliographie :

Règlement :

- Règles parasismiques algériennes **RPA99/VERSION 2003**.
- Document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation.
- Règles de conception et de calcul de structures en béton armé, **C.B.A.93**.
- Béton armé aux états limites **BAEL91**.

Livre :

- Pratique du **BAEL93**.....**IEAN PERCHAT et JEAN DROUX**.
- CBA.....**Règles de conception et de calcul des Structures en béton armé.**

COURS :

- Béton armé.
- Mécanique des sols.
- Résistances des matériaux.
- Dynamique des structures.
- Bâtiments.
- Matériaux de construction.

Thèses fin d'étude :

- Mémoires de fin d'études, université de Jijel.

Logiciels :

- Sap2000.
- ETABS.9.
- AUTOCAD 2010.
- SOCOTEC.

Remerciement

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nos remerciement sont aussi adressés à : ' ben Messaoud Sabah' encadreur, nous tenons leurs exprimer notre profonde gratitude, pour l'assistance pleine et entière qu'ils n'ont cessé de nous apporter tout au long de l'élaboration de ce projet de fin d'étude .Nous portons ici le témoignage de notre reconnaissance envers leurs modesties, leurs compétences, leurs dévouement, leurs disponibilité, leurs conseils précieux. et leurs soucis du travail bien fait.

Nous tenons à remercier également tous ceux qui nous a aidé et encouragé de près ou de loin durant la réalisation de ce projet.

Grand remercié à nos parents, nos familles et nos amis pour avoir toujours cru en nous et aussi les enseignant qui ont contribués à notre formation.

Sans oublier à remercier les membres du jury qui ont bien voulu accepter d'examiner ce modeste travail.

Enfin, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Houssam et Hamza