

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

Université de Mohamed El-Bachir El-Ibrahimi - Bordj Bou Arreridj

Faculté des Sciences et de la technologie

Département de Génie Civil

Mémoire

Présenté pour obtenir

LE DIPLOME DE MASTER

FILIERE : Génie Civil

Spécialité : Structures

Par

- MEZHOUD Hacene
- BOUDOUH Kamel

Intitulé

**Etude d'un hôtel en R + 7 avec sous-sol
Sis à EL KHERFENE, Wilaya de BBA**

Soutenu le :

Devant le Jury composé de :

<i>Nom & Prénom</i>	<i>Grade</i>	<i>Qualité</i>	<i>Etablissement</i>
<i>M.</i>		<i>Président</i>	<i>Univ-BBA</i>
<i>M. LOGZIT Nacer</i>	<i>MCB</i>	<i>Encadreur</i>	<i>Univ-BBA</i>
<i>M. KHENNOUF Abdelaziz</i>	<i>MCB</i>	<i>Co-Encadreur</i>	<i>Univ-BBA</i>
<i>M.</i>		<i>Examineur</i>	<i>Univ-BBA</i>

Année Universitaire 2021/2022

Remerciements

- ✚ *Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Dieu le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*
- ✚ *C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions nos encadreurs :
Mr LOGZIT Nacer et Mr KHENNOUF ABD EL AZIZ
pour leur soutien, conseils judicieux et leurs grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.*
- ✚ *Nous exprimons notre reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir acceptés de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.*
- ✚ *Ainsi, nous remercions tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.*
- ✚ *Enfin, à tous ce qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de notre travail.*

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

*Au deux être les plus chères au monde : Ma Mes
parent.*

A toute ma famille.

et tous les amis.

Tous les enseignants du département de génie civil.

Tous mes amis de fin d'étude

MEZHOUH hacene

Résumé

L'étude d'un hôtel de forme irrégulière contreventée par un système mixte (voile –portique), est une expérience qui nous a permis de mettre en application toute notre connaissance théorique acquise tout au long de notre formation, et de maîtriser le logiciel de calcul **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016**.

Un hôtel R+7 + S/S en béton armé localisé à **EL KHERFENE, Wilaya de BBA a été analysé**.

Cette étude commence d'abord par l'examen de la structure afin d'aboutir à la meilleure conception, elle passe rapidement aux pré-dimensionnements et au calcul des éléments secondaires avec un calcul manuel, pour arriver à la phase la plus délicate qui consiste le calcul sismique (calcul automatique). Néanmoins Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les effets de la torsion accidentelle, plusieurs dispositions des voiles de contreventement ont été testées (avec introduction des escaliers dans la modélisation de la structure) dans le but d'avoir un système de contreventement mixte satisfaisant, et une bonne répartition des charges entre portiques et voiles (interaction).

L'étude sismique, particulièrement la recherche du comportement dynamique nous a conduits à certaines conclusions dont les plus importantes sont :

- Une bonne disposition des voiles joue un rôle très important dans le comportement dynamique des structures.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds sert à assurer que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux (poteaux forts ; poutre faible).
- Le choix d'un bon site avec des fondations adaptées, tout en respectant les mesures de prévention imposées et celles recommandées, permettra de limiter les dommages en cas de secousse.

ملخص

إن دراسة فندق غير منتظم الشكل ومدعوم بنظام مختلط (شراع - رواق بأعمدة) هي تجربة سمحت لنا بإتقان جميع المكتسبة خلال تدريبنا في التطبيق وإتقان برنامج الحساب معارفنا النظرية **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016**.

تم تحليل (فندق لينا المتكون من 7 طوابق + قبو) من الخرسانة المسلحة يقع في (بلدية العناصر الخرفان بولاية برج بوعريج).

تبدأ هذه الدراسة أولاً بفحص الهيكل للوصول إلى أفضل تصميم ، وتنتقل بسرعة إلى الحجم المسبق وحساب العناصر الثانوية بحساب يدوي للوصول إلى المرحلة الأكثر دقة والتي تتكون من الحساب الزلزالي مع (حساب أوتوماتيكي) ، من أجل الحصول على سلوك جيد للهيكل والحد من آثار الالتواء العرضي، تم اختبار عدة ترتيبات لأشعة التثبيت (مع إدخال السلاالم في نمذجة الهيكل) من أجل الحصول على نظام تقوية مختلط مرضي وتوزيع جيد للأحمال بين الإطارات والجدران (تفاعل)

تقودنا الدراسة الزلزالية وخاصة البحث عن السلوك الديناميكي إلى بعض الاستنتاجات أهمها :

- ❖ يلعب التصميم الجيد للجدران دوراً مهماً للغاية في السلوك الديناميكي للهيكل .
- ❖ يعمل فحص لحظات المقاومة على مستوى العقد على التأكد من أن المفصلات البلاستيكية تتشكل في الحزم بدلاً من الأعمدة (أعمدة قوية ؛ شعاع ضعيف)
- ❖ اختيار موقع جيد كأسس مناسبة مع احترام الإجراءات الوقائية المفروضة وتلك الموصى بها سيحد من الضرر في حالة وقوع زلزال .

Table des matières

Introduction Générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Présentation de l'ouvrage.....	2
I.1.1 Implantation de l'ouvrage.....	2
I.1.2 Description architecturales.....	2
I.1.3. Données géotechnique du site.....	3
I.1.4. Caractéristiques structurales de l'ouvrage.....	4
I.1.5. Choix du contreventement.....	5
I.2. Généralités.....	5
I.2.1. Règlements et normes utilisés.....	5
I.2.2. Méthodes de calcul aux états limites.....	5
I.2.3. Action et sollicitation.....	6
I.2.3.1. Les actions.....	6
I.2.3.2. Sollicitations.....	7
I.2.3.3. Les combinaisons des actions.....	7
I.2.4. Caractéristiques des matériaux.....	7
I.2.4.1 Béton.....	7
I.2.4.2. Acier.....	8

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II .1. Introduction.....	9
II.2.Pré dimensionnement du plancher.....	9
II.2.1. Plancher corps creux.....	9
II.2.1.1. Pré dimensionnement des poutrelles.....	12
II.2.2. Plancher à dalle pleine.....	12
II.3. Pré dimensionnement des poutres.....	13
II.3.1. poutres principales.....	13
II.3.2. poutres secondaires.....	14
II.4. L'acrotère.....	16
II.5. Les voiles.....	17
II.6. Les escaliers.....	18
II.7.Evaluation des charges et surcharges.....	20
II.8. Pré dimensionnement des poteaux.....	23
II.8.1. Pré dimensionnement du Poteaux plus sollicités P1(Bloc tour) / P2(Bloc réception) / P3(Bloc salle).....	24
II.9.vérifications.....	28
II.9.1.Vérification à la compression simple.....	28

II.9.2. vérification à la stabilité de forme (flambement).....	29
II.9.3.Vérification des conditions du RPA 99 / 2003.....	30
II.10.Conclusion.....	32

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1.Introduction.....	34
III.2.Calculs des planchers.....	34
III.2.1Planchers à corps creux.....	34
III.2.2.Etudes des balcon en dalles pleines.....	51
III.3.Etude des escaliers.....	55
III.3.1. Escalier type 01 (droit a trois volées e=20cm).....	55
III.3.2.Etude de la poutre palière brisée.....	62
III.3.3. Etude de l'escalier type 02 (droit a trois volées e=20cm).....	66
III.3.4.Etude de la poutre palière brisée.....	72
III.4.Etude de l'acrotère.....	76
III.5.Conclusion.....	80

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction.....	81
IV.2. Modélisation.....	81
IV.3. Le choix de la méthode de calcul.....	81
IV.3.1. Méthode statique équivalente.....	82
IV.3.2. Méthode dynamique qui regroupe.....	82
IV.4. Présentation de la méthode modale spectrale.....	82
IV.4.1. Spectre de réponse de calcul.....	85
IV.4.2. Résultats obtenus.....	86
IV.4.3. Disposition des voiles de contreventement.....	87
IV.4.4. Période de vibration et participation massique.....	88
IV.5. Vérification des résultats vis-à-vis des exigences RPA99/2003.....	91
IV.5.1. Vérification de la résultante des forces sismique à la base.....	91
IV.5.2. Vérification de l'effort normal réduit.....	91
IV.5.3. Justification de l'interaction voiles-portiques.....	92
IV.5.4. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux.....	94
IV.6. Conclusion	95

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction.....	96
------------------------	----

V.2. Etude des poteaux.....	96
V.2.1. Recommandations.....	97
V.2.2. Sollicitation de calcul.....	99
V.2.3. Calcul du ferrailage des poteaux.....	99
V.2.4. Vérifications nécessaires.....	102
V.3. Etude des poutres.....	106
V.3.1. Recommandations.....	106
V.3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres.....	107
V.4. Étude des voiles.....	116
V.4.1. Introduction.....	116
V.4.2. Recommandation du RPA99 version 2003.....	117
V.4.3. Ferrillages.....	118
V.5. Conclusion.....	125

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction.....	126
VI.2. Combinaisons de calcul.....	126
VI.3. Reconnaissance du sol.....	126
VI.4. Choix du type de fondation.....	127
VI.4.1. Vérification de la semelle filante.....	127
VI.4.2. Etude du Semelle filante sous poteaux.....	129
VI.4.3. Etude du Semelle filante sous voiles et poteaux.....	132
VI.5. Conclusion.....	136

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Liste des figures

Figure I.1. Vue en plan étage 01.....	2
Figure I.2. Coupe A-A de la structure.....	3
Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	9
Figure II.2. Plan de disposition des poutrelles Sous Sol et RDC.....	10
Figure II.3. Plan de disposition des poutrelles 1 ^{er} étage et étage courant.....	11
Figure II.4. Coupe transversale poutrelle.....	12
Figure II.5. Coupe transversale des poutres principales et secondaires.....	16
Figure II.6. L'acrotère de la terrasse accessible et inaccessible.....	16
Figure II.7. Vue en 3d d'un voile.....	17
Figure II.8. Détail d'un escalier droit.....	18
Figure II.9. Vue en plan d'un escalier droit à deux volées et son schéma statique.....	18
Figure III.1. Schéma statique de la poutrelle type 01 (étage courant).....	37
Figure III.2. Diagramme de l'effort tranchant de la poutrelle type 01 (étage courant).....	38
Figure III.3. Schéma statique de la poutrelle Type 04 (salle de conférences).....	39
Figure III.4. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	40
Figure III.5. Diagramme des efforts tranchants.....	41
Figure III.6. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	51
Figure III.7. Plan Des balcon en Dalle pleines.....	51
Figure III.8. Ferrailage de la dalle pleine D1 ; D14 ; D9.....	55
Figure III.9. Schéma de l'escalier droit à trois volées type 01.....	55
Figure III.10. Schéma de ferrailage de l'escalier à trois volée. (volée 01).....	58
Figure III.11. Schéma de ferrailage de l'escalier à trois volée (volée 02).....	60
Figure III.12. Schéma statique de la partie DE.....	60
Figure III.13. Schéma de ferrailage de la partie EF.....	61
Figure III.14. Model de calcul de la poutre palière 01.....	62
Figure III.15. Schéma statique de la poutre palière.....	62
Figure III.16. Schémas de ferrailage de la poutre palière 01.....	66
Figure III.17. Schéma de l'escalier droit à trois volées type 02.....	66
Figure III.18. Schéma de ferrailage de l'escalier à trois volée. (volée 01).....	68
Figure III.19. Schéma de ferrailage de l'escalier à trois volée (volée 02).....	70
Figure III.20. Schéma statique de la partie DE.....	71
Figure III.21. Schéma de ferrailage de la partie EF.....	72
Figure III.22. Model de calcul de la poutre palière.....	72
Figure III.23. Schéma statique de la poutre palière.....	73
Figure III.24. Schémas de ferrailage de la poutre palière 02.....	76
Figure III.25. coupe transversale de l'acrotère.....	76
Figure III.26. modèle de calcul de l'acrotère.....	76
Figure III.27. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	79

Figure IV.1. Méthodes de calcul.....	82
Figure IV.2. Spectre de réponse(Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016).....	86
Figure IV.3. Disposition des voiles (vue en plan R.D.C).....	87
Figure IV.4. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016	88
Figure IV.5. Mode 1 (Translation suivant l'axe Y-Y).....	90
Figure IV.6. Mode 2 (Translation suivant l'axe X-X).	90
Figure IV.7. Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z).	91
Figure V.1. Zone nodale.	97
Figure V.2. Schéma de ferrailage des poteaux.....	106
Figure V.3. Formation de rotules plastiques.....	113
Figure V.4. Schéma de ferrailage de la poutre principale tous les niveaux.....	115
Figure V.5. Schéma de ferrailage de la poutre secondaires s-sole +RDC + 1 ^{er} 2eme étage.....	115
Figure V.6. Schéma de ferrailage de la poutre secondaires 3eme.....7eme étage.....	116
Figure V.7. Schéma de ferrailage du voiles groupes 1et 2.....	124
Figure V.8. Schéma de ferrailage du voile Vy3.....	125
Figure VI 1. Schéma de plan des fondations	128
Figure VI 2. Schéma de ferrailage des semelles filantes.....	135

Liste des tableaux

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers.....	8
Tableau II.1. Dimensionnement des escaliers.....	20
Tableau II.2. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux.....	21
Tableau II.3. Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux.....	21
Tableau II.4. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible dalles pleines.....	22
Tableau II.5. Évaluation des charges revenant au mur double cloison.....	22
Tableau II.6. Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine.....	22
Tableau II.7. Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine.....	23
Tableau II.8. Liste des surcharges d'exploitation.....	23
Tableau II.9. Dimensions préliminaires des poteaux et le poids propres.....	24
Tableau II.10. Surfaces afférentes.....	25
Tableau II.11 résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (bloc tour).....	28
Tableau II.12 résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (bloc réception).....	31
Tableau II.13 résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (bloc salle).....	32
Tableau III.1. Déférents types de poutrelles.....	36
Tableau III.2. les types des poutrelles à étudier.....	36
Tableau III.3. Sollicitations maximales dans les poutrelles.....	41
Tableau III.4. Ferrailage des poutrelles Terrasse accessible à l'état limite ultime (ELU).....	49
Tableau III.5. Vérification de la flèche pour les poutrelles de la terrasse accessible.....	50
Tableau III.6. Schémas de ferrailage des poutrelles étage courant et RDC.....	50
Tableau III.7. Schémas de ferrailage des poutrelles terrasse accessible.....	50
Tableau III. 8. Ferrailage et vérifications des dalle pleine D9 ; D14.....	54
Tableau III.9. Sollicitation dans l'escalier (type 01).....	56
Tableau III.10. Calcul du ferrailage dans l'escalier partie AC (type 01).....	57
Tableau III.11. Calcul du ferrailage dans l'escalier partie FH (type 01).....	59
Tableau III.12. Calcul du ferrailage dans l'escalier partie DE (type 01).....	60
Tableau III.13. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	63
Tableau III.14. Nouveau ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	65
Tableau III.15. Vérification à l'état de compression de béton.....	65
Tableau III.16. Sollicitation dans l'escalier (type 02).....	67
Tableau III.17. Calcul du ferrailage dans l'escalier partie AC (type 02).....	67
Tableau III. 18. Calcul du ferrailage dans l'escalier partie FH (type 02).....	69
Tableau III.19. Calcul du ferrailage dans l'escalier partie DE(type 02).....	71
Tableau III.20. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	73
Tableau III.21. Vérification à l'état de compression de béton.....	75
Tableau III.22. Combinaisons d'actions de l'acrotère.....	77

Tableau III.23. Ferrailage de l'acrotère.....	78
Tableau III.24. Vérification des contraintes au niveau de l'acrotère.....	79
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités.....	83
Tableau. IV.2. Périodes et taux de participation massique de la structure.....	89
Tableau. IV.3. Vérification des forces sismiques à la base après amplification.....	91
Tableau. IV.4. Vérification des forces normale réduit.....	92
Tableau IV.5. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales selon X-X.....	93
Tableau IV.6. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales selon Y-Y.....	93
Tableau IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	95
Tableau IV.8. Dimensions finales des poteaux.....	95
Tableau V.1. Armatures longitudinales maximales et minimales dans les poteaux.	98
Tableau V.2. Sollicitations dans les différents poteaux.	99
Tableau V.3. Ferrailage longitudinal des poteaux.....	101
Tableau V.4. Ferrailage transversales des poteaux.....	102
Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux.....	103
Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton.....	104
Tableau V.7. Vérification des contraintes de cisaillement.....	105
Tableau V.8. Détermination de la zone nodale.....	105
Tableau V.9. Sollicitation et ferrailage des poutres principales (35×50) cm ²	108
Tableau V.10. Sollicitations et ferrailage des poutres secondaires (35×40) cm ²	109
Tableau V.11. Vérification des contraintes tangentielles.....	111
Tableau V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	111
Tableau V.13. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	112
Tableau V.14. Moments résistants dans les poteaux.....	113
Tableau V.15. Moments résistants dans les poutres principales.....	113
Tableau V.16. Moments résistants dans les poutres secondaires.....	113
Tableau V.17. Vérification des zones nodales selon le sens principal.....	114
Tableau V.18. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.....	114
Tableau V.19. Sollicitations maximales dans le voile V _{x1} // à X-X.....	118
Tableau V.20. Sollicitations et ferrailage du group 01.....	121
Tableau V.21. Sollicitations et ferrailage du group 02.....	122
Tableau V.22. Sollicitations et ferrailage du voile Vy3.....	124
Tableau VI.1. Sollicitations pour chaque poteau de semelle filante. sous poteaux	129
Tableau VI.2. Calcul de ferrailage longitudinal de la semelle filante sous poteaux.	132
Tableau VI.3. Sollicitations pour chaque poteau de semelle filante. sous voiles et poteaux.....	132
Tableau VI.4. Calcul de ferrailage longitudinal de la semelle filante sous voiles et poteaux.....	134

Symboles et Notations

A: Aire d'une section d'acier de répartition
At: Aire d'une section d'acier transversal
As: Aire d'une section d'acier
a: Une dimension (en générale longitudinal).
B: Aire d'une section de béton .
B: Section réduite du béton
b: Une dimension (largeur d'une section).
b₀: Epaisseur brute de l'âme de la poutre.
Cr: coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.
C_u: La cohésion du sol (KN/m²).
D: Facteur d'amplification dynamique moyen.
d: Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.
d: Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.
e: Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée
ELS: Etat limite de service.
ELU: Etat limite ultime.
E_s: Module d'élasticité de l'acier
E_{vj}: Module de formation différé du béton à l'âge de j jour
E_{ij}: Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour
f_e: limite d'élasticité de L'acier
f: Flèche positivement vers les compressions.
f_{ji}: la flèche correspondant à j.
f_{gi}: la flèche correspondant à g.
f_{qi}: la flèche correspondant à q.
f_{gv}: la flèche correspondant à v.
Δf_{adm}: la flèche admissible.
f_e: Limite d'élasticité.
f_{cj}: Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge « j » jours.
F_{ij}: Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge « j » jours.
F_{c28} et f_{t28}: Grandeurs précédentes avec j=28j.
F: Force ou action en général.
F: Coefficient de sécurité = 1,5.
j: Nombre de jours.
ht: Hauteur totale du plancher.
h: Hauteur totale d'une section.
h₀: épaisseur de la dalle de compression.
h_e: hauteur libre d'étage.
i: Rayon de giration d'une section de B A.
I: Moment d'inertie (m⁴).
I_{ji}: Moment d'inertie correspondant à j.
I_{gi}: Moment d'inertie correspondant à g.
I_{qi}: Moment d'inertie correspondant à q.

I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v .
 g : Densité des charges permanentes
 G : Charge permanente
 L : Longueur ou portée.
 L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).
 l' : Longueur fictive.
 l_f : Longueur de flambement.
 l_s : Longueur de scellement.
 L'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.
 M : Moment en général.
 M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.
 M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.
 M_t : Moment en travée.
 M_0 : moment isostatique.
 M_i : Moment à l'appui i
 M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.
 M_j : Moment correspondant à j .
 M_g : Moment correspondant à g .
 M_q : Moment correspondant à q .
 n : Coefficient d'équivalence acier-béton.
 n : Nombre de marches sur la volée.
 N_s : Effort normal de service.
 N_u : Effort normal ultime.
 N : Effort normale du aux charges verticales.
 p : Action unitaire de la pesanteur.
 q_u : Charge ultime.
 q_s : Charge de service
 q : Charge variable
 Q : Action variables quelconque.
 Q : Facteur de qualité.
 R : Coefficient de comportement global.
 S : Action dues à la neige.
 S_t : Espacement des armatures transversales.
 T_2 : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.
 V : Effort tranchant.
 W : Action dues au vent.
 W : Poids propre de la structure.
 W_{Qi} : Charges d'exploitation.
 W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.
 X : Coordonnée en général, abscisse en particulier.
 σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
 σ_s : Contrainte de compression dans l'acier
 σ_j : Contrainte correspondant à j .
 σ_g : Contrainte correspondant à g .
 σ_q : Contrainte correspondant à q .
 γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m³).

γ_b : Coefficient de sécurité.

γ_s : Coefficient de sécurité.

φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

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

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

Introduction

Introduction générale

Le Génie civil est un domaine très vaste et spécialisé qui regroupe l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol, ces activités se partagent en deux grandes catégories : Les bâtiments, et les gros œuvres. Un ingénieur en structures est donc responsable d'étudier la stabilité des constructions soumises à des différentes actions, permanentes ou variables dans le temps, statiques ou dynamiques. Cette étude nécessite de maîtriser l'outil informatique et des logiciels tels que SAP, ROBOT, ETABS ... dans le but de satisfaire La sécurité, l'économie et le confort.

Vu que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Dans le présent travail on présentera une étude détaillée d'un hôtel comportant un RDC, et sept étages avec un sous-sol. Cette étude vise à mettre en application toute nos connaissances acquises durant les cinq années de formation. Pour ce faire il faut impérativement se munir de ces règlements : **(RPA99/version 2003, CBA 93, BAEL91 et DTR)**.

Notre étude est réalisée par un logiciel de calcul basé sur le principe des éléments finis **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016** pour faire le calcul dynamique des éléments structuraux. Dans cette étude, nous allons suivre les étapes décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- ❖ Le premier chapitre : généralités, et description du projet.
- ❖ Le deuxième chapitre : pré dimensionnement des éléments de la structure.
- ❖ Le troisième chapitre : étude des éléments secondaires.
- ❖ Le quatrième chapitre : l'étude dynamique par le logiciel **Robot Structural Analysis Professional 2016**.
- ❖ Le cinquième chapitre : le calcul des éléments structuraux.
- ❖ Le dernier chapitre : l'étude de l'infrastructure.

Chapitre I

Généralités

I.1. Présentation de l'ouvrage

Notre projet consiste à faire une étude structurale d'un hôtel (R+07+Sous-sol) en béton armé contreventé par un système mixte (voiles-portiques). Ce projet est un ouvrage réalisé ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieure à 48 mètres, ce qui nous a conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien (RPA99/version 2003) dans le groupe d'usage 2.

I.1.1 Implantation de l'ouvrage

Cet ouvrage est à réaliser au lieu-dit section 02 ilot 86 RN: N°5 el Annasser -BBA- (Pos : ELKHERFANE) qui est classé d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (RPA99/version 2003, annexe1), en zone IIa. Le site concerné par la présente étude est situé sur un terrain relativement plat. Il est limité au nord par R.N N°05, à l'est par un terrain vague, à l'ouest par des bâtiments promotionnels.

I.1.2 Description architecturale

- Dimensions en plan : $L_x = 33.40$ m ; $L_y = 29.30$ m

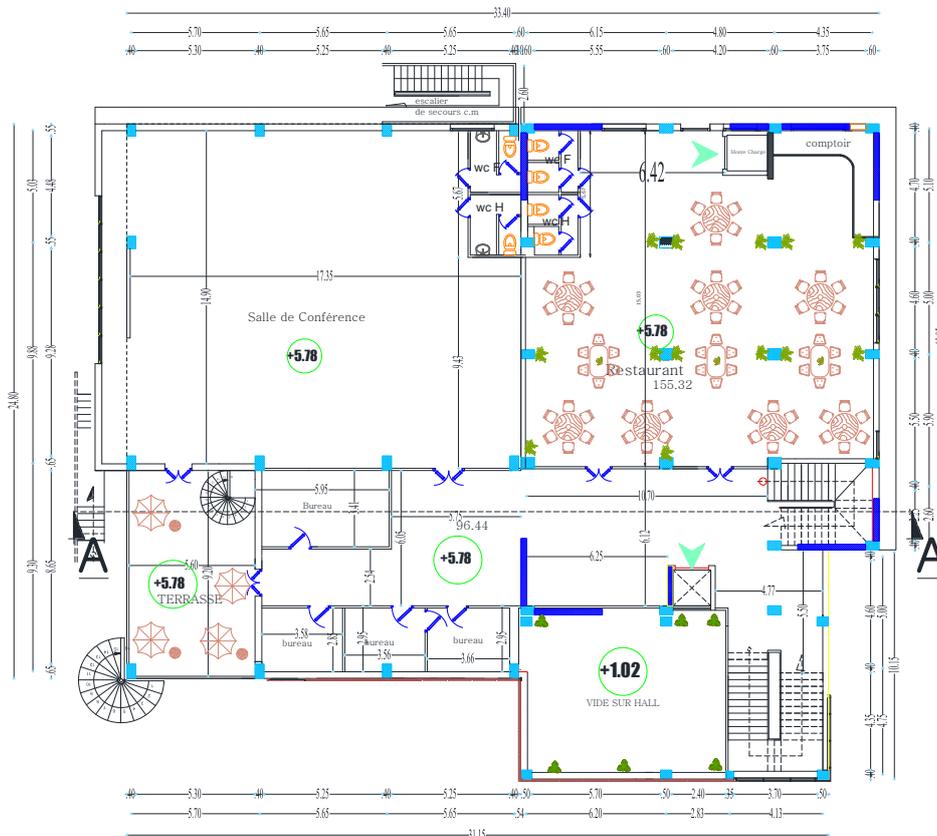


Figure I.1. Vue en plan étage 01.

Chapitre I : Généralités

- Dimensions en élévation :

Hauteur du de l'hôtel : 33.30 m

Hauteur de Sous-sol : 3.57 m

Hauteur RDC : 4.76 m

Hauteur 1^{er} étage : 4.08 m

Hauteur de chaque étage : 3.74 m

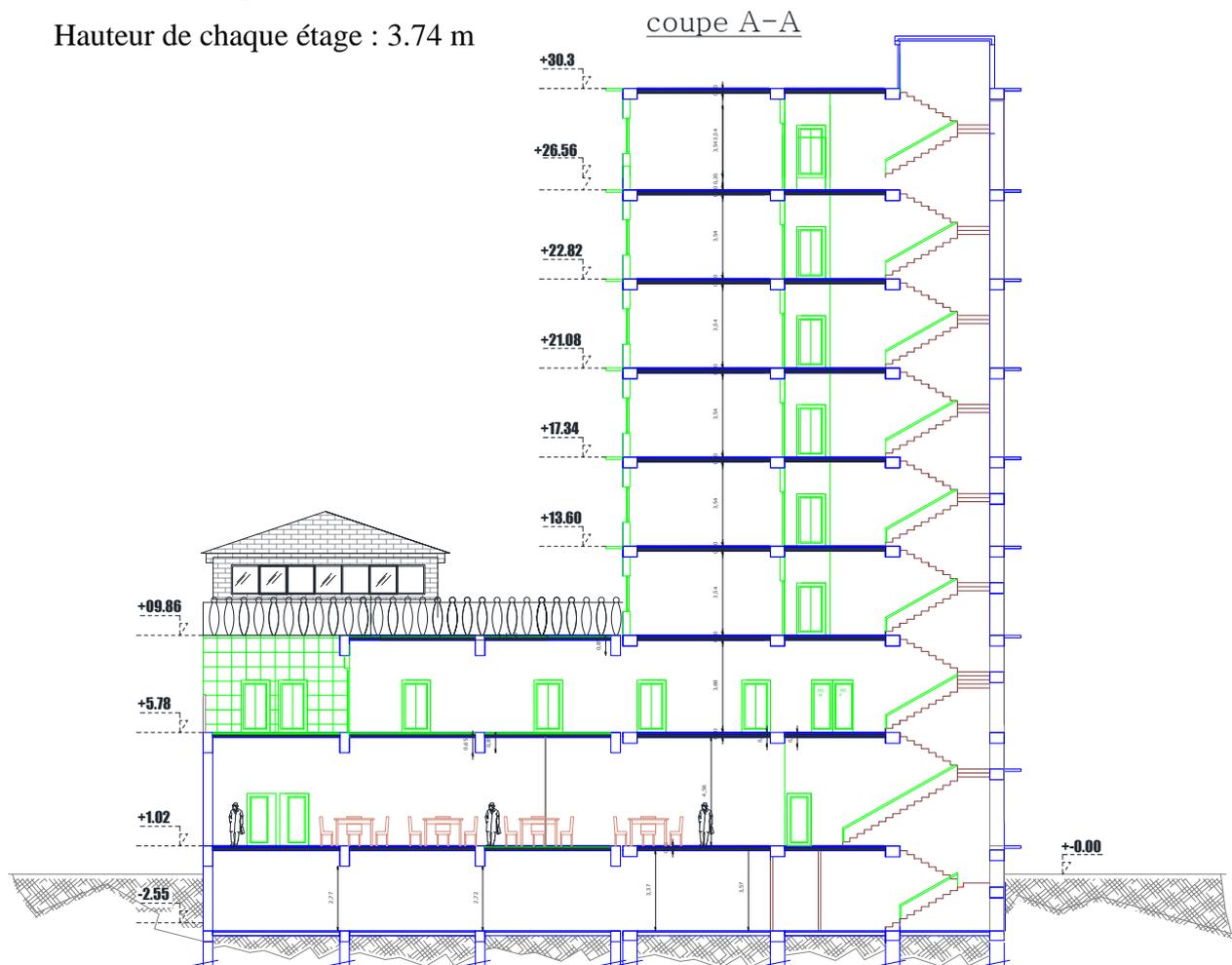


Figure I.2. Coupe A-A de la structure.

I.1.3. Données géotechniques du site

D'après les résultats obtenus par le bureau d'études techniques chargé de l'étude (**laboratoire des études géotechnique L.B.E.M.A**), on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 d'après le RPA 99 version 2003.
- Le sous-sol du site est constitué par des argiles limoneuses brunâtres, des argiles limoneuses beiges légèrement graveleuses moyennement compactes, des argiles limoneuses plus au

moins sableuses moyennement compactes reposant sur des marnes grisâtres moyennement compactes.

- La contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2.00 \text{ bar}$.

- L' ancrage minimal des fondations **D= 2.50 m**.

-Les tassements : Le sol de fondation est résistant, compacte ce qui exclu toute possibilité de tassement préjudiciable qui peut mettre en péril l'ouvrage.

- Le niveau d'eau a été relevé à 4 m de profondeur.

- Les couches traversées par les Sondages présentent les mêmes caractéristiques géotechniques traduisant un sol homogène verticalement et horizontalement.

I.1.4. Caractéristiques structurales de l'ouvrage :

❖ Les planchers des étages courants seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme rigide conçu pour assurer la Transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de Contreventement.

❖ La dalle des paliers, des voiles, de l'ascenseur est un élément porteur en béton armé, son épaisseur dépend des conditions d'utilisation.

• **Les escaliers :** ce sont des éléments secondaires permettent le passage d'un niveau a un autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place. Dans notre cas on a :

✚ Escalier droit a trois (03) volées avec une poutre brisé.

• **Les maçonneries :**

✚ Les murs extérieurs seront réalisés avec de la brique creuse, en double Parois d'épaisseur totale de 30 cm et constitué de :

- Deux panneaux, intérieur en brique de 10 cm et extérieur de 15 cm d'épaisseur.
- Une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.

✚ Les cloisons de séparation seront en une seule paroi de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

• **L'acrotère :** c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse coulée sur place.

• **Terrasses :** notre projet comporte deux types de terrasses :

✚ Terrasse accessible : se situe aux niveaux +05.87, +09.86.

✚ Terrasse inaccessible : se situe au niveau +30.30.

- **L'infrastructure** : elle dépend généralement de la nature de sol, réalisée en béton armé, après l'étude de la superstructure. Elle est constituée d'un ensemble rigide et résistant qui assure les fonctions suivantes :
 - ✚ Transmission des charges verticales au sol.
 - ✚ Réaliser l'encastrement de la structure au sol.
 - ✚ Limiter les tassements différentiels.

I.1.5. Choix du contreventement

Selon le RPA99/2003, tout ouvrage dépassant les 14m de hauteur doit être constitué de Portiques et de voiles en béton armé (contreventement mixte avec justification d'interaction voile-portique) RPA99 version 2003 (Art3.4. A.1.a).

I.2. Généralités

I.2.1. Règlements et normes utilisés

L'étude d'un projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mis en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- ❖ CBA93 (Code De Béton Armé).
- ❖ RPA99 version 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- ❖ BAEL91 (Béton Armé Aux Etats Limites).
- ❖ DTR BC2.2 (Document Technique Réglementaire Charges Et Surcharges).
- ❖ DTR BC2.331 (Règles De Calcul Des Fondations Superficielles).

I.2.2. Méthodes de calcul aux états limites

- Etat Limite Ultime (ELU)

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va engendrer la ruine de la structure.

On distingue :

- Un état d'équilibre statique
- Etat Limite Ultime de l'un des matériaux.
- Etat Limite Ultime de stabilité de forme

- Etat Limite de Service (ELS)

C'est un état qu'il faut respecter parfaitement pour compromettre à la durabilité et à l'exploitation de l'ouvrage dans de bonne condition, on distingue :

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

I.2.3. Action et sollicitation

I.2.3.1. Les actions

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples, ...etc.) appliquées à la structure, ainsi

que les conséquences des modifications statiques ou d'état (retrait, variation de températures, tassements d'appuis, ... etc.) qui entraînent des déformations dans la structure, on distingue :

- **Les actions permanentes (G)**

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

- Le poids propre des éléments de la structure.
- Le poids des poussées des terres.
- Le poids des murs, cloisons, revêtements... etc.

- **Les actions variables (Q)**

Ce sont des actions dont l'intensité est variable dans le temps.

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution.
- Charges climatiques (neige, vent).
- Les actions dues à la température.

- **Les actions accidentelles (E)**

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée

D'application :

- Séisme.
- Chocs.

- Explosion.
- Les feux.

I.2.3.2. Sollicitations

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

I.2.3.3. Les combinaisons des actions

- A l'état limite ultime ELU : la combinaison est.....1.35G+1.5Q
- A l'état limite de service ELS : la combinaison estG+Q
- Sollicitations sismiques : les combinaisons sismiques données par RPA 99/2003

Situation durable :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

Situation accidentelle :

$G + Q \pm E$

$0.8G \pm E$

$G + Q \pm 1.2 \times E$ (uniquement pour les poteaux dans les constructions auto-stable)

I.2.4. Caractéristiques des matériaux

I.2.4.1 Béton

Le béton est un mélange composite hétérogène, constitué de granulats (gravier, sable), d'un liant hydraulique et de l'eau. A ces composants s'ajoutent parfois des adjuvants qui améliorent

les performances du béton. Sa composition doit présenter les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression.
 - Une souplesse d'utilisation.
 - Un entretien facile.
 - Une bonne résistance aux feux.

I.2.4.2. Acier

L'acier est un alliage de minerai de fer et de carbone en faible pourcentage. Son rôle est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont

Chapitre I : Généralités

caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité. On distingue :

- Les treillis soudés.
- Les ronds lisses.
- Les barres de haute adhérence.

Le tableau suivant représente quelques exemples d'aciers utilisés en construction et leurs caractéristiques.

Tableau. I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers.

Type	Nuance	Limite élastique FeE	Limite de rupture (MPa)
Haute adhérence (HA)	FeE400	400	480
	FeE500	500	550
Ronds lisses (RL)	FeE215	215	330-390
	FeE235	235	460-490
Treillis soudés (TS)	FeE400	400	400

La contrainte limite des aciers

- Etat limite ultime : la contrainte de l'acier est $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$
- Etat limite de service : on distingue les cas suivants :
 Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire.
 Fissuration nuisible : $\sigma_s \leq \sigma_{smin} (2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$
 Fissuration très nuisible : $\sigma_s \leq \sigma_{smin} (1/2 f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}})$

Avec :

- η : coefficient de fissuration.
- $\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).
- $\eta = 1.6$ pour les armatures à haute adhérence (HA).

Chapitre II

Pré dimensionnement des
éléments

II .1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments de la structure est une étape basée sur des lois empiriques.

Cette étape représente le point de départ qui nous permet de justifier plusieurs paramètres à savoir la

Stabilité, la durabilité et la résistance de l'ouvrage aux sollicitations horizontales et verticale.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles

B.A.E.L91,

CBA93 et **R.P.A 99 V2003** et les différents **DTR**.

II.2. Pré dimensionnement des planchers

II.2.1. Plancher corps creux

Le plancher à corps creux est un élément qui sépare deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique et thermique. Il est composé de corps creux, des poutrelles et une dalle de compression, son pré-dimensionnement se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad \text{CBA 93 (article B.6.8.4.2.4)}$$

h_t: Hauteur totale.

L_{max} : Distance maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

 Coté réception	$h_t \geq \frac{5.70}{22.5}$	$\Rightarrow h \geq 25.33 \text{ cm}$	soit : h_t = 25 cm
 Coté salle	$h_t \geq \frac{5.30}{22.5}$	$\Rightarrow h \geq 23.55 \text{ cm}$	soit : h_t = 25 cm
 Coté tour	$h_t \geq \frac{4.70}{22.5}$	$\Rightarrow h \geq 20.88 \text{ cm}$	soit : h_t = 25 cm

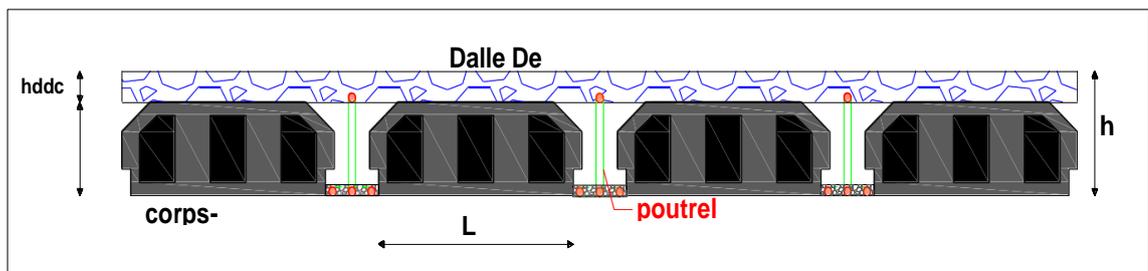


Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

✚ Disposition des poutrelles

Le sens de disposition des poutrelles est choisi selon le critère de la petite portée.

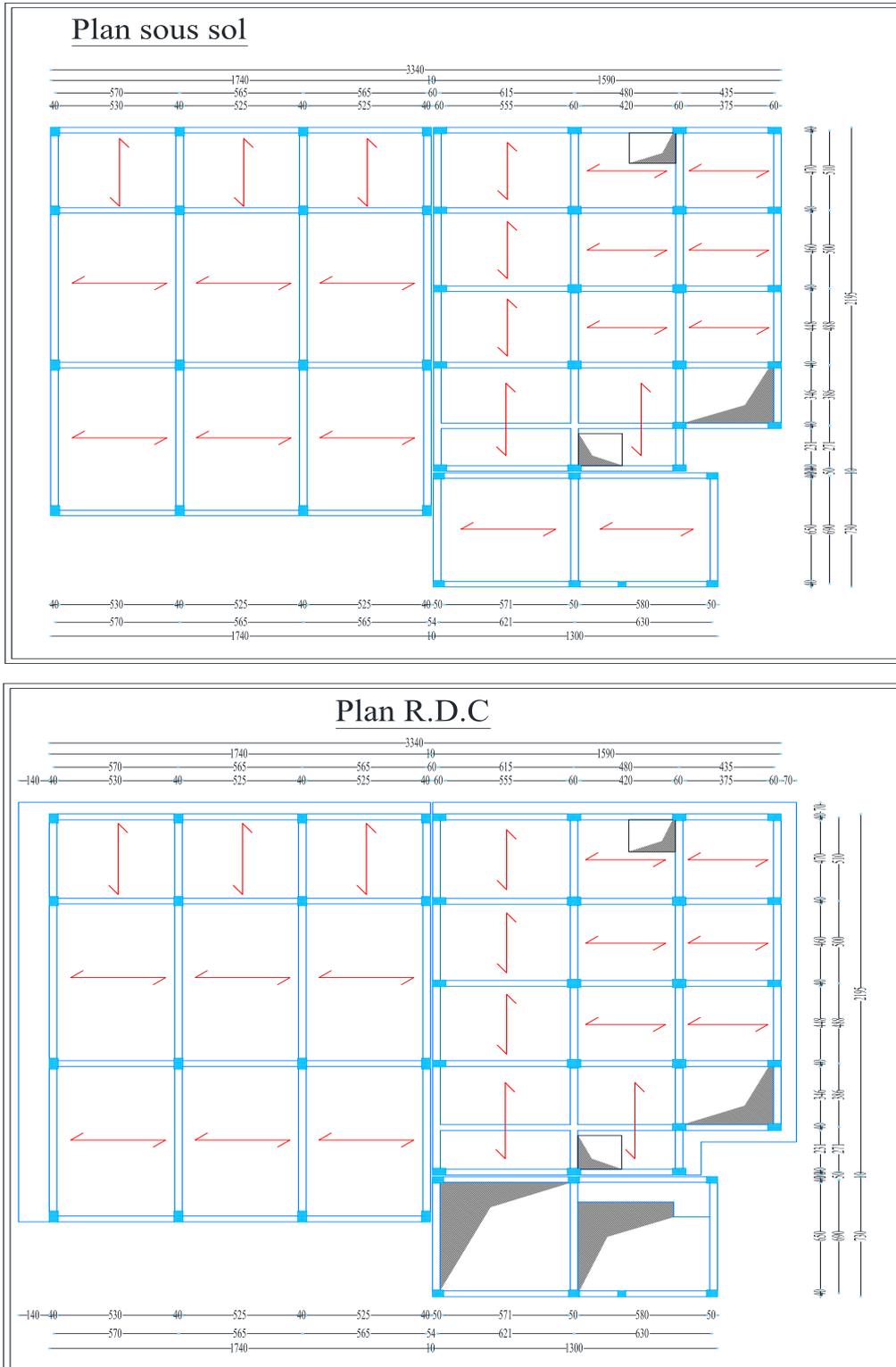


Figure II.2. Plan de disposition des poutrelles Sous Sol et RDC

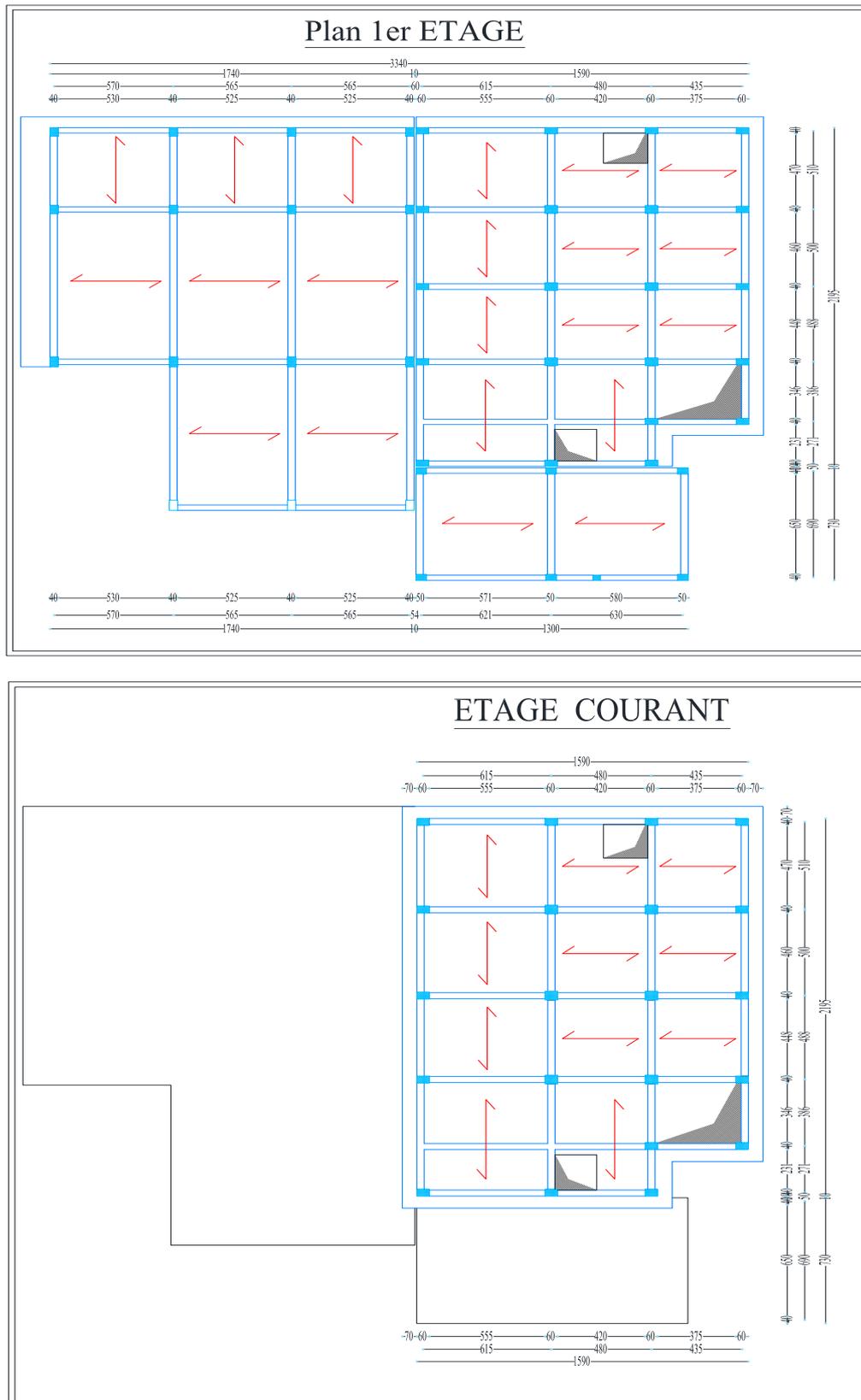


Figure II.3. Plan de disposition des poutrelles 1^{er} étage et étage courant

II.2.1.1. Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des sections en T (solidaires avec la dalle de compression), qui servent à transmettre des charges réparties et concentrées vers les poutres principales.

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right) \dots\dots\dots \text{BAEL 91 (article .1.3)}$$

- $h_t = 25 \text{ cm}$: hauteur totale de la nervure
(h plancher = 25cm).
- $h_0 = 5 \text{ cm}$: hauteur de la dalle de compression

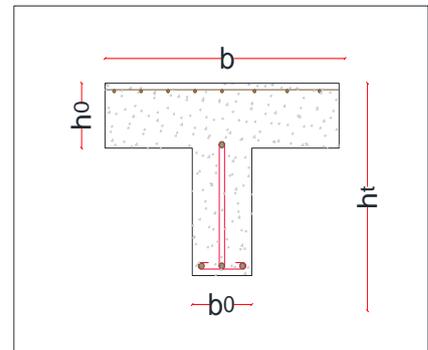


Figure II.4. Coupe transversale poutrelle.

- $b_0 = 12 \text{ cm}$: Largeur de la nervure, choisie forfaitairement
- $b_0 = (0.4 ; 0.8) h_t = (0.4 ; 0.8) * 25$
- b : Largeur efficace de la dalle qui participe à la résistance avec la nervure définie par la relation suivante :
- $L_x = 53 \text{ cm}$: la distance entre nus qui sépare deux nervures (la longueur de corps creux)
- $L_{y1} = 420 \text{ cm}$: la travée minimale des différentes poutrelles entre nus d'appuis.
- $L_{y2} = 555 \text{ cm}$: la travée minimale des différentes poutrelles entre nus d'appuis.

D' où la table de compression est prise $\Rightarrow b = 65 \text{ cm}$.

II.2.2. Plancher à dalle pleine

Une dalle pleine est un élément horizontal en béton armé coulé sur place, reposant, sur 1, 2, 3 ou 4

appuis constitués par des poutres en béton armé. Ce type de plancher est utilisé essentiellement quand le plancher à corps creux n' est plus valable, son dimensionnement dépend des critères suivants :

• Critère de résistance à la flexion

- $e \geq \frac{L_x}{20}$ → Pour les dalles isostatiques.
- $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ → Pour les dalles sur deux, trois ou quatre appuis ayant ($\rho < 4$).

- $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow$ Pour les dalles sur deux, trois ou quatre appuis ayant ($\rho \geq 0.4$).

L_x : la plus petite dimension du panneau de dalle.

• Critère de coupe- feu

- $e \geq 7 \text{ cm} \rightarrow$ Pour 1 heure de coup de feu.
- $e \geq 11 \text{ cm} \rightarrow$ Pour 2 heures de coup de feu.
- $e \geq 14 \text{ cm} \rightarrow$ Pour 4 heures de coup de feu.

• Critère d'isolation phonique (acoustique)

- $e \geq 14 \text{ cm} \rightarrow$ (Ce critère ne s' applique pas pour les balcons, terrasses, ...etc.).

Pour notre projet nous avons Panneau sur 02 appuis (Balcon)

$L_x=1.40 \text{ m}$ coté salle et $L_x=1.20 \text{ m}$ coté réception et $L_x=0.75 \text{ m}$ coté tour

On voit bien que les dimensions sont très petites donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable.

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

D'après les résultats obtenus ci- dessus, on adopte le critère de **2h ($e \geq 11\text{cm}$)**, et l'isolation phonique donc l'épaisseur des dalles pleines sera prise égale à **14 cm**.

II.3. Pré dimensionnement des poutres

II.3.1. Poutres principales

Ce sont les poutres sur lesquelles reposent les poutrelles, leur pré dimensionnement s'obtient en respectant la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

• Coté réception :

- $L_{\max} = 6.50 \text{ m}$: La plus grande portée entre nus d'appuis perpendiculairement aux poutrelles.

$$\frac{6.50}{15} \leq h \leq \frac{6.50}{10} \Rightarrow 43.33 \text{ cm} \leq h_p \leq 65 \text{ cm} \text{ Soit : } \begin{cases} h_p = 55 \text{ cm} \\ \text{avec : } b_p = (0.4 ; 0.7) \\ b_p = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

Coté salle :

- **L_{max} = 9.55 m** : La plus grande portée entre nus d'appuis perpendiculairement aux poutrelles.

$$\frac{9.55}{15} \leq h \leq \frac{9.55}{10} \Rightarrow 63.66 \text{ cm} \leq h_p \leq 95.5 \text{ cm} \text{ Soit : } \begin{cases} h_p = 80 \text{ cm} \\ \text{avec : } b_p = (0.4 ; 0.7) \\ b_p = 45 \text{ cm} \end{cases}$$

Coté tour :

- **L_{max} = 5.55 m** : La plus grande portée entre nus d'appuis perpendiculairement aux poutrelles.

$$\frac{5.55}{15} \leq h \leq \frac{5.55}{10} \Rightarrow 37.00 \text{ cm} \leq h_p \leq 55.55 \text{ cm} \text{ Soit : } \begin{cases} h_p = 50 \text{ cm} \\ \text{avec : } b_p = (0.4 ; 0.7) \\ b_p = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

L_{max} = 4.70 m : La plus grande portée entre nus d'appuis perpendiculairement aux poutrelles.

$$\frac{4.70}{15} \leq h \leq \frac{4.70}{10} \Rightarrow 31.33 \text{ cm} \leq h_p \leq 47.00 \text{ cm} \text{ Soit : } \begin{cases} h_p = 40 \text{ cm} \\ \text{avec : } b_p = (0.4 ; 0.7) \\ b_p = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification des exigences du RPA :

- **b_p = (30 cm ; 35 cm ; 45 cm) ≥ 20 cm**Vérifiée.
- **h_p = (55 cm ; 80 cm ; 50 cm ; 40 cm) ≥ 30 cm**Vérifiée.
- **$\frac{h_p}{b_p} = 1.57 ; 1.77 ; 1.66 ; 1.33 \leq 4$** Vérifiée.

II.3.2. Poutres secondaires

Elles sont parallèles aux poutrelles, leur pré dimensionnement s'obtient de la même manière :

L_{max} = 5.80 m : La plus grande portée entre nus d'appuis parallèlement aux poutrelles.

Chapitre II: pré-dimensionnement des éléments

- **Coté réception :**

$$\frac{5.80}{15} \leq h \leq \frac{5.80}{10} \Rightarrow 38.66 \text{ cm} \leq h_c \leq 58.00 \text{ cm} \text{ Soit : } \begin{cases} h_s = 50 \text{ cm} \\ \text{avec : } b_p = (0.4 ; 0.7) \\ b_s = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Coté salle :**

$$\frac{5.30}{15} \leq h \leq \frac{5.30}{10} \Rightarrow 35.33 \text{ cm} \leq h_c \leq 53.00 \text{ cm} \text{ Soit : } \begin{cases} h_s = 45 \text{ cm} \\ \text{avec : } b_p = (0.4 ; 0.7) \\ b_s = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Coté tour :**

$$\frac{4.70}{15} \leq h \leq \frac{4.70}{10} \Rightarrow 31.33 \text{ cm} \leq h_c \leq 47.00 \text{ cm} \text{ Soit : } \begin{cases} h_s = 45 \text{ cm} \\ \text{avec : } b_p = (0.4 ; 0.7) \\ b_s = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ h_s : la hauteur de la poutre secondaire.

➤ b_s : la largeur de la poutre secondaire.

Vérification des exigences du RPA :

- $b_p = 40 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ Vérifiée.
- $h_p = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Vérifiée.
- $\frac{h_p}{b_p} = 1.14 \leq 4$ Vérifiée.

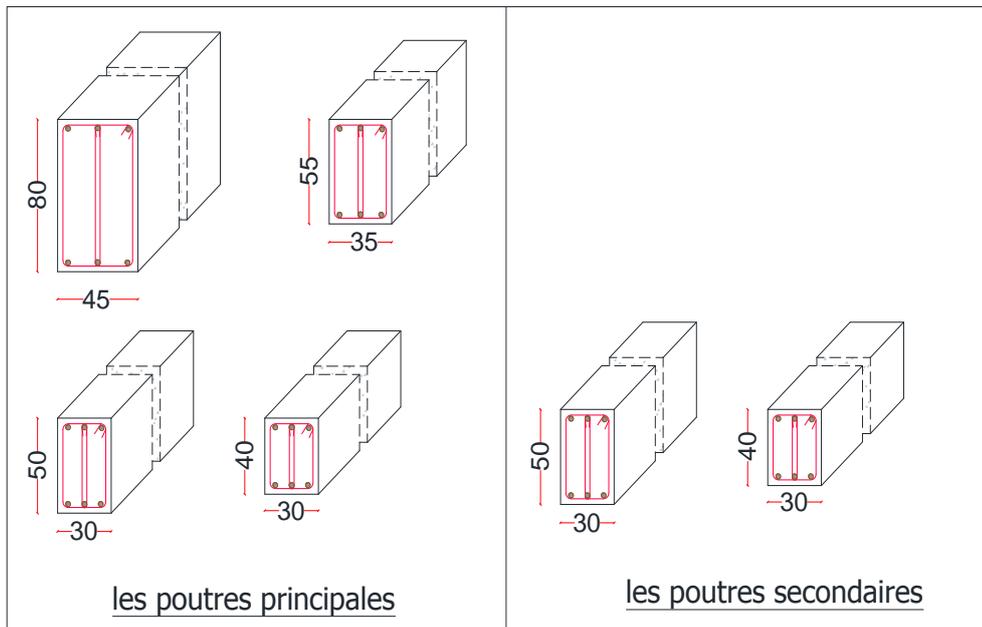


Figure II.5. Coupe transversale des poutres principales et secondaires.

II.4. L'acrotère

L'acrotère est considéré comme une console verticale encastrée au plancher terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations d'eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses inaccessibles.

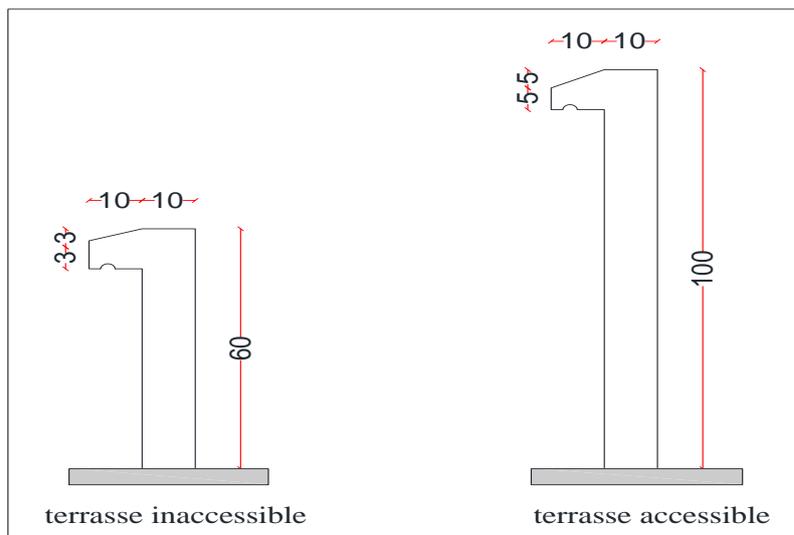


Figure II.6. L'acrotère de la terrasse accessible et inaccessible.

II.5. Les voiles

Le dimensionnement d' un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) donnée

par le **RPA 99/2003** : $e = \max \left(\frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right)$ Avec :

- h_e : hauteur libre du voile (hauteur d'étage – hauteur de la poutre secondaire).
- e : épaisseur du voile.

Sous-sol

$$h_e = 280 - 40 = 240 \text{ cm.}$$

$$e = \max \left(\frac{240}{20} ; 15 \text{ cm} \right) \Rightarrow e = \max (12 ; 15) = \mathbf{15 \text{ cm.}}$$

RDC

$$h_e = 400 - 40 = 360 \text{ cm.}$$

$$e = \max \left(\frac{360}{20} ; 15 \text{ cm} \right) \Rightarrow e = \max (18 ; 15) = \mathbf{18 \text{ cm.}}$$

Autres niveaux

$$h_e = 350 - 40 = 310 \text{ cm.}$$

$$e = \max \left(\frac{310}{20} ; 15 \text{ cm} \right) ; 15 \text{ cm} \Rightarrow e = \max (15.5 ; 15) = \mathbf{15.5 \text{ cm.}}$$

Au final on prend

- Sous-sol et RDC $e = 18 \text{ cm.}$
- Autres étages $e = 16 \text{ cm.}$

Longueur minimale du voile : $L \geq 4 \cdot e$

Des fondations jusqu' au RDC $L = \mathbf{75 \text{ cm}}$;

Du 1^{er} étage jusqu' au bout $L = \mathbf{65 \text{ cm.}}$

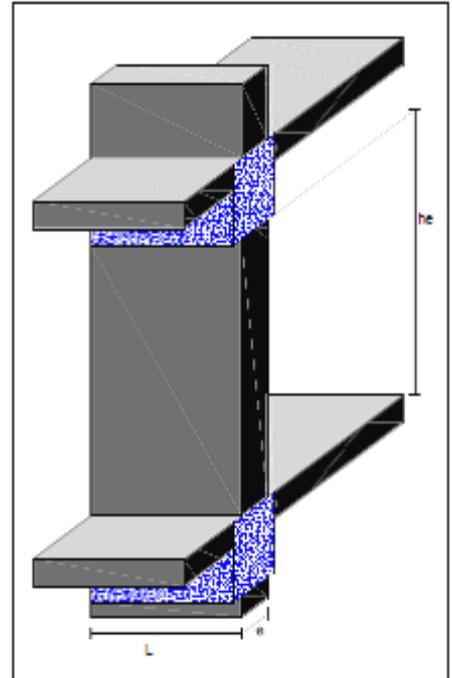


Figure II.7. Vue en 3d d'un voile.

II.6. Les escaliers

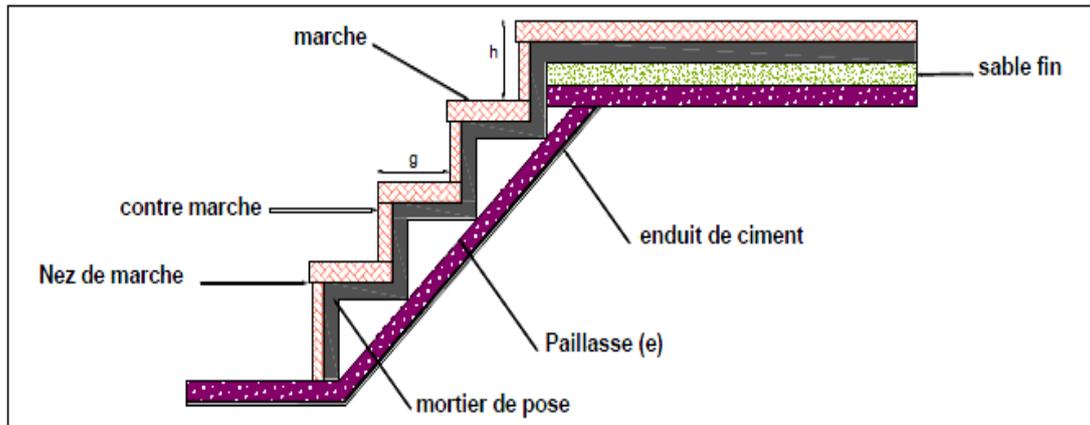


Figure II.8. Détail d'un escalier droit.

Dans notre ouvrage on a deux types d'escalier : escalier droit à deux volées Du sous-sol au RDC puis un escalier droit à trois volées du RDC aux étages courant

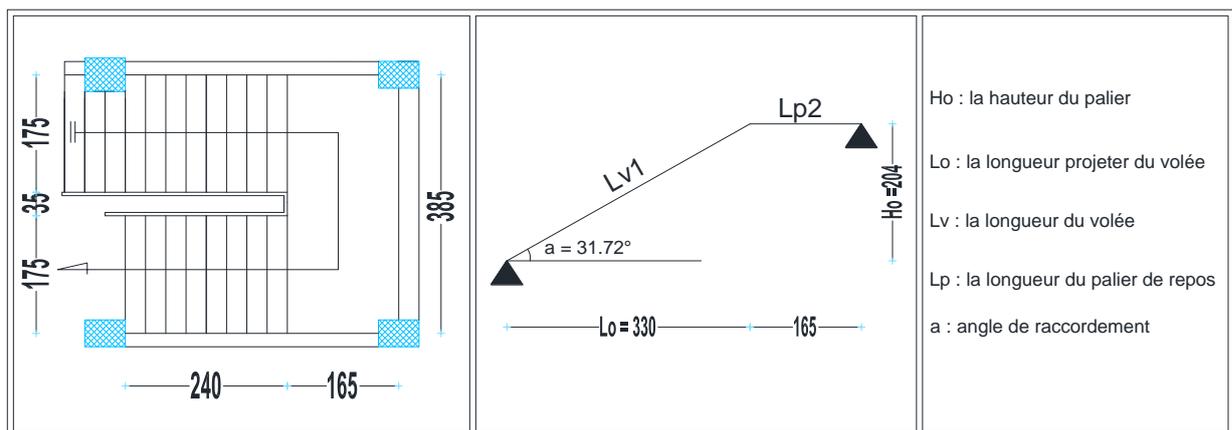


Figure II.9. Vue en plan d'un escalier droit à deux volées et son schéma statique.

• **Première volée :**

- **Epaisseur de la paillasse :**

La longueur développée est : $L = Lv1 + Lp1 + Lp2$.

$$L = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} + Lp$$

$$L = \sqrt{3.3^2 + 2.04^2} + 1.65 = 5.52 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{5.52}{30} \leq e \leq \frac{5.52}{20} \Rightarrow 0.18 \text{ cm} \leq e \leq .27 \text{ cm} \\ e \leq 11 \text{ cm Pour deux heures de coupe-feu, donc On prend : } e = 20 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

Chapitre II: pré-dimensionnement des éléments

- Calcul du nombre de marche et de contre marche :

- On a : $L_0 = 330 \text{ cm}$; $H_0 = 204 \text{ cm}$.

- On fixant la hauteur des contre marches h à 17 cm , nous aurons le nombre de contre

$$n = \frac{204}{17}$$

Le nombre de contre marche est : **$n = 12$** .

Le nombre de marche est : **$n - 1 = 11$** .

- Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h):

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{330}{11} = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{h_0}{n} \Rightarrow g = \frac{204}{12} = 17 \text{ cm}$$

Donc la formule de **BLONDEL** est vérifiée ($2h+g=34+30=64$).

➤ Angle de raccordement α

$$\alpha = \text{tang}^{-1} \frac{h_0}{L_0} \Rightarrow = \text{tang}^{-1} \frac{204}{330} = 31.72^\circ .$$

- Deuxième volée :

$g = 30 \text{ cm}$; $h = 17 \text{ cm}$; $n = 9$; $n-1 = 8$; $e = 20 \text{ cm}$; $\alpha = 32.51^\circ$

NB : dans notre projet nous disposons de six (04) cages d'escaliers éférentes, en se basant sur des relations empiriques offrant des conditions de confort aux usagers comme la relation de Blondel citée ci- dessus, les résultats de calcul des caractéristique géométriques des différents escaliers sont représentés dansle tableau suivant :

Tableau II.1. Dimensionnement des escaliers.

	position	vue en plan	schéma statique	caractéristique géométrique		
type escalier bloc TOUR	sous sol à R.D.C			volée N°1 g = 30 cm h = 17 cm n = 12 n-1 = 11 e = 20 cm	volée N°2 g = 30 cm h = 17 cm n = 9 n-1 = 8 e = 20 cm	
	R.D.C à 1er étage			volée N°1 g = 30 cm h = 17 cm n = 17 n-1 = 16 e = 25 cm	volée N°2 g = 30 cm h = 17 cm n = 2 n-1 = 1 e = 15 cm	volée N°3 g = 30 cm h = 17 cm n = 9 n-1 = 8 e = 20 cm
	1er étage à 2eme étage			volée N°1 g = 30 cm h = 17 cm n = 13 n-1 = 12 e = 20 cm	volée N°2 g = 30 cm h = 17 cm n = 2 n-1 = 1 e = 15 cm	volée N°3 g = 30 cm h = 17 cm n = 9 n-1 = 8 e = 20 cm
	2eme étage à étage courant			volée N°1 g = 30 cm h = 17 cm n = 12 n-1 = 11 e = 20 cm	volée N°2 g = 30 cm h = 17 cm n = 2 n-1 = 1 e = 15 cm	volée N°3 g = 30 cm h = 17 cm n = 9 n-1 = 8 e = 20 cm
type escalier bloc réception	R.D.C à 1er étage			volée N°1 g = 30 cm h = 17 cm n = 14 n-1 = 13 e = 25 cm	volée N°2 g = 30 cm h = 17 cm n = 3 n-1 = 2 e = 15 cm	volée N°3 g = 30 cm h = 17 cm n = 11 n-1 = 10 e = 20 cm

II.7. Evaluation des charges et surcharges

Tableau II.2. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Protection gravillons	20	0.04	0.8
2	Etanchéité Multicouche	6	0.02	0.12
3	Forme de pente	22	0.05	1.1

Chapitre II: pré-dimensionnement des éléments

4	Corps creux	/	0.20+0.04	3.3
5	Isolation thermique	0.25	0.04	0.01
6	Enduit de plâtre	/	/	0.15
7	Enduit de ciment	18	0,015	0.27
Charge permanent G				5,75
charge d'exploitation Q				1

Tableau II.3. Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0.01	0.2
2	Mortier de pose	20	0.01	0.2
3	Lit de sable	18	0.01	0.18
4	Corps creux	/	0.20+0.04	3.3
5	Cloisons	10	0.1	1
6	Enduit de plâtre	/	/	0.15
7	Enduit de ciment	18	0,015	0.27
Charge permanent G				5,3
charge d'exploitation Q				2.5

Tableau II.4. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible dalles pleines.

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0.01	0.2
2	Mortier de pose	20	0.01	0.2
3	Lit de sable	18	0.01	0.18
4	dalle pleine	30	0.15	4.5
5	Cloisons	10	0.1	1

Chapitre II: pré-dimensionnement des éléments

6	Enduit de ciment	18	0,015	0.27
Charge permanent G				6,35
charge d'exploitation Q				1.5

Tableau II.5. Évaluation des charges revenant au mur double cloison

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
2	Brique creuses	9	0.15	1.35
3	Lame d'aire	/	0.05	/
4	Brique creuses	9	0.1	0.9
5	Enduit de plâtre	/	/	0.15
Charge permanent G				2,67

Tableau II.6. Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	30	0,20/cos(α)	6.9
2	Carrelage	Horizontal	20	0.01
		Vertical	20	0.01
3	Mortier de pose	Horizontal	20	0.01
		Vertical	20	0.01
4	Enduit de ciment	18	0,015/cos(α)	0.22
5	poids des marches	22	h/2	1
6	Garde de corps	/	/	0.27
Charge permanent G				9,19
charge d'exploitation Q				2.5

Chapitre II: pré-dimensionnement des éléments

Tableau II.7. Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	30	0.15	4.50
2	Carrelage	22	0.02	0.44
3	Mortier de pose	20	0.02	0.40
4	Lit de sable	18	0.03	0.54
5	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Charge permanent G				6,15
charge d'exploitation Q				2.5

Tableau II.8. Liste des surcharges d'exploitation.

1	Hall	Q=2.5KN/m ²
2	Salle de conférences	Q=5KN/m ²
3	Cuisine	Q=2.5KN/m ²
4	Restaurant	Q=2.5KN/m ²
5	Hébergement	Q=2.5KN/m ²
6	Terrasse restaurant	Q=2.5KN/m ²
7	Sortie de secours	Q=2.5KN/m ²
8	Cafétéria	Q=2.5KN/m ²

II.8. Pré dimensionnement des poteaux

- Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :
- ❖ Critère de résistance.
- ❖ Critère de stabilité de forme (flambement).
- ❖ Conditions de RPA.

Chapitre II: pré-dimensionnement des éléments

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de

compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

on a sélectionné 3 poteaux qui nous semblent d'être les plus sollicités dans les trois blocs :

- P 1 : poteau de rive..... (bloc réception).
- P 2 : poteau central. (bloc salle).
- P 3 : poteau central. (bloc tour).

II.8.1. Pré dimensionnement du Poteaux plus sollicités P1(Bloc tour) / P2(Bloc réception) / P3(Bloc salle)

Tableau II.9. Dimensions préliminaires des poteaux et le poids propres.

bloc	Niveau	Dimensions (cm ²)	Poids propres (KN)
Bloc tour	Sous sol	60 x 50	23.13
	R.D.C	60 x 50	42.03
	Etage 1	60 x 50	36.72
	Etage 2	60 x 50	33.66
	Etage 3	60 x 50	33.66
	Etage 4	60 x 50	33.66
	Etage 5	60 x 50	33.66
	Etage 6	60 x 50	33.66
Bloc réception	Sous sol	50 x 40	21.42
	R.D.C	50 x 40	28.56
	Etage 1	50 x 40	24.48
Bloc salle	Sous sol	65 x 40	27.84
	R.D.C	65 x 40	37.12
	Etage 1	65 x 40	31.82

Chapitre II: pré-dimensionnement des éléments

Tableau II.10. Surfaces afférentes.

	Caractéristique géométriques	Caractéristique géométriques	
Bloc tour		Terrasse	S1 = 6.55 m ² S2 = 5.03 m ² S3 = 9.10 m ² S4 = 7.00 m ² Lpp = 5.13 m Lps = 5.40 m
		Etage courant	S1 = 6.55 m ² S2 = 5.03 m ² S3 = 9.10 m ² S4 = 7.00 m ² Lpp = 5.13 m Lps = 5.40 m
Bloc réception		Terrasse	S1 = 9.66 m ² S2 = 9.80 m ² Lpp = 3.30 m Lps = 5.90 m
		Etage courant	S1 = 9.66 m ² S2 = 9.80 m ² Lpp = 3.30 m Lps = 5.90 m
Bloc salle		Terrasse	S1 = 12.83 m ² S2 = 12.69 m ² S3 = 12.00 m ² S4 = 11.87 m ² Lpp = 9.27 m Lps = 5.33 m
		Etage courant	S1 = 12.83 m ² S2 = 12.69 m ² S3 = 12.00 m ² S4 = 11.87 m ² Lpp = 9.27 m Lps = 5.33 m

Chapitre II: pré-dimensionnement des éléments

A - Bloc tour

- Les charges permanentes transmises au poteau sont données comme suit:

$$G_{\text{terrasse inac}} = G_{c.c} \times S_{c.c} = 5,75 \times 27,68 = 159,16 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{plancher étage courant}} = G_{c.c} \times S_{c.c} = 5,30 \times 27,68 = 146,70 \text{ KN.}$$

- Les charges d'exploitations transmises au poteau sont données comme suit:

$$Q_{\text{terrasse inac}} = 1 \times 27,68 = 27,68 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{plancher étage courant}} = 1,5 \times 27,68 = 41,52 \text{ KN.}$$

Les surcharges d'exploitation reprimant par le poteau étudié seront calculées en respectant la loi de

dégression définie par le DTR comme suit :

Sous la terrasse : Q_0

Sous le 7^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous le 5^{ème} étage : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 5^{ème} étage : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous les étages inférieurs (pour $n \geq 5$) : $Q_0 + (3 + n)/(2 \times n) \sum_1^n Q_i$

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau II.11 résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (bloc tour)

Niveau	Elément	poids propres [KN]	Surcharge Q [KN]
Niveau 8	Plancher terrasse accessible	159,16	27,68
	Poutres	44,59	
	poteaux 60*50 cm ²	33,66	
	SOMME	237,41	27,68

Chapitre II: pré-dimensionnement des éléments

Niveau 7	Venant de Niveau 8	237.41	
	Plancher étage	146,70	27,68 +
	Poutres	44.59	41.52
	poteaux 60*50 cm ²	33.66	
	SOMME	462.36	69.20
Niveau 6	Venant de Niveau 7	462.36	
	Plancher étage	146,70	27,68
	Poutres	44.59	+0.95*(41.52+41.52)
	poteaux 60*50 cm ²	33.66	
	SOMME	687.31	106.56
Niveau 5	Venant de Niveau 6	687.31	
	Plancher étage	146,70	27,68
	Poutres	44.59	+0.90*(41.52*3)
	poteaux 60*50 cm ²	33.66	
	SOMME	916.26	139.78
Niveau 4	Venant de Niveau 5	916.26	
	Plancher étage	146,70	27,68
	Poutres	44.59	+0.85*(41.52*4)
	poteaux 60*50 cm ²	33.66	
	SOMME	1137.21	168.84
Niveau 3	Venant de Niveau 4	1137.21	
	Plancher étage	146,70	27,68
	Poutres	44.59	+0.80*(41.52*5)
	poteaux 60*50 cm ²	33.66	
	SOMME	1362.16	193.76
Niveau 2	Venant de Niveau 3	1362.16	
	Plancher étage	146,70	27,68
	Poutres	44.59	+0.75*(41.52*6)
	poteaux 60*50 cm ²	36.72	
	SOMME	1590.17	214.52

Chapitre II: pré-dimensionnement des éléments

Niveau 1	Venant de Niveau 2	1590.17	27,68 +0.71*(41.52*7)
	Plancher étage	146,70	
	Poutres	44.59	
	poteaux 60*50 cm ²	42.03	
	SOMME	1823.49	234.03
Niveau 0	Venant de Niveau 1	1823.49	27,68 +0.69*(41.52*7)
	Plancher étage	146,70	
	Poutres	44.59	
	poteaux 60*50 cm ²	23.13	
	SOMME	2037.91	256.87
Nu = 1.35G + 1.5Q = 3136.48			

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le BAEL exige de majorer l'effort Nu comme suit :

1. 10 % poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées.
2. 15 % poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées.

Dans notre cas, le portique a quatre travées, donc l'effort Nu sera majoré de 10%.

$$Nu' = 1.10 Nu = 1.10 * 3136.48 = 3450.12 \text{ KN} ; Nu' = 3450.12 \text{ KN}$$

II.9. Vérifications

II.9.1. Vérification à la compression simple

• Vérification du poteau à la base (poteau de sous-sol)

Le dimensionnement se fait à l'ELU :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{Nu'}{\gamma b \theta} \leq \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma b \theta} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{Nu'}{\sigma_{bc}} = \frac{3450.12 \times 10^{-3}}{14.20} \Rightarrow B \geq 0.242 \text{ m}^2$$

Poteau de (60* 50) cm² ⇒ B = 0.5*0.6 = 0.30 m² > 0.242 m²..... La condition est vérifiée.

Niveau	Nu' [KN]	B calculé [m²]	B [m²]	Observation
Niveau 8	398.22	0.028	0.30	Vérifiée
Niveau 7	800.78	0.056	0.30	Vérifiée
Niveau 6	1196.47	0.084	0.30	Vérifiée
Niveau 5	1591.28	0.112	0.30	Vérifiée
Niveau 4	1967.34	0.138	0.30	Vérifiée
Niveau 3	2342.51	0.164	0.30	Vérifiée
Niveau 2	2715.36	0.191	0.30	Vérifiée
Niveau 1	3094.03	0.217	0.30	Vérifiée

II.9.2. Vérification à la stabilité de forme (flambement)

D' après le **CBA93 (Article B.8.8.1)** Le poteau doit être vérifié à l'état limite de stabilité de forme (flambement) par la formule suivante est :

$$Nu' \leq \alpha \left[\frac{Br f_{c28}}{0.9 \gamma_{bc}} + \frac{As f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots \mathbf{1} \quad \text{Avec : } Br = [(b-2) \times (h-2)] \text{ cm}^2 : \text{section réduite}$$

As : Section d'armatures comprimées

α : Coefficient réducteur qui est en fonction de l' élancement λ

$$\alpha = f(\lambda) \text{ avec : } \alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & 0 \leq \lambda \leq 50 \\ 0.60\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ (pour les poteaux rectangulaires)

$l_f = 0,7 \times L_0$: Longueur de flambement. **BAEL91 (Article B.8.3.31)**

L_0 : Hauteur libre du poteau = (hauteur d'étage - hauteur de la poutre principale)

$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$: Rayon de giration ; $I = \frac{bh^3}{12}$: Inertie de la section.

• Vérification du Poteau au niveau du sous-sol

Chapitre II: pré-dimensionnement des éléments

$$L_o = 3.57 - 0,5 = 3.07m$$

$$L_f = 0,7 \times 3.07 = 2.15 m$$

$$I = I = \frac{050 \times 060^3}{12} = 0.009$$

$$i = i = \sqrt{\frac{0.009}{0.30}} = 0.173$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2.15}{0.173} = 17.74 < 50 ; \alpha = 0.829$$

Selon le BAEL : $A_s \in [0,8 \% Br ; 1,2 \% Br]$ donc On prend $A_s = 1\% Br$

$$D'après la formule (I) : Br \geq \frac{Nu'}{\alpha} \times \frac{1}{\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_{bc}} + \frac{f_e}{100 \gamma_s}} = 0.161m^2$$

On aura : $Br = 0.48 \times 0.58 = 0.27 m^2$ $Br = 0.27 m^2 > 0.161 m^2$ vérifié.

Niveau	Nu' [KN]	I [m]	λ	α	Br [m ²]	Br calculé [m ²]	Observation
Niv 8	398.22	0.009	13.10	0.826	0.27	0.0187	Vérifiée
Niv 7	800.78	0.009	13.10	0.826	0.27	0.0377	Vérifiée
Niv 6	1196.47	0.009	13.10	0.826	0.27	0.0563	Vérifiée
Niv 5	1591.28	0.009	13.10	0.826	0.27	0.0749	Vérifiée
Niv 4	1967.34	0.009	13.10	0.826	0.27	0.0926	Vérifiée
Niv 3	2342.51	0.009	13.10	0.826	0.27	0.1103	Vérifiée
Niv 2	2715.36	0.009	14.48	0.821	0.27	0.1278	Vérifiée
Niv 1	3094.03	0.009	17.23	0.810	0.27	0.1457	Vérifiée

II.9.3. Vérification des conditions du RPA 99 / 2003

- Min (b, h) = 35 cm \geq 25 cmvérifiée.
- Min (b, h) = 35 cm \geq $\frac{h_e}{20} = \frac{h_e}{20} = 15$ cm vérifiée.

B - Bloc Réception

- Les charges permanentes transmises au poteau sont données comme suit:

$$G_{\text{terrasse inac}} = G_{c.c} \times S_{c.c} = 5,75 \times 19,46 = 111,89 KN.$$

Chapitre II: pré-dimensionnement des éléments

$G_{\text{plancher étage courant}} = G_{c.c} \times S_{c.c} = 5,30 \times 19,46 = 103,13 \text{ KN}$.

- Les charges d'exploitations transmises au poteau sont données comme suit:

$Q_{\text{terrasse inac}} = 1 \times 19,46 = 19,46 \text{ KN}$.

$Q_{\text{plancher étage courant}} = 1.5 \times 19,46 = 29,19 \text{ KN}$

Tableau II.12 résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (bloc réception)

Niveau	Elément	poids propres [KN]	Surcharge Q [KN]
Niveau 2	Plancher terrasse accessible	111,89	19,46
	Poutres poteaux 50*40 cm ²	42.60	
		24.48	
	SOMME	178.97	
Niveau 1	Venant de Niveau 2	178.97	19,46 + 29,19
	Plancher étage	103,13	
	Poutres poteaux 50*40 cm ²	42.60	
		28.56	
SOMME	353.26	48.65	
Niveau 0	Venant de Niveau 1	353.26	19,46 +0.95*(29,19+29,19)
	Plancher étage	103,13	
	Poutres poteaux 50*40 cm ²	42.60	
		21.42	
SOMME	520.41	74.92	
Nu = 1.35G + 1.5Q = 814. 92			

A - Bloc Salle

- Les charges permanentes transmises au poteau sont données comme suit:

$G_{\text{terrasse inac}} = G_{c.c} \times S_{c.c} = 5,75 \times 49,39 = 283,99 \text{ KN}$.

$G_{\text{plancher étage courant}} = G_{c.c} \times S_{c.c} = 5,30 \times 49,39 = 261,76 \text{ KN}$.

Chapitre II: pré-dimensionnement des éléments

- Les charges d'exploitations transmises au poteau sont données comme suit:

$$Q_{\text{terrasse inac}} = 1 \times 49,39 = 49,39 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{plancher étage courant}} = 1.5 \times 49,39 = 74,08 \text{ KN}$$

Tableau II.13 résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (bloc salle)

Niveau	Elément	poids propres [KN]	Surcharge Q [KN]
Niveau 2	Plancher terrasse accessible	283,99	49,39
	Poutres poteaux 65*40 cm ²	121.20 31.82	
	SOMME	437.01	
Niveau 1	Venant de Niveau 2	437.01	49,39 + 74,08
	Plancher étage	261,76	
	Poutres poteaux 65*40 cm ²	121.20 37.12	
	SOMME	857.05	
Niveau 0	Venant de Niveau 1	857.05	49,39+0.95*(74,08+74,08)
	Plancher étage	261,76	
	Poutres poteaux 65*40 cm ²	121.20 27.84	
	SOMME	1267.85	
Nu = 1.35G + 1.5Q = 1996. 80			

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le BAEL exige de majorer l'effort Nu comme suit :

1. 10 % poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées.
2. 15 % poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées.

Dans notre cas, le portique a deux travées, donc l'effort Nu sera majoré de 15%.

$$Nu' = 1.15Nu = 1.15 \times 3558.375 = 4092.13 \text{ KN} ; Nu' = 4092.13 \text{ KN}$$

II.10. Conclusion

Vu que les conditions sont vérifiées, on peut opter pour les dimensions qu'on a proposées au-dessus :

- Plancher à corps creux : $e = (20 + 4) \text{ cm}$; Dalle pleine : $e = 15 \text{ cm}$.
- Epaisseur des paliers et des volées $e = 15 \text{ cm}$ et $e = 20 \text{ cm}$.
- Epaisseur des voiles : $e = 16 \text{ cm}$ et $e = 18 \text{ cm}$.
- Poutres Principales $(55 \times 35) / (80 \times 45) / (50 \times 35) \text{ cm}^2$
- Poutres Secondaires $(50 \times 30) / (30 \times 45) / (30 \times 45) \text{ cm}^2$
- Poteaux :

Bloc	Tour	Salle	Réception
Section $b \cdot h [\text{cm}^2]$	60 * 50	50 * 40	65 * 40

Chapitre III

Etude des éléments
secondaires

II .1. Introduction

Dans ce chapitre, on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires, qui sont des éléments ne faisant pas partie du système de contreventement, ils n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques. Les éléments secondaires à étudier sont :

- Les planchers (plancher à corps creux, et plancher dalle pleine).
- Les escaliers.
- Acrotère.
- Poutre de chaînage.
- Etude de la rampe.
- Ascenseur.

III.2. Calculs des planchers

III.2.1 Planchers à corps creux

III.2.1.1. Etudes des poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues à la flexion simple. Deux méthodes sont envisagées pour la détermination des sollicitations des poutrelles, la méthode forfaitaire et la méthode de Caquot. Dans notre cas on applique la méthode de Caquot (minorée).

III.2.1.2. Méthode de Caquot BAEL91 (Annexe E.2)

Elle est appliquée essentiellement aux plancher à surcharge élevée, elle est basée sur la méthode des 3 moments que Caquot à légèrement modifié, et simplifié pour prendre en considération les propriétés hétérogènes et non-parfaites du béton armé. Pour cela, il a remplacé les points des moments nuls des appuis de rive fictifs, donc le calcul de poutre continue revient à calculer un ensemble des poutres à deux travées seulement de portées

fictives l_g' et l_d' , Avec :

$$\begin{cases} l' = 1 \rightarrow \text{travée de rive} \\ l' = 0.8l \rightarrow \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

Le moment à l' appui est obtenu en appliquant la méthode des trois moments :

$$1) M_i = \frac{qg l'g^3 + qd l'd^3}{8.5(l'g+l'd)} \quad (\text{sous chargement reparties seulement})$$

$$2) M_i = \frac{kg pg l'g^2 + kd pd l'd^2}{l'g+l'd} \quad (\text{sous chargement concentrés})$$

• Moment max en travée M_t

Pour le calcul des moments en travée M_t , on isole la travée considérée et on applique la méthode des sections :

$$M(x) = M_0(x) + \left(1 + \frac{x}{i}\right) + Md\left(\frac{x}{i}\right) \quad \text{Avec : } \begin{cases} M_0(x) = \frac{x}{2} (L - x) \\ \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} - \frac{Mg - Md}{qL} \end{cases}$$

• Les efforts tranchants

Les efforts tranchants sont calculés par la méthode classique (RDM) au niveau des appuis :

$$V_g = V_o^g - \frac{Mg - Md}{l} \quad ; \quad V_d = V_o^d - \frac{Mg - Md}{l}$$

$$\text{Avec : } V_o^g = ql/2 \quad ; \quad V_o^d = ql/2$$

III.2.1.3. Méthode de Caquot minorée

Cette méthode est appliquée quand la 2^{ème}, la 3^{ème} ou la 4^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite. On minore la charge permanente G , par $G' = 2/3 G$ pour calculer les moments au niveau des appuis intermédiaire seulement

III.2.1.4. Les différents types des poutrelles

Tableau III.1. Différents types de poutrelles.

	t y p e	schéma statique
bloc TOUR	type 01	
	type 02	
	type 03	
bloc SALLE	type 04	
	type 05	
bloc RÉCEPTION	type 06	

III.2.1.5. Charges et surcharges revenant aux poutrelles

1. A l'ELU : $P_u = l_0 \times (1.35 G + 1.5 Q)$

2. A l'ELS : $P_s = l_0 \times (G + Q)$

Avec : $l_0 = 0.65$: entre axe des poutrelles.

Pour avoir les sollicitations maximales dans les poutrelles on a calculé les types suivants :

Tableau III.2. Types des poutrelles à étudier.

Type de poutrelle	Type de plancher	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	Lo [m]
Type 1 ,2 ,3	Terrasse inaccessible	5,75	1	0.65
Type 1 ,2 ,3 ,4	Etage courant	5,3	2.5	0.65
Type 4 ,5	Salle de conférence	5,3	2.5	0.65

III.2.1.6. Exemples de calcul poutrelle

❖ Type 01 (étage courant)

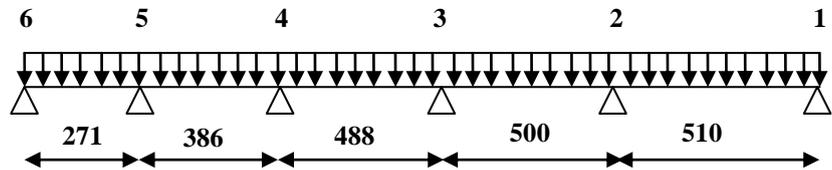


Figure III.1. Schéma statique de la poutrelle type 01 (étage courant).

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- $Q \leq \text{Min} (2 \times 5.30 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$vérifiée.
- $\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{2.71}{3.86} = 0.70$ n'est pas compris entre 0.8 et 1.25.....pas vérifiée.
- $I = \text{constant}$vérifiée.
- F.P.N.....vérifiée.

La 2ème condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite pour le type 02, car le rapport (l_i / l_{i+1}) n'est pas vérifié pour ce type, donc la méthode forfaitaire ne peut être appliquée. On applique alors la méthode de **Caquot minorée** : $G' = 2/3 \times 5.30$ donc **$G' = 3.53 \text{ KN/m}^2$** .

➤ Calcul des sollicitations

A l'ELU : $P_u' = l_o \times (1.35 G' + 1.5 Q) = 0.65 \times (1.35 \times 3.53 + 1.5 \times 2.5) = \mathbf{5.53 \text{ KN/m}}$.

A l'ELS : $P_s' = l_o \times (G' + Q) = 0.65 \times (3.53 + 2.5) = \mathbf{3.91 \text{ KN/m}}$.

➤ Moments aux appuis intermédiaires 2 , 3 , 4 et 5

Appui 2 $q_d^U = q_g^U = 5.53 \text{ KN/m}$; $q_d^S = q_g^S = 4.88 \text{ KN/m}$; $l_g' = 5.00 \text{ m}$; $l_d' = 5.10 \text{ m}$.

A l'ELU : $M_{bu} = - \frac{5.53 \times 5.00^3 + 5.53 \times 5.10^3}{8.5(5.00+5.10)} = \mathbf{-16.59 \text{ KN.m}}$

A l'ELS : $M_{bu} = - \frac{3.91 \times 5.00^3 + 3.91 \times 5.10^3}{8.5(5.00+5.10)} = \mathbf{-11.72 \text{ KN.m}}$

Appui 3 $q_d^U = q_g^U = 5.53 \text{ KN/m}$; $q_d^S = q_g^S = 4.88 \text{ KN/m}$; $l_g' = 4.88 \text{ m}$; $l_d' = 5.00 \text{ m}$.

A l'ELU : $M_{bu} = - \frac{5.53 \times 4.88^3 + 5.53 \times 5.00^3}{8.5(4.88+5.00)} = \mathbf{-15.88 \text{ KN.m}}$

A l'ELS : $M_{bu} = - \frac{3.91 \times 4.88^3 + 3.91 \times 5.00^3}{8.5(4.88+5.00)} = \mathbf{-11.23 \text{ KN.m}}$

Appui 4 $q_d^U = q_g^U = 5.53 \text{ KN/m}$; $q_d^S = q_g^S = 3.91 \text{ KN/m}$; $lg' = 3.86\text{m}$; $ld' = 4.88 \text{ m}$.

A ΓELU : $M_{bu} = -\frac{5.53 \times 3.86^3 + 5.53 \times 4.88^3}{8.5(3.86+4.88)} = -12.93 \text{ KN.m}$

A ΓELS : $M_{bu} = -\frac{3.91 \times 3.86^3 + 3.91 \times 4.88^3}{8.5(3.86+4.88)} = -9.14 \text{ KN.m}$

Appui 5 $q_d^U = q_g^U = 5.53 \text{ KN/m}$; $q_d^S = q_g^S = 4.88 \text{ KN/m}$; $lg' = 2.71 \text{ m}$; $ld' = 3.86 \text{ m}$.

A ΓELU : $M_{bu} = -\frac{5.53 \times 2.71^3 + 5.53 \times 3.86^3}{8.5(2.71+3.86)} = -7.66 \text{ KN.m}$

A ΓELS : $M_{bu} = -\frac{3.91 \times 3.86^3 + 3.91 \times 4.88^3}{8.5(3.86+4.88)} = -5.42 \text{ KN.m}$

Effort tranchant

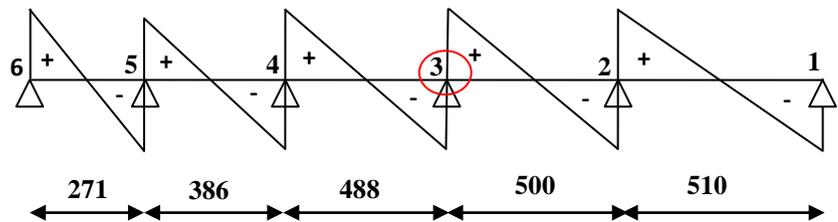


Figure III.2. Diagramme de l'effort tranchant de la poutrelle type 01 (étage courant).

Travée 5 - 6 $V_0 = q_u \times l/2 = 9.59 \text{ KN}$ avec : $q_u = 7.08 \text{ KN/m}$. ; $M_{t5-6} = 6.45 \text{ KN.m}$

$V_6 = 9.59 - \frac{0+7.66}{2.71} = 6.75 \text{ KN}$; $V_5 = -9.59 - \frac{0+7.66}{2.71} = -12.42 \text{ KN}$.

Travée 4 - 5 : $V_0 = q_u \times l/2 = 13.66 \text{ KN}$ avec : $q_u = 7.08 \text{ KN/m}$. ; $M_{t4-5} = 13.18 \text{ KN.m}$

$V_5 = 13.66 - \frac{(-9.59)+12.93}{3.86} = 12.79 \text{ KN}$; $V_4 = -13.66 - \frac{(-9.59)+12.93}{3.86} = -14.52 \text{ KN}$

Travée 3 - 4 : $V_0 = q_u \times l/2 = 17.27 \text{ KN}$ avec : $q_u = 7.08 \text{ KN/m}$. ; $M_{t3-4} = 21.07 \text{ KN.m}$

$V_4 = 17.27 - \frac{(-12.93)+15.88}{4.88} = 16.66 \text{ KN}$; $V_3 = -17.27 - \frac{(-12.93)+15.88}{4.88} = -17.87 \text{ KN}$

Travée 2 - 3 : $V_0 = q_u \times l/2 = 17.70 \text{ KN}$ avec : $q_u = 7.08 \text{ KN/m}$. ; $M_{t2-3} = 22.12 \text{ KN.m}$

$V_3 = 17.70 - \frac{(-15.88)+16.59}{5.00} = 17.55 \text{ KN}$; $V_2 = -17.70 - \frac{(-15.88)+16.59}{5.00} = -17.84 \text{ KN}$

Travée 1 - 2 : $V_0 = q_u \times l/2 = 17.70 \text{ KN}$ avec : $q_u = 7.08 \text{ KN/m}$; $M_{t1-2} = 23.01 \text{ KN.m}$

$$V_2 = 18.05 - \frac{(-16.59)+0}{5.10} = 14.80 \text{ KN} \quad ; \quad V_1 = -18.05 - \frac{16.59+0}{5.10} = -21.30 \text{ KN}$$

Type 04 (salle de conférences)

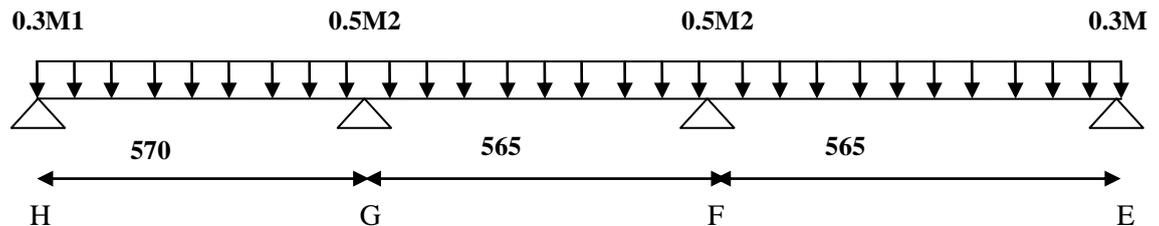


Figure III.3. Schéma statique de la poutrelle type 04 (salle de conférences)

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- $Q \leq \text{Min} (2 \times 5.30 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$ vérifiée.
- $\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{5.70}{5.65} = 1.00$ compris entre 0.8 et 1.25..... vérifiée.
- $I = \text{constant}$vérifiée.
- F.P.N.....vérifiée.

➤ **Calcul des sollicitations**

A l'ELU : $P_u' = l_o \times (1.35 G + 1.5 Q) = 0.65 \times ((1.35 \times 5.30) + (1.5 \times 5)) = 9.52 \text{ KN/m}$.

A l'ELS : $P_s' = l_o \times (G + Q) = 0.65 \times (5.30 + 5) = 6.69 \text{ KN/m}$.

Calcul du rapport de charge α : $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{5}{5+5.3} = 0.48 \quad 0 < \alpha < \frac{2}{3}$

α	$1+0.3 \alpha$	$(1+0.3 \alpha)/2$	$(1.2+0.3 \alpha)/2$
0.48	1.144	0.572	0.672

a) Calcul des moments fléchissant

Moment	M ₀₁	M ₀₂	M ₀₃
Valeurs $M = \frac{q_u \cdot l^2}{8}$ (kNm)	38.66	37.98	37.98

b) Calcul des moments aux appuis

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Moment	M _H	M _G	M _F	M _E
Valeurs (kNm)	11.59	18.99	18.99	11.39

c) Calcul des moments aux travées

Les travées	Condition I	Condition II	Moment : Max (I, II) kNm
H - G	$M_t = \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max(M_1(1 + 0.3 \alpha)); 1.05M_{01}$	$M_t = \frac{(1.2 + 0.3 \alpha)}{2} M_{01}$	25.97
G - F	$M_t = \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max(M_2(1 + 0.3 \alpha)); 1.05M_{02}$	$M_t = \frac{(1 + 0.3 \alpha)}{2} M_{02}$	21.72
F - E	$M_t = \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max(M_3(1 + 0.3 \alpha)); 1.05M_{03}$	$M_t = \frac{(1.2 + 0.3 \alpha)}{2} M_{03}$	25.52

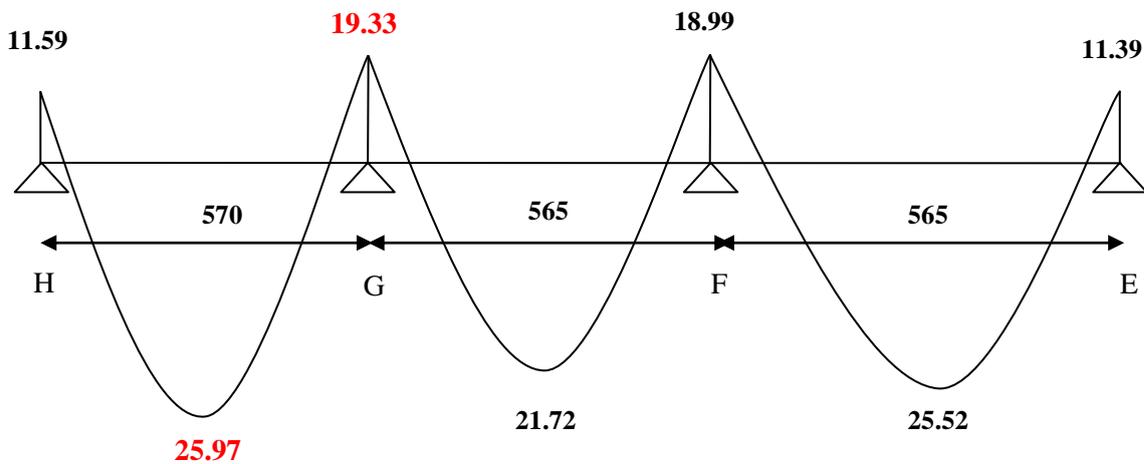


Fig. III.4. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

d) Les efforts tranchants $T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{qu * L}{2}$; $T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qu * L}{2}$

Les travées	H - G	G - F	F - E
TW (kN)	25.78	26.95	28.23
TE (kN)	-28.48	-26.83	-25.55

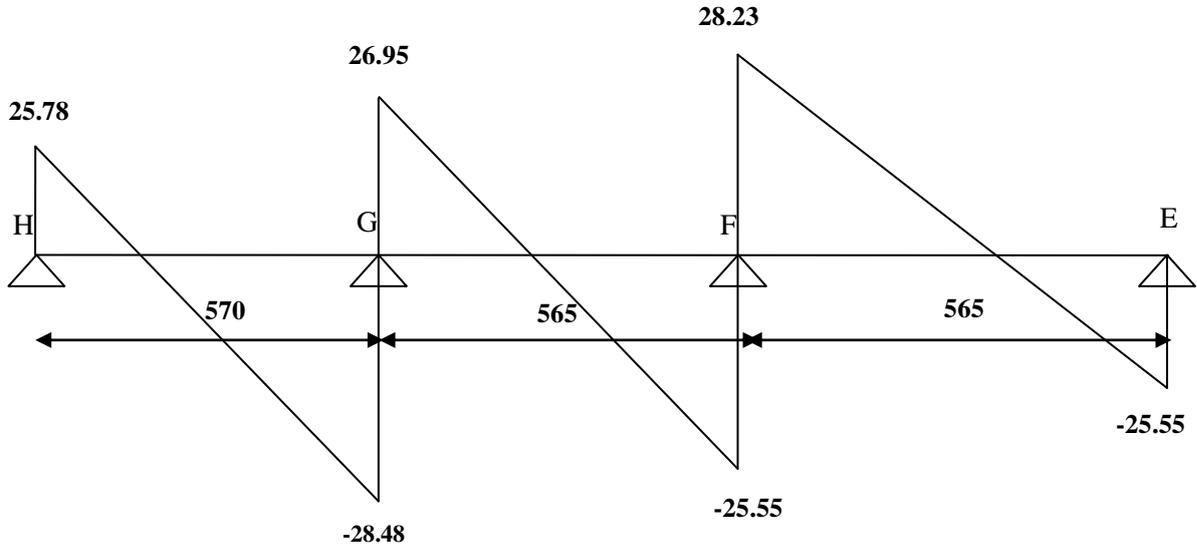


Fig. III 5. Diagramme des efforts tranchants

III.2.1.7. Ferrailage des poutrelles Type 01 (étage courant)

Tableau III.3. Sollicitations maximales dans les poutrelles.

Position	ELU	ELS
M_t^{max} [KN.m]	23.01	16.48
$M_a^{inter}^{max}$ [KN.m]	-16.59	-11.72
$M_a^{rive}^{max}$ [KN.m]	-2.69	-1.90
V^{max} KN	17.55	

Les poutrelles seront calculées comme une section en (T) à la flexion simple, le moment équilibré par la table de compression est : $MTu = bh_0 \times fb_u (d - h_0/2)$ avec :

$$\begin{cases} b = 65\text{cm} ; b_0 = 12\text{ cm} ; h_t = 24\text{cm} ; h_0 = 4\text{cm} ; f_e = 400\text{ MPa} ; f_{c28} = 30\text{ MPa.} \\ \text{FPN} \rightarrow C = 2\text{ cm, } d = 22\text{ cm} \end{cases}$$

III.2.1.7.1. Calcul à l'ELU

❖ Ferrailage longitudinale

➤ Ferrailage en travée $M_t^{max} = 23.01\text{ KN.m}$

$$MTu = bh_0 \times fb_u (d - h_0/2) \Rightarrow 0.65 \times 0.04 \times 17 \times (0.22 - \frac{0.04}{2}) = 88.40\text{ KN.m}$$

$MTu = 88.40 \text{ KN.m} > Mtu_{max} = 23.01 \text{ KN.m} \rightarrow$ on calcul une section rectangulaire (**b** × **h**).

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.02301}{0.65 \times 0.22^2 \times 17} = 0.043 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\varepsilon_{st} = 10\text{‰} \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1.15 \times 200000} = 1.7391 \times 10^{-3} ; \quad \alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_1} = 0.6680$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1) = 0.8 \times 0.668(1 - (0.4 \times 0.668)) = 0.3916$$

$\mu_{bu} = 0.043 < \mu_l = 0.3916 \rightarrow A' = 0$: pas d'armature comprimée.

$$A_t = \frac{M_{tu}}{z f_{st}} \rightarrow \begin{cases} \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.054 \\ z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.22 \times (1 - (0.4 \times 0.054)) = 0.215m \end{cases}$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{0.02301}{0.215 \times 348} = 3.07 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = \mathbf{3.07 \text{ cm}^2}$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{t_{min}} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.4 \text{ MPa}$$

$$A_{t_{min}} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times 2.4}{400} = \mathbf{1.97 \text{ cm}^2}$$

$A_{t_{min}} = 1.97 \text{ cm}^2 < A_{t_{cal}} = 3.07 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée.

- **Ferraillage aux appuis $M_t^{max} = 23.01 \text{ KN.m}$**

On calcule la section ($b_0 \times h$) car les moments aux appuis sont négatifs, ce qui veut dire que la table est tendue. Donc elle n' intervient pas dans la résistance ce qui revient à calculer la nervure en section (**b0** × **h**).

- a) **Appuis intermédiaire $M_a^{inter} = -16.59 \text{ KN.m}$**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{inter}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.01659}{0.65 \times 0.22^2 \times 17} = 0.031 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\varepsilon_{st} = 10\text{‰} \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1.15 \times 200000} = 1.7391 \times 10^{-3} ; \quad \alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_1} = 0.6680$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1) = 0.8 \times 0.668(1 - (0.4 \times 0.668)) = 0.3916$$

$$\mu_{bu} = 0.031 < \mu_l = 0.3916 \rightarrow A' = 0 : \text{pas d'armature comprimée.}$$

$$A_t = \frac{M_{au}^{inter}}{z f_{st}} \rightarrow \begin{cases} \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.039 \\ z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.22 \times (1 - (0.4 \times 0.039)) = 0.216m \end{cases}$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{0.01659}{0.216 \times 348} = 2.20 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = \mathbf{2.20 \text{ cm}^2}$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{t_{min}} = \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.4 \text{ MPa}$$

$$A_{t_{min}} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.22 \times 2.4}{400} = \mathbf{0.36 \text{ cm}^2}$$

$$A_{t_{min}} = 0.36 \text{ cm}^2 < A_{t_{cal}} = 2.40 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

a) Appuis de rive $M_a^{rive} = -2.69 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.00269}{0.65 \times 0.22^2 \times 17} = 0.0050 < 0.186 \rightarrow \mathbf{\text{pivot A}}$$

$$\epsilon_{st} = 10\text{‰} \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1.15 \times 200000} = 1.7391 \times 10^{-3} ; \quad \alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000\epsilon_1} = 0.6680$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1) = 0.8 \times 0.668(1 - (0.4 \times 0.668)) = 0.3916$$

$$\mu_{bu} = 0.0059 < \mu_l = 0.3916 \rightarrow A' = 0 : \text{pas d'armature comprimée.}$$

$$A_t = \frac{M_{au}^{inter}}{z f_{st}} \rightarrow \begin{cases} \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.0073 \\ z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.22 \times (1 - (0.4 \times 0.0073)) = 0.219m \end{cases}$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{0.00269}{0.219 \times 348} = 2.20 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = \mathbf{0.35 \text{ cm}^2}$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{t_{\min}} = \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.4 \text{ MPa}$$

$$A_{t_{\min}} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.22 \times 2.4}{400} = \mathbf{0.36 \text{ cm}^2}$$

$A_{t_{\min}} = 1.97 \text{ cm}^2 > A_{t_{\text{cal}}} = 0.35 \text{ cm}^2$ La condition est non vérifiée.

On prend $A_t = A_{t_{\min}} = \mathbf{1.97 \text{ cm}^2}$

- **Choix des barres (Annexe 4) :**

- **En travées :** $A = 3.07 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Soit 3HA 12 = 3.39 cm^2

- **En appui intermédiaire :** $A = 2.20 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Soit 2HA12 = 2.26 cm^2

- **En appuis de rive :** $A = 1.97 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Soit 2HA 12 = 2.26 cm^2

➤ **Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) $V_u = V_{\max} = 17.55 \text{ KN}$.**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{17.55 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22} = 0.66 \text{ MPa} \quad \text{avec : } \tau_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 4 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.66 \text{ MPa} < \tau_u = 4 \text{ MPa}$ Vérifiée (Pas de risque de cisaillement).

❖ **Ferraillage transversale**

$$\begin{aligned} \phi_t &\leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{L \min}; \frac{b_0}{10}\right) = \min\left(\frac{240}{35}; \phi_{L \min}; \frac{120}{10}\right) \\ &= \min(6.86 \text{ mm}; 6 \text{ mm}; 12 \text{ mm}) \end{aligned}$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$ soit $A_t = 2\phi_6 = \mathbf{0.57 \text{ cm}^2}$.

- **Espacements :**

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min[0.9 d; 40 \text{ cm}] = 19.8 \text{ cm} \dots \dots \dots (1) \\ St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 b_0} = 29.16 \text{ cm} \dots \dots \dots (2) \\ St \leq \frac{0.8 A_t f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 f_{t28}]} = 155.55 \text{ cm} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

Donc $St \leq 19.8 \text{ cm}$ soit un espacement de $St = \mathbf{15 \text{ cm}}$.

Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant V_u

a. Appuis de rive $V_u=17.55$ KN

$$A_{lmin} \geq \frac{V_u \gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_{lmin} \geq \frac{17.55 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} \text{ donc } A_{lmin} = \mathbf{0.5 \text{ cm}^2}$$

$$A_l = 3HA12+1HA10 = 3.39 + 0.79 = \mathbf{4.18 \text{ cm}^2}$$

$$A_l = 4.18 \text{ cm}^2 \geq 0.6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

b. Appuis intermédiaires

$$A_l \geq \left(V_u + \frac{Mu}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \left(17.55 \times 10^{-3} - \frac{0.01659}{0.9 \times 22} \right) \frac{1.15}{400}$$

$$\text{donc } A_{lmin} = \mathbf{-1.904 \text{ cm}^2}$$

$A_l < 0$: Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

- **Vérification de la bielle**

$$V_u \leq \mathbf{0.267} \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec : $a = \min(0.9d ; \text{largueur de l'appui} - 2c) = \min(0.9 \times 22 ; 35 - 4) = 19.8\text{cm}$

$$V_u \leq 0.267 \times 0.198 \times 0.12 \times 30 = 0.1903 \text{ MN.}$$

$$21.13 \text{ KN} \leq 190.3 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- **Vérification du cisaillement à la jonction table- nervure**

$$\tau_u = \frac{V_u \frac{b - b_0}{2}}{0.9dbh_0} = \frac{17.55 \times 10^{-3} \times \frac{0.65 - 0.12}{2}}{0.9 \times 0.22 \times 0.65 \times 0.04} = 0.903 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.903 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée : pas de risque de rupture.}$$

III.2.1.7.2. Calcul à l'ELS

- ❖ **Etat limite de compression**

1. **En travée**

- **Position de l'axe neutre**

$$H = \frac{b}{2} h_0^2 - 15A (d - h_0) + 15A'(h_0 - d') \dots \dots \dots \text{(BEAL91. L. III. 3)}$$

$$H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 3.07 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.04)$$

$H = -3.089 \times 10^{-4} m^3 < 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure, vérification de la contrainte pour une section en T.

➤ **Calcul de y**

$$H = \frac{b_0}{2} y^2 + [15A + (b - b_0)h_0]y - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15Ad = 0$$

$$6y^2 + 274.70y - 1379.4 = 0 \dots \dots \dots (1), \text{ Solution de l'équation (1) : } y = 1.38\text{cm}$$

➤ **Moment d'inertie I de la section efficace**

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 - \frac{(y-h_0)^3}{2} (b - b_0) + 15A(d - y)^2 \qquad \qquad \qquad I = 19791.53\text{cm}^4$$

➤ **Contrainte de compression**

• $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ fissuration peu nuisible $\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{16.48 \times 10^{-3}}{19791.53 \times 10^{-8}} \times 0.0456$
 $\sigma_{bc} = 1.14 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Vérifiée (BEAL91.E.III.2)

2. En appui intermédiaire

➤ **Position de l'axe neutre**

$$H = \frac{b}{2} h_0^2 - 15A (d - h_0) + 15A'(h_0 - d') \dots \dots \dots \text{(BEAL91. L. III. 3)}$$

$$H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.20 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.04)$$

• $H = -0.74 \times 10^{-4} m^3 < 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure, vérification de la contrainte pour une section en T.

➤ **Calcul de y et I**

$$y = 4.25\text{cm} \qquad ; \qquad I = 10479.53\text{cm}^4$$

➤ **Contrainte de compression**

• $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ fissuration peu nuisible $\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{11.72 \times 10^{-3}}{10479.53 \times 10^{-8}} \times 0.0425$
 $\sigma_{bc} = 4.75 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Vérifiée (BEAL91.E.III.2)

❖ **Etat limite de déformation (calcul de la flèche)**

D'après le **BAEL91** et le **CBA93**, si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire, On prendra la poutrelle type 04 (isostatique) comme exemple

$$\left\{ \begin{array}{l} At \leq \frac{3.6 \times b_0 \times d}{f_e} \\ h \geq \frac{M_t}{15M_0} l \\ L \leq 8m \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 3.07 \text{ cm}^2 \geq 2.37 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée} \\ h=24 \text{ cm} > 33.66 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée} \\ 5.00 \leq 8m \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque La 1er et la 2ème conditions ne sont pas vérifiées, on doit calculer la flèche.

$$\Delta f \leq \bar{F} \quad l = 5.00\text{m} > 5\text{m} \rightarrow \bar{F} = \frac{l}{500} = \frac{5.00}{500} = 10.00 \text{ mm, Avec :}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots\dots\dots \text{BAEL 91 modifiées 99.}$$

f_{gv} et f_{gi} : flèches dues aux charges permanentes déferée totales

f_{ji} : Flèche dues aux charges permanentes au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G+Q).

• **Evaluation des moments en travées selon le chargement considéré**

$$qj_{ser} = 0.65 \times j = 0.65 \times 3.30 = 2.145 \text{ KN/m} \rightarrow \text{charge permanente sans revêtement.}$$

$$qg_{ser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.30 = 3.44 \text{ KN/m} \rightarrow \text{la charge permanente qui revient à la poutrelle.}$$

$$qp_{ser} = 0.65 \times (G+Q) = 0.65 (5.30+2.5) = 5.07 \text{ KN/m} \rightarrow \text{la charge et la surcharge.}$$

Puisque le moment en travée maximal M_{max}^t se trouve dans la poutre isostatique, donc le

$$M_{ser} \text{ va être calculé comme suit : } M_{ser} = \frac{Q_{ser} \times l^2}{8}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Mj_{ser} = 0.85 \times \frac{2.145 \times 5.00^2}{8} = 5.69 \text{ KN.m} \\ Mg_{ser} = 0.85 \times \frac{3.44 \times 5.00^2}{8} = 9.13 \text{ KN.m} \\ Mp_{ser} = 0.85 \times \frac{5.07 \times 5.00^2}{8} = 13.46 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Propriétés de la section**

$$y = 4.59\text{cm} ; I = 14298.03 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des contraintes**

$$\sigma_{j_{ser}} = 15 \times \frac{Mj_{ser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow 15 \times \frac{5.69 \times 10^{-3} \times (0.22 - 0.0459)}{14298.03 \times 10^{-8}} = 103.92 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_{g_{ser}} = 15 \times \frac{M_{g_{ser}} \times (d - y)}{I} \Rightarrow 15 \times \frac{9.13 \times 10^{-3} \times (0.22 - 0.0459)}{14298.03 \times 10^{-8}} = 166.75 \text{KN/m}$$

$$\sigma_{p_{ser}} = 15 \times \frac{M_{g_{ser}} \times (d - y)}{I} \Rightarrow 15 \times \frac{13.46 \times 10^{-3} \times (0.22 - 0.0459)}{14298.03 \times 10^{-8}} = 245.84 \text{KN/m}$$

➤ **Les coefficients λ et μ**

λ et μ sont définis par le **BAEL (B.6.5, 2)** pour prendre en considération la fissuration de

béton comme suit : $\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.07}{12 \times 22} = 0.011$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \text{ft}28}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{0.05 \times 2.40}{(2+3\frac{12}{65})0.011} = 3.076 \dots \dots \dots \text{Déformation instantané.} \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.23 \dots \dots \dots \text{Déformation déferé.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_j = \max(0; 1 - \frac{1.75 \text{ft}28}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + \text{ft}28} = 0.397 \\ \mu_g = \max(0; 1 - \frac{1.75 \text{ft}28}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + \text{ft}28} = 0.568 \\ \mu_p = \max(0; 1 - \frac{1.75 \text{ft}28}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + \text{ft}28} = 0.682 \end{array} \right.$$

➤ **Position du centre de gravité**

$$y_g = \frac{(b \times h_0 \times \frac{h_0}{2}) + [b_0(h - h_0) (\frac{h - h_0}{2} + h_0)] + (15 \times A \times d)}{(b \times h_0) + b_0(h - h_0) + 15 \times A}$$

$$y_g = \frac{(65 \times 4 \times \frac{4}{2}) + [12(24 - 4) (\frac{24 - 4}{2} + 4)] + (15 \times 3.07 \times 22)}{(65 \times 4) + 12(24 - 4) + 15 \times 3.07} \Rightarrow y_g = 8.96 \text{ cm}$$

➤ **Calcul du moment d'inertie de la section homogène**

$$I_0 = \frac{b}{3} y_g^3 + b_0 \frac{(h - y_g)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15 \times A (d - y_g)^2$$

$$I_0 = \frac{65}{3} 8.96^3 + 12 \frac{(24 - 8.96)^3}{3} - (65 - 12) \frac{(8.96 - 4)^3}{3} + 15 \times 3.07 (22 - 8.96)^2 ; I_0 = 34868.28 \text{ cm}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fji} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 34868.28}{1 + 3.076 \times 0.397} = 17267.95 \text{ cm}^4 \\ I_{fgi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 34868.28}{1 + 3.076 \times 0.568} = 13961.69 \text{ cm}^4 \\ I_{fpi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 34868.28}{1 + 3.076 \times 0.682} = 12381.27 \text{ cm}^4 \\ I_{fgv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 34868.28}{1 + 1.23 \times 0.568} = 22579.89 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

➤ **Modules de Yong instantanés et déferé**

$$\left\{ \begin{array}{l} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11496.76 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 34490.28 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

➤ **Calcul des flèches**

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{ji} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = \frac{5.69 \times 10^{-3} \times 5.00^2}{10 \times 34490.28 \times 17267.95 \times 10^{-3}} = 0.23 \text{ cm} \\ f_{gi} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = \frac{9.13 \times 10^{-3} \times 5.00^2}{10 \times 34490.28 \times 13961.69 \times 10^{-3}} = 0.47 \text{ cm} \\ f_{pi} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = \frac{13.46 \times 10^{-3} \times 5.00^2}{10 \times 34490.28 \times 12381.27 \times 10^{-3}} = 0.78 \text{ cm} \\ f_{gv} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = \frac{9.13 \times 10^{-3} \times 5.00^2}{10 \times 11496.76 \times 22579.89 \times 10^{-3}} = 0.87 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = (0.87 - 0.23) + (0.78 - 0.47)$$

$$\Delta f_t = 0.95 \text{ cm} < F = 1.00 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

III.2.1.8. Ferrailage des poutrelles de la terrasse accessible type 01

Les résultats de calcul du ferrailage des poutrelles de la terrasse accessibles sont les suivant :

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III. 4. Ferrailage des poutrelles terrasse accessible à l'état limite ultime (ELU).

Position	Mt[KN.m]	μ_{bu}	α	Z[m]	Acal[cm ²]	Amin(cm ²)	Achoisi[cm ²]
En travée	14.01	0.026	0.032	0.217	1.85	1.97	3HA10=2.36
En appui intermédiaire	-12.90	0.024	0.030	0.217	1.70	0.36	2HA10=1.57
En appuis de rive	-2.10	0.0039	0.0048	0.219	0.275	0.36	1HA10=0.79

Pour le ferrailage choisit ($A=3HA10=2.36 \text{ cm}^2$) au niveau des poutrelles terrasse accessible ne vérifie pas la flèche, alors on augmente la section des aciers, soit $A=3.39 \text{ cm}^2 = 3HA12$.

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.5. Vérification de la flèche pour les poutrelles de la terrasse accessible.

L[m]	At[cm ²]	Mjs[KN.m]	Mgs[KN.m]	Mps[KN.m]	I[cm ⁴]	Io[cm ⁴]
5.1	3.39	5.92	10.22	12.02	17379.09	3567.26
Y [cm]	Ifji[cm ⁴]	Ifgi[cm ⁴]	Ifpi[cm ⁴]	Ifgv[cm ⁴]	Δf [cm]	Fadm[cm]
5.24	17069.12	12891.76	12131.25	21643.80	0.95	1.02

Après calcul on opte pour le ferrailage illustré dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.6. Schémas de ferrailage des poutrelles étage courant et RDC.

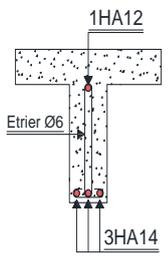
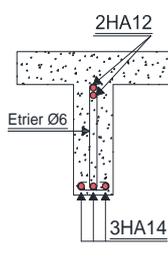
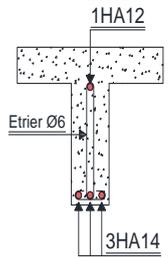
plancher	En travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
RDC et étages courants			

Tableau III.7. Schémas de ferrailage des poutrelles terrasse accessible.

plancher	En travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Terrasse accessible			

III.2.1.9. Etude de la dalle de compression

On utilise un treillis soudé de nuance $f_e E = 400 \text{ MPa}$

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 10}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \dots\dots\dots \text{CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

On choisit : **5 Ø6** = $1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec : $St=20\text{cm} \leq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.325 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \dots\dots\dots \text{CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

On choisit : **4 Ø6** = $1. \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec : $St = 25\text{cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

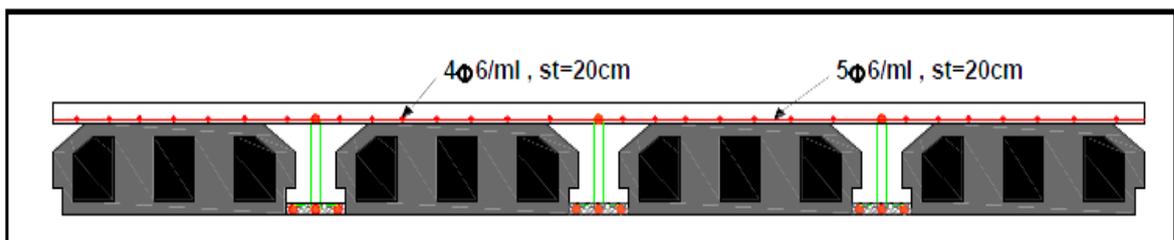


Figure III.6. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.2.2. Etudes des balcons en dalles pleines

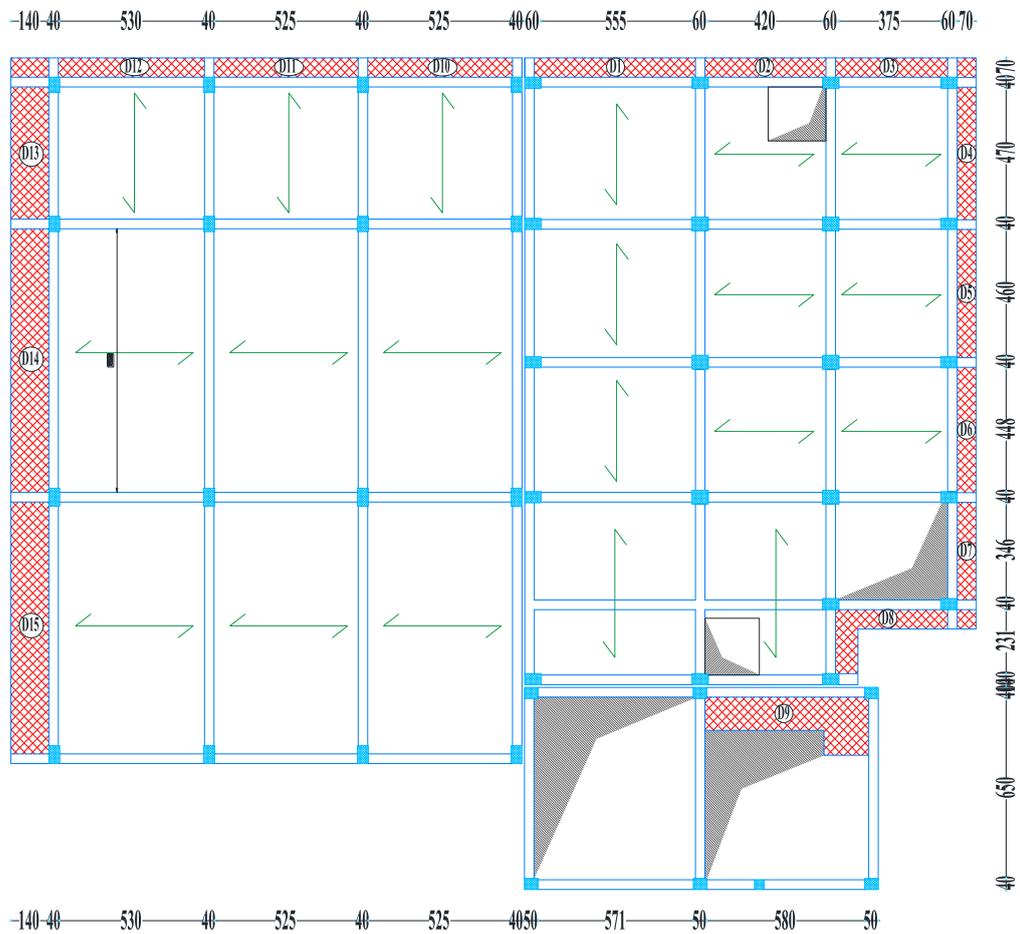


Figure III.7. Plan du balcon en dalle pleines.

Dans notre projet, nous disposons de quinze (15) panneaux de dalles pleines (figure III.7). En se basant sur les critères cités ci-dessus, les résultats de calcul d'épaisseurs de quelque panneau sont donnés sur le tableau suivant :

Panneaux	Appuis	Lx	Ly	Lx/Ly	e cal (cm)	e choisi (cm)
<i>D1</i>	3	0.75	5.55	0.13	1.80	15
<i>D9</i>	3	1.40	9.55	0.14	3.5	15
<i>D14</i>	3	1.20	5.80	0.20	3	15

Les épaisseurs obtenus par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le pré Dimensionnement se fera suivant la condition de résistance au feu, d'où on opte pour une épaisseur des dalles : **e = 15 cm.**

III.2.2.1. Calcul des balcons dalles pleines

La dalle pleine est définie comme une plaque mince horizontale, cette dernière repose sur un ou plusieurs appuis.

BALCON	Type de balcon	G(kg/ml)	Q(kg/ml)	P(kg/m)	L(m)
<i>DI</i>	Balcon terrasse	644	100	267	0.75
	Balcon étage courant	466	350	170	0.75

III.2.2.2. Calcul des moments

- ELU : $q_u = (1,35 G + 1.5 Q) \times 1ml$
 $p_u = (1,35 p) \times 1ml$
- ELS : $q_s = G + Q) \times 1ml$
 $p_s = p$

Le moment ultime a l'encastrement M_u pour une bonde de 1 m est:

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \times l$$

Le moment service a l'encastrement M_s pour une bonde de 1 m est:

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + p_s \times l$$

Type de balcon	P(kg/m)	Nu(kg/ml)	Ns (kg/ml)	Mu (kg.ml)	M _s (kg.ml)	Vu (kg/ml)
Balcon terrasse	267	1019.40	744	557.04	409.50	1125
Balcon étage courant	170	1154.10	816	496.71	357	1095.075

III.2.2.3. Calcul du ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section $(b \times e) = (100 \times 12) \text{ cm}^2$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{557.04 \times 10}{100 \times 12.5^2 \times 17} = 0.0209 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu bu}] = 0.026$$

$$A_u = \frac{0.8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bu}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0.8 \times 0.026 \times 100 \times 12.5 \times 17}{\frac{400}{1.15}} = 1.27 \text{ cm}^2$$

Vérification condition non fragilité

$$A_{min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e = \mathbf{1.60 \text{ cm}^2 \text{ non vérifiée}}$$

Donc: $A = \text{Max}(A_u, A_{min}) = \mathbf{1,60 \text{ cm}^2}$ On choisit **4HA8 = 2.01 cm²/ml**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 \text{ On choisit } \mathbf{4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

Espacement des armatures

$$St \leq 100/5 = 20 \text{ cm} \Rightarrow St = 20 \text{ cm}$$

Vérification à l'E.L.S (C.B.A93)

Le calcul se fait selon les règles de C.B.A93 la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

- Position de l'axe neutre : $A' = 0$
 $y = \mathbf{2.94 \text{ cm}}$.

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

$$\mathbf{I = 3602.58 \text{ cm}^4}$$

➤ Vérifications des contraintes

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 37y - 451.8 = 0 \text{ donc } \mathbf{Y = 2.94 \text{ cm}}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A (d - y)^2 \dots \dots \dots \mathbf{I = 3602.58 \text{ cm}^4}$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} \rightarrow \sigma_{bc} = 409.50 \times \frac{2.94}{3602.58} = \mathbf{0.334}$$

$$\sigma_{bc} = 0.334 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée (pas de risque de fissuration de béton).}$$

la Contraintes maximale de compression de béton: $\delta_{bc} < \bar{\delta}_{bc}$

$$\delta_{bc} = 0.334 \text{ MPa} < \bar{\delta}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ok}$$

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

➤ **Vérifications de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{Vu}{d \times b} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = 1.4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1031.55}{100 \times 12.5} = 0.82 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1.4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérifications de la flèche**

si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

$$\frac{e}{l} = \frac{0.15}{0.75} = 0.16 > 1/16 = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{db} \leq \frac{4.20}{fe} \Rightarrow \frac{2.01}{100 \times 12.5} \leq \frac{4.20}{400} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Tableau III. 8. Ferrailage et vérifications des dalles pleines D9 ; D14.

Position	Mu[KN.m]	Ms[KN.m]	μ_{bu}	α	Acal[cm ²]	Amin[cm ²]	Achoisi[cm ²]
D9	1503.642	1102.92	0.0566	0.0728	3.55	1.60	5HA10 = 3.93
D14	1166	856.08	0.043	0.054	2.63	1.60	6HA8 = 3.02
Vérifications							
D9	contraintes		Obs	efforts tranchant		flèche	
	σ_{bc}	σ_{bc}	Vérifier	τ_u	Obs	0.107	vérifier
	0.586	15		1.35	vérifier		
D14	contraintes		Obs	efforts tranchant		flèche	
	σ_{bc}	σ_{bc}	vérifier	τ_u	obs	0.125	vérifier
	0.498	15		1.19	vérifier		

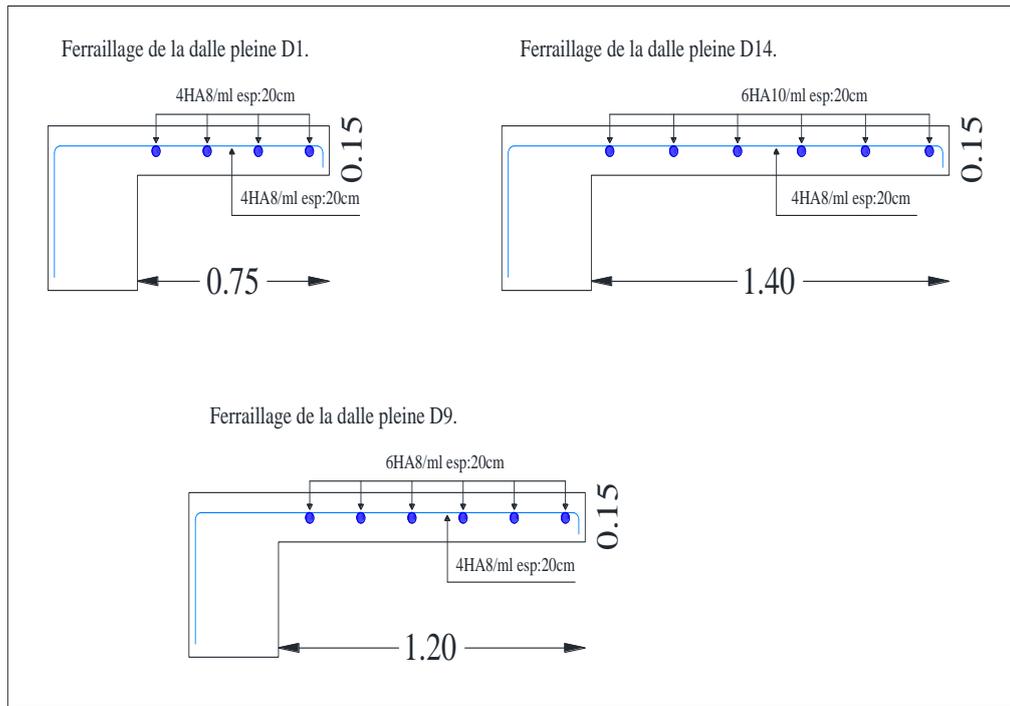


Figure.III.8. Ferrailage de la dalle pleine D1 ; D14 ; D9.

III.3. Etude des escaliers

On fera l'étude de deux types d'escalier les plus sollicitées en termes de dimensions, escalier type 01 (trois volées $e=22\text{cm}$) de l'RDC au 1^{er} étage, l'escalier de type 02 (deux Volées $e=22\text{cm}$) du 1^{er} étage à la terrasse accessible.

III.3.1. Escalier type 01 (droit a trois volées $e=20\text{cm}$)

position	vue en plan	schéma statique	caractéristique géométrique		
			volée N°1	volée N°2	volée N°3
R.D.C à 1er étage			volée N°1 $g = 30\text{ cm}$ $h = 17\text{ cm}$ $n = 17$ $n-1 = 16$ $e = 25\text{ cm}$	volée N°2 $g = 30\text{ cm}$ $h = 17\text{ cm}$ $n = 2$ $n-1 = 1$ $e = 15\text{ cm}$	volée N°3 $g = 30\text{ cm}$ $h = 17\text{ cm}$ $n = 9$ $n-1 = 8$ $e = 20\text{ cm}$
2eme étage à étage courant			volée N°1 $g = 30\text{ cm}$ $h = 17\text{ cm}$ $n = 12$ $n-1 = 12$ $e = 20\text{ cm}$	volée N°2 $g = 30\text{ cm}$ $h = 17\text{ cm}$ $n = 2$ $n-1 = 1$ $e = 15\text{ cm}$	volée N°3 $g = 30\text{ cm}$ $h = 17\text{ cm}$ $n = 9$ $n-1 = 8$ $e = 20\text{ cm}$

Figure III.9. Schéma de l'escalier droit à trois volées (type01).

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

➤ Evaluation des charges de l'escalier

Charges et surcharges sur les volées	
Charge permanente G	9,19 KN/m ²
Surcharge d'exploitation Q	2.5 KN/m ²
Charges et surcharges sur le palier	
Charge permanente G	6,15 KN/m ²
Surcharge d'exploitation Q	2.5 KN/m ²

➤ Etude de la partie AC

$G_v = 9.19 \text{ KN/m}^2$; $G_p = 6.15 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$; $e = 25 \text{ cm}$.

ELU: $q_{vu} = (1.35G_v + 1.5Q_v) \times 1 = 16.15 \text{ KN/m}$; $q_{pu} = (1.35G_p + 1.5Q_p) \times 1 = 12.05 \text{ KN/m}$

ELS : $q_{vs} = (G_v + Q_v) \times 1 = 11.69 \text{ KN/m}$; $q_{ps} = (G_p + Q_p) \times 1 = 8.65 \text{ KN/m}$

Tableau III.9. Sollicitation dans l'escalier (type 01).

$RA + RC = 97.40 \text{ KN}$ $RA = 50.56 \text{ KN}$ $RC = 46.83 \text{ KN}$	
1er Trançon: $0 = x = 4.80 \text{ m}$ $M(x) = (50.56x) - (16.15x^2/2)$ $M(0) = 0 \text{ KN.m}$ $M(4.80) = 56.64 \text{ KN.m}$	
2eme Trançon: $4.80 \text{ m} = x = 6.45 \text{ m}$ $M(x) = 77.52(x - 2.4) - 12.05(x - 4.80)^2/2 - 50.56x$ $M(4.80) = 56.64 \text{ KN.m}$ $M(6.45) = 28.55 \text{ KN.m}$	
Calcul de Mmax: $V(x) = 77.52 - 50.56 + 12.05(x - 4.80) = 0$ donc $x = 2.56 \text{ m}$ $M_{max} = 76.51 \text{ KN.m} = M_0$ $V_{max} = 52.92 \text{ KN}$	Calcul de Moments réel: $M_a = -0.5 M_{max} = -38.25 \text{ KN.m}$ $M_t = 0.75 M_{max} = 57.38 \text{ KN.m}$

III.3.1.1. Calcul à l'ELU

➤ Ferrailage a l'ELU

Tableau III. 10. Calcul du ferrailage dans l'escalier partie AC (type 01)..

Position	Mu[KN.m]	μ_{bu}	α	z[m]	Acal[cm ²]	Amin(cm ²)	Achoisi[cm ²]
En travée	57.38	0.0316	0.040	0.177	9.31	2.48	7HA14=10.78
En appuis	38.25	0.021	0.026	0.178	6.17	2.48	6HA12=6.79

➤ Les armatures de répartition

$A_r = A_t/4 = 10.78/4 = 2.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit $A_r = \mathbf{6HA8} = \mathbf{3.02 \text{ cm}^2/\text{ml}}$. $St=20\text{cm}$.

➤ Vérification de l'effort tranchant a l'ELU

$$\tau_u = \frac{Vu}{d \times b} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = 1.4\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{52.92 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.95 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1.4\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ Vérifications de la flèche

si les condition suivants sont pas vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

$$\frac{e}{l} = \frac{0.25}{1.65} = 0.15 > 1/16 = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifie}$$

$$\frac{A}{db} \leq \frac{4.20}{fe} \Rightarrow \frac{10.78}{100 \times 20} \leq \frac{4.20}{400} \Rightarrow 0.00509 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.3.1.2. Calcul à l'ELS

➤ Vérification des contraintes à l'ELS

Position	Ms[KN.m]	y	I	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Obs
En travée	42.42	6.182	30459.125	$8.60 \leq 15$	OK
En appuis	28.28	5.121	21370.26	$6.77 \leq 15$	OK

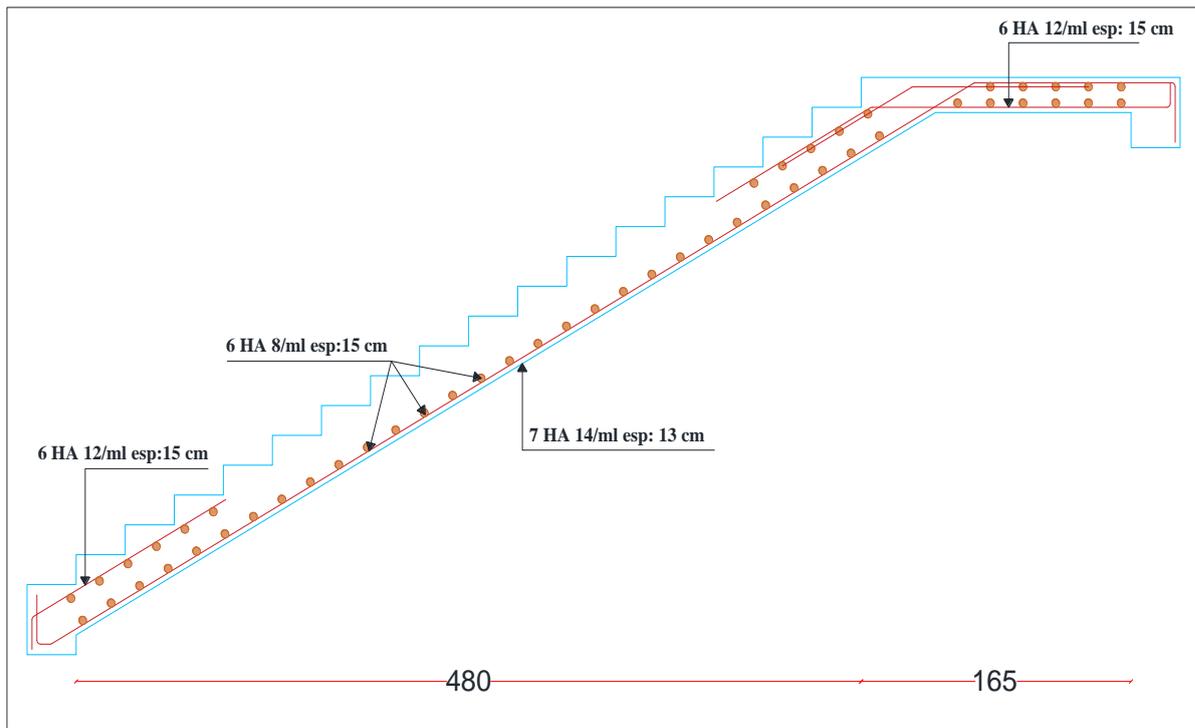


Figure III.10. Schéma de ferrailage de l'escalier à trois volée (volée 01).

➤ **Etude de la partie FH**

$G_v = 9.19 \text{ KN/m}^2$; $G_p = 6.15 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$; $e = 20 \text{ cm}$.

ELU: $q_{vu} = (1.35G_v + 1.5Q_v) \times 1 = 16.15 \text{ KN/m}$; $q_{pu} = (1.35G_p + 1.5Q_p) \times 1 = 12.05 \text{ KN/m}$

ELS : $q_{vs} = (G_v + Q_v) \times 1 = 11.69 \text{ KN/m}$; $q_{ps} = (G_p + Q_p) \times 1 = 8.65 \text{ KN/m}$

<p>RF+RH = 58.64 KN RF = 27.31 KN RH = 31.33 KN</p>	
<p>1er Trançon: 0 = x = 2.40m $M(x) = (31.33x) - (16.15x^2/2)$ $M(0) = 0 \text{ KN.m}$ $M(2.40) = 28.68 \text{ KN.m}$</p>	
<p>2eme Trançon: 2.40m = x = 4.05m $M(x) = 38.76(x-1.2) - 16.15(x-2.40)^2/2 - 31.33x$ $M(2.40) = 28.68 \text{ KN.m}$ $M(4.05) = 38.40 \text{ KN.m}$</p>	
<p>Calcul de Mmax: $V(x) = 38.76 - 31.33 + 12.05(x-2.40) = 0$ donc $x = 1.78 \text{ m}$ $M_{max} = 30.18 \text{ KN.m} = M_o$ $V_{max} = 25.58 \text{ KN}$</p>	<p>Calcul de Moments réel: $M_a = -0.5 M_{max} = -15.09 \text{ KN.m}$ $M_t = 0.75 M_{max} = 22.63 \text{ KN.m}$</p>

➤ **Ferraillage a l'ELU**

Tableau III. 11. Calcul du ferraillage dans l'escalier partie FH (type 01).

Position	Mu[KN.m]	μ_{bu}	α	z[m]	Acal[cm ²]	Amin(cm ²)	Achoisi[cm ²]
En travée	22.63	0.041	0.052	0.176	3.69	2.48	5HA12=5.65
En appuis	15.09	0.027	0.034	0.177	2.44	2.48	5HA10=3.96

➤ **Les armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Soit } A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ St}=25\text{cm}.$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant a l'ELU**

$$\tau_u = \frac{Vu}{d \times b} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = 1.4\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{25.58 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.14 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1.4\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérfications de la flèche**

si les condition suivants sont pas vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

$$\frac{e}{l} = \frac{0.20}{1.65} = 0.12 > 1/16 = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifie}$$

$$\frac{A}{db} \leq \frac{4.20}{fe} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 18} \leq \frac{4.20}{400} \Rightarrow 0.0031 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

Position	Ms[KN.m]	y	I	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Obs
En travée	14.62	5.05	18505.28	$3.98 \leq 15$	OK
En appuis	9.75	5.05	18505.28	$2.66 \leq 15$	OK

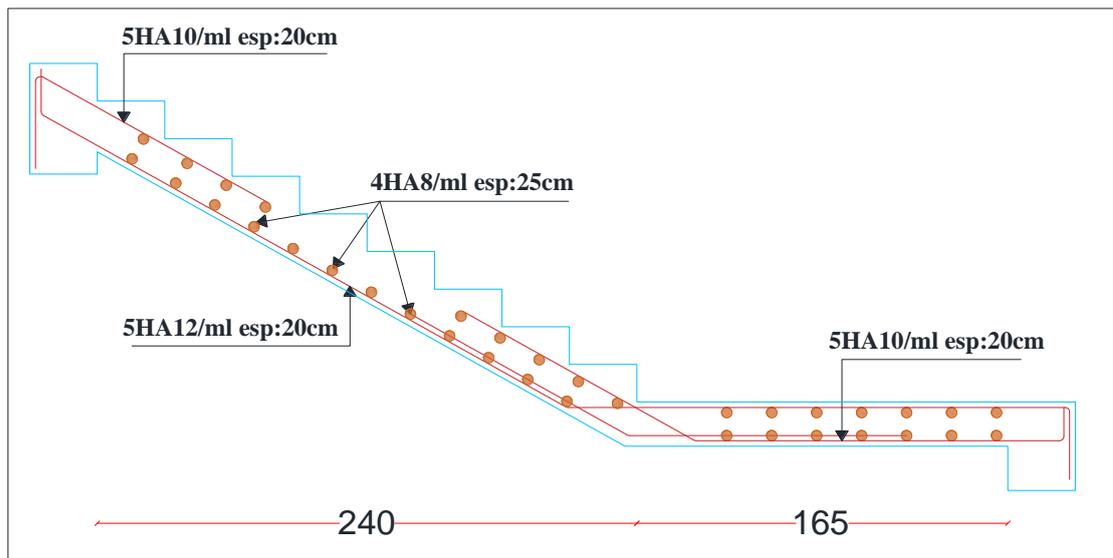


Figure III.11. Schéma de ferrailage de l'escalier à trois volée (volée 02).

➤ **Etude de la partie DE**

$G_v = 9.19 \text{ KN/m}^2$; $G_p = 6.15 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$; $e = 15 \text{ cm}$.

ELU: $q_{vu} = (1.35G_v + 1.5Q_v) \times 1 = 16.15 \text{ KN/m}$; $q_{pu} = (1.35G_p + 1.5Q_p) \times 1 = 12.05 \text{ KN/m}$

ELS : $q_{vs} = (G_v + Q_v) \times 1 = 11.69 \text{ KN/m}$; $q_{ps} = (G_p + Q_p) \times 1 = 8.65 \text{ KN/m}$

➤ **Calcul des sollicitations**

$P_u = 1.35 \times P = (1.35 \times 0.6) \text{ ml} = 0.81 \text{ KN/ml}$.

$P_s = P \times 1 \text{ ml} = 0.6 \text{ KN/ml}$.

$P = 0.6 \text{ KN/m}^2$: Poids du garde du corps.

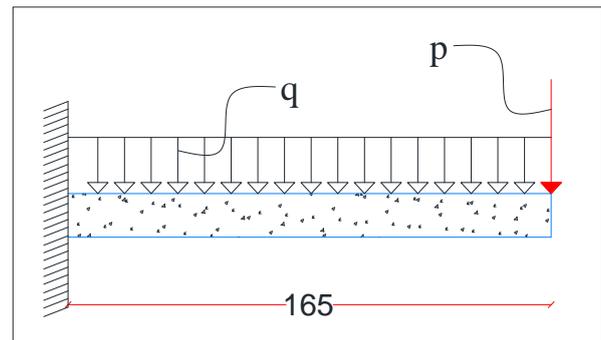


Figure III.12. Schéma statique de la partie DE.

➤ **Calcul du ferrailage a l'ELU**

Tableau III.12. Calcul du ferrailage dans l'escalier partie DE.

M_u [KN.m]	μ_{bu}	α	z [m]	A_{cal} [cm ²]	A_{min} (cm ²)	A choisi[cm ²]	St
23.32	0.095	0.125	0.114	5.87	2.48	6HA12=5.79	15cm

➤ **Les armatures de répartition**

$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.79}{4} = 1.44 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit $A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$. $St=25\text{cm}$.

➤ **Vérification de l'effort tranchant a l'ELU**

$$\tau_u = \frac{Vu}{d \times b} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = 1.4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{27.45 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.22 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1.4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérifications de la flèche**

si les condition suivants sont pas vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

$$\frac{e}{l} = \frac{0.15}{1.65} = 0.090 > 1/16 = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifie}$$

$$\frac{A}{db} \leq \frac{4.20}{fe} \Rightarrow \frac{5.79}{100 \times 13} \leq \frac{4.20}{400} \Rightarrow 0.0044 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

Ms[KN.m]	Y	I	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Obs
16.90	3.77	9185.09	$6.93 \leq 15$	OK

➤ **. Schéma de ferrailage**

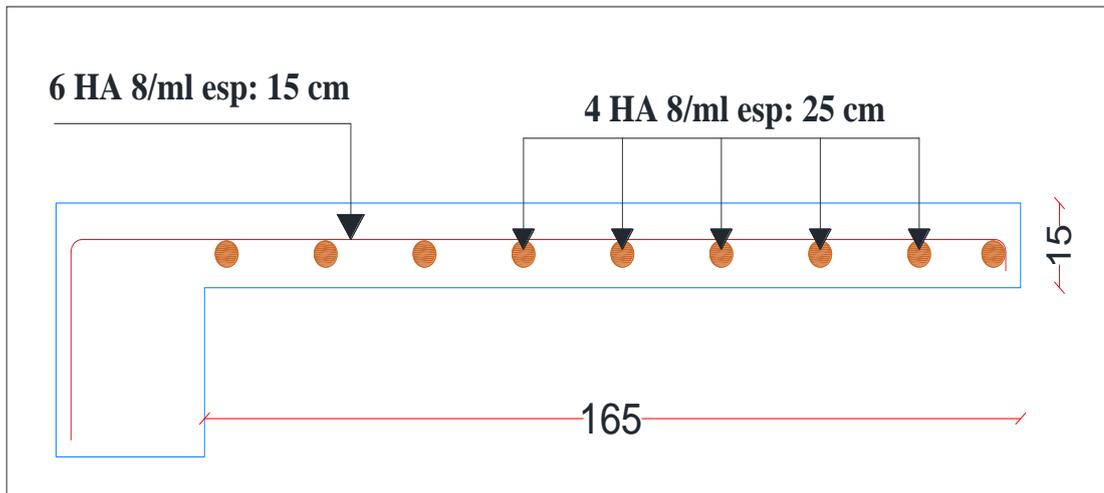


Figure III.13. Schéma de ferrailage de la partie EF.

III.3.2. Etude de la poutre palière brisée

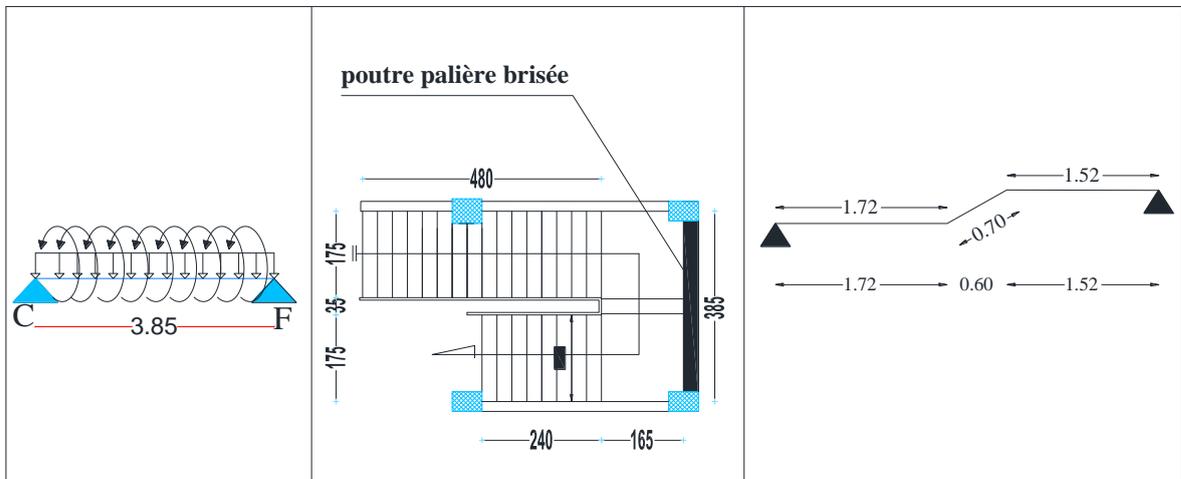


Figure III.14. Model de calcul de la poutre palière 01.

- **Dimensionnement**

$$\frac{394-20}{15} \leq h \leq \frac{394-20}{10} \Rightarrow 24.93 \leq h \leq 37.40 \dots \text{Condition de la flèche définie par le } \mathbf{BAEL 91}$$

- **Les exigences de RPA 99 (art7.5.1)**

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ h/b \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b \geq 30cm \\ h \geq 40cm \\ h/b = 1.33 \leq 4 \end{cases}$$

- **Définition des charges**

- **Poids propre** : $G_0 = 30 \times 0.3 \times 0.4 = 3.60 \text{ KN/m}$
- **Charge transmise de l'escalier** : $\begin{cases} \text{ELU: } R_{Cu} = 46.81 \text{ KN} \\ \text{ELS: } R_{Cs} = 33.32 \text{ KN} \end{cases}$
- **Poids de mur** : $G_m = g_m \times h_{mur} = 2.76 \times 1.87 = 5.16 \text{ KN/m}$

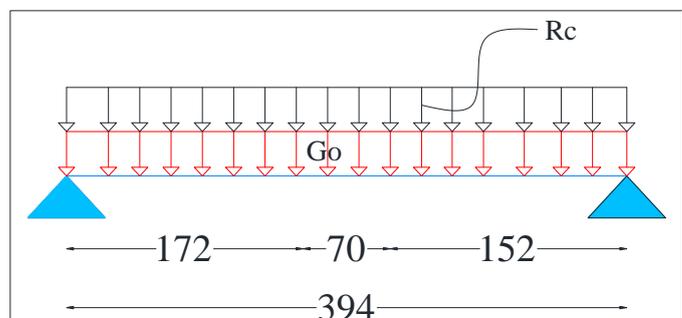


Figure III.15. Schéma statique de la poutre palière.

- **Calcul des sollicitations**

$$\mathbf{q} = \begin{cases} \text{ELU: } q_u = 1.35(G_o + G_m) + R_{Cu} = 58.65 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = (G_o + G_m) + R_{Cs} = 42.08 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Moment} \begin{cases} M_0^u \frac{q_u \times l^2}{8} = 113.80 \text{ KN.m} & \Rightarrow \begin{cases} M_t^u = 0.85M_0^u = 96.73 \text{ KN.m} \\ M_a^u = -0.5M_0^u = -56.90 \text{ KN.m} \end{cases} \\ M_0^s \frac{q_s \times l^2}{8} = 81.65 \text{ KN.m} & \Rightarrow \begin{cases} M_t^s = 0.85M_0^s = 69.40 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.5M_0^s = -40.82 \text{ KN.m} \end{cases} \end{cases}$$

$$V_{max} \frac{q_u \times l}{2} = 115.54 \text{ KN.m}$$

III.3.2.1. Calcul à l'ELU en flexion

- **Ferraillage**

Tableau III.13. Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple.

Position	Mu[KN.m]	μ_{bu}	α	z[m]	Acal[cm ²]	Amin(cm ²)
En travée	96.73	0.049	0.062	0.37	7.51	1.36
En appuis	56.90	0.029	0.036	0.37	4.41	1.36

- **Vérification de l'effort tranchant à l'ELU**

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} \leq \tau_{adm} = \frac{0.20f_{c28}}{\gamma_b} = 4 \text{ MPa} \quad \text{Donc } \tau_u = \frac{115.54 \times 10^{-3}}{0.38 \times 0.30} = 1.01 \leq 4 \text{ MPa}$$

- **Armatures transversales**

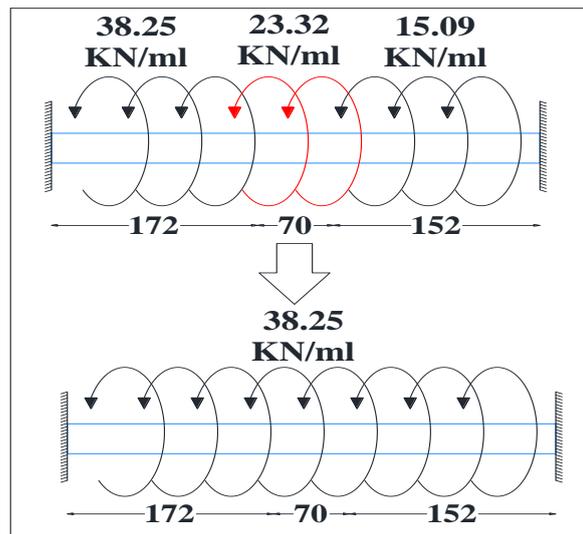
a) $A_{trans} \geq (0,4 \times b \times St)/f_e \Rightarrow A_{trans} \geq 0,60 \text{ cm}^2$

b) $A_{trans} \geq [b \times St(\tau_u - 0.3ft28)]/0,9 f_e \Rightarrow A_{trans} \geq 0,36 \text{ cm}^2$

Avec : $St = 15 \text{ cm}$

$A_{trans} = \max (0,60 \text{ cm}^2 ; 0,36 \text{ cm}^2)$, donc on prend $A_{trans} = 0,60 \text{ cm}^2$

III.3.2.2. Calcul des armatures à la torsion



Ma : Le moment max en appuis déjà calculé lors du calcul des sollicitations au niveau de L'escalier (Ma de la partie AC $M=38.82$ KN.m et HF $M=15.09$ KN.m)

- **le moment de torsion**

$$M_{torsion}^{max} \frac{M_a \times l}{2} = \frac{38.82 \times 3.94}{2} = 76.47 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de la section d'armature longitudinale**

Pour une section pleine, on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle.

- e : épaisseur de la paroi, $e = \Phi/6 = h/6 = 0.066$ m
- Ω : air du contour $\Omega = [(b - e) \times (h - e)] = 0.078$ m²
- U : périmètre de la section, $U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 1.136$ m
- AI : section d'acier. $AI = \frac{Mt \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 16.00$ cm²

- **Vérification de la contrainte du cisaillement**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u < \tau_u \text{ Avec : } \tau_u = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2} \quad ; \quad \tau_{flexion} = 1.01 \text{ MPa}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{torsion}^{max}}{2 \times \Omega \times e} \leq \tau_{adm} = \frac{76.47 \times 10^{-3}}{2 \times 0.078 \times 0.066} = 7.42 \text{ MPa} \quad \tau_u = \sqrt{1.01^2 + 7.42^2}$$

D'où : $\tau_u = 7.48$ MPa > $\bar{\tau}_u = 4$ MPa ... Non vérifiée

Solution : Redimensionnement de la poutre, soit **b=40cm**, **h=55cm** et on aura :

➤ **En flexion**

Tableau III.14. Nouveau ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

Position	Mu[KN.m]	μ_{bu}	α	z[m]	Acal[cm ²]	Amin(cm ²)	τ_u	A_{trans}
En travée	121.62	0.033	0.041	0.52	6.72	2.92	0.58	0.6
En appuis	60.81	0.016	0.020	0.52	3.36	2.92	0.54	

➤ **En torsion** $e = 0.091$ m ; $\Omega = 0.14$ m² ; $U = 1.53$ m² ; $\tau_{tor} = 3.00$ MPa ; $A_t = 19.10$ cm²

D`où : $\tau_u = 3.05$ MPa < $\bar{\tau}_u = 4.00$ MPa vérifiée

- **Armatures transversales**

On fixe $St = 15$ cm $\Rightarrow A_t = (M_{tor} \times St \times \gamma_s) / (2 \times \Omega \times f_e) = 1.17$ cm²

- ❖ **Ferrailage global**

En travée

$$A_t = A_{flex} + \frac{A_{tors}}{2} = 6.72 + \frac{19.10}{2} = 16.27 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } \mathbf{At = 4HA20 + 4HA12 = 17.09 \text{ cm}^2}$$

En travée

$$A_t = A_{flex} + \frac{A_{tors}}{2} = 3.36 + \frac{19.10}{2} = 16.27 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } \mathbf{At = 4HA14 + 4HA12 = 10.68 \text{ cm}^2}$$

Armatures transversales

$A_{trans} = A_{flexion} + A_{torsion}$ D`où : $A_t = 0.6 + 1.17 = 1.77$ cm² , Soit **4Φ8 = 2.01 cm²**

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

Tableau III.15. Vérification à l'état de compression de béton.

Position	Ms[KN.m]	y	I	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Obs
En travée	96.60	20.43	385604.55	$5.11 \leq 15$	OK
En appuis	56.82	16.98	273109.37	$3.53 \leq 15$	OK

- **Evaluation de la flèche**

$$\frac{h}{l} \geq \max \left(\frac{1}{16} = 0.0625 ; \frac{M_t}{10M_0} = 0.084 \right) \text{ donc } 0.10 > 0.084 \text{ } \textit{vérifiée}$$

$$A \leq \frac{4.2bd}{f_e} \rightarrow 16.27 < 23.10 \text{ } \textit{vérifiée}$$

$$l < 8m \rightarrow 3.94m < 8m \text{ } \textit{vérifiée}$$

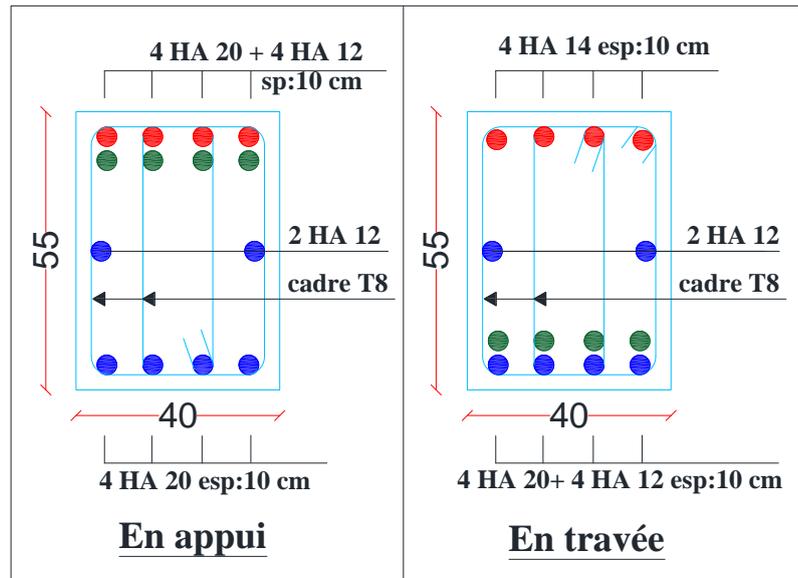


Figure III.16. Schémas de ferrailage de la poutre palière 01.

III.3.3. Etude de l'escalier type 02 (droit à deux volées e=20cm)

position	vue en plan	schéma statique	caractéristique géométrique																				
2eme étage à étage courant			<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="width: 33%;">volée N°1</th> <th style="width: 33%;">volée N°2</th> <th style="width: 33%;">volée N°3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>g = 30 cm</td> <td>g = 30 cm</td> <td>g = 30 cm</td> </tr> <tr> <td>h = 17 cm</td> <td>h = 17 cm</td> <td>h = 17 cm</td> </tr> <tr> <td>n = 12</td> <td>n = 2</td> <td>n = 9</td> </tr> <tr> <td>n-1 = 11</td> <td>n-1 = 1</td> <td>n-1 = 8</td> </tr> <tr> <td>e = 20 cm</td> <td>e = 15 cm</td> <td>e = 20 cm</td> </tr> </tbody> </table>	volée N°1	volée N°2	volée N°3	g = 30 cm	g = 30 cm	g = 30 cm	h = 17 cm	h = 17 cm	h = 17 cm	n = 12	n = 2	n = 9	n-1 = 11	n-1 = 1	n-1 = 8	e = 20 cm	e = 15 cm	e = 20 cm		
volée N°1	volée N°2	volée N°3																					
g = 30 cm	g = 30 cm	g = 30 cm																					
h = 17 cm	h = 17 cm	h = 17 cm																					
n = 12	n = 2	n = 9																					
n-1 = 11	n-1 = 1	n-1 = 8																					
e = 20 cm	e = 15 cm	e = 20 cm																					

Figure III.17. Schéma de l'escalier droit à (03) volées type 02.

➤ **Evaluation des charges de l'escalier**

Charges et surcharges sur les volées	
Charge permanente G	9,19 KN/m²
Surcharge d'exploitation Q	2.5 KN/m²
Charges et surcharges sur le palier	
Charge permanente G	6,15 KN/m²
Surcharge d'exploitation Q	2.5 KN/m²

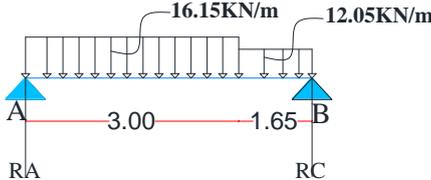
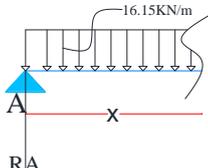
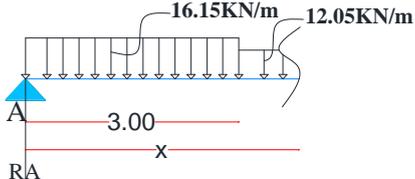
➤ **Etude de la partie AC**

$G_v = 9.19 \text{ KN/m}^2$; $G_p = 6.15 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$; $e = 25\text{cm}$.

ELU: $q_{vu} = (1.35G_v + 1.5Q_v) \times 1 = 16.15 \text{ KN/m}$; $q_{pu} = (1.35G_p + 1.5Q_p) \times 1 = 12.05 \text{ KN/m}$

ELS : $q_{vs} = (G_v + Q_v) \times 1 = 11.69 \text{ KN/m}$; $q_{ps} = (G_p + Q_p) \times 1 = 8.65 \text{ KN/m}$

Tableau III.16. Sollicitation dans l'escalier (type 02).

$RA + RC = 68.33 \text{ KN}$ $RA = 36.35 \text{ KN}$ $RC = 31.98 \text{ KN}$	
1er Trançon: 0 = x = 3.00m $M(x) = (36.35x) - (16.15x^2/2)$ $M(0) = 0 \text{ KN.m}$ $M(3.00) = 36.37 \text{ KN.m}$	
2eme Trançon: 3.00m = x = 4.65m $M(x) = 48.45(x - 1.5) - 16.15(x - 3.00)^2/2 - 36.35x$ $M(3.00) = 36.37 \text{ KN.m}$ $M(4.65) = 38.39 \text{ KN.m}$	
Calcul de Mmax: $V(x) = 48.45 - 36.35 + 12.05(x - 3) = 0$ donc $x = 1.99 \text{ m}$ $M_{max} = 40.33 \text{ KN.m} = M_o$ $V_{max} = 31.97 \text{ KN}$	Calcul de Moments réel: $M_a = -0.5 M_{max} = -20.16 \text{ KN.m}$ $M_t = 0.75 M_{max} = 30.25 \text{ KN.m}$

III.3.3.1. Calcul à l'ELU

➤ **Ferraillage a l'ELU**

Tableau III.15. Calcul du ferraillage dans l'escalier partie AC (type 02)

Position	Mu[KN.m]	μ_{bu}	α	z[m]	Acal[cm ²]	Amin[cm ²]	Achoisi[cm ²]
En travée	30.25	0.054	0.069	0.175	4.96	2.48	5HA12=5.65
En appuis	20.16	0.036	0.045	0.176	3.29	2.48	4HA12=4.52

➤ **Les armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Soit } A_r = \mathbf{4HA8} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}}. \text{ St}=\mathbf{20cm}.$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant a l'ELU**

$$\tau_u = \frac{Vu}{d \times b} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = 1.4\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{31.97 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.17 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1.4\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérifications de la flèche**

si les condition suivants sont pas vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

$$\frac{e}{l} = \frac{0.25}{1.65} = 0.15 > 1/16 = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifie}$$

$$\frac{A}{db} \leq \frac{4.20}{fe} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 20} \leq \frac{4.20}{400} \Rightarrow 0.0028 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.3.3.2. Calcul à l'ELS

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

Position	Ms[KN.m]	y	I	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Obs
En travée	21.87	4.74	19063.93	5.43 ≤ 15	OK
En appuis	14.58	4.30	15375.35	4.07 ≤ 15	OK

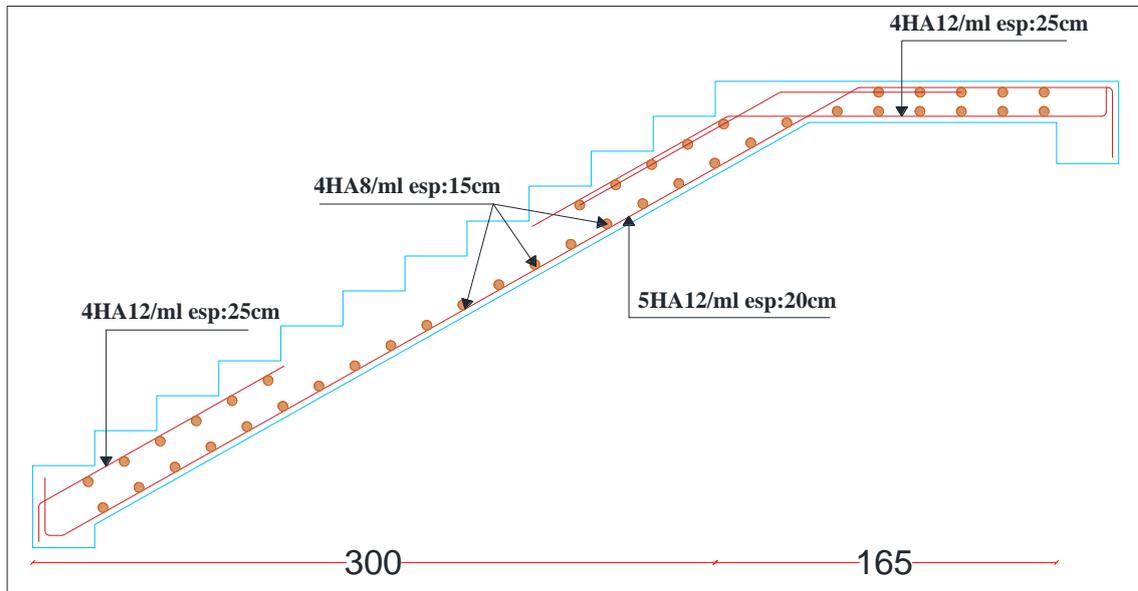


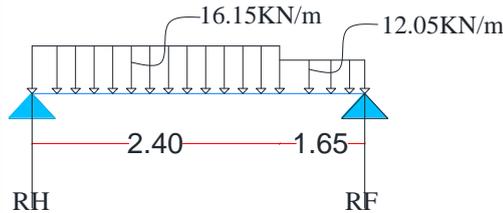
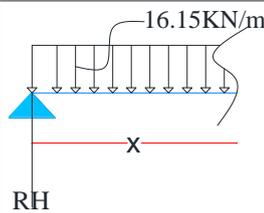
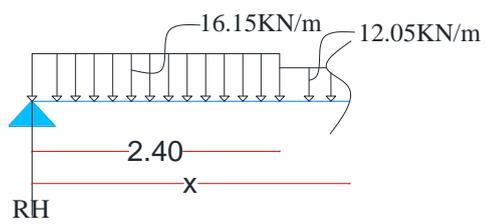
Figure III.18. Schéma de ferrailage de l'escalier à trois volée (volée 01).

➤ **Etude de la partie FH**

$G_v = 9.19 \text{ KN/m}^2$; $G_p = 6.15 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$; $e = 20 \text{ cm}$.

ELU: $q_{vu} = (1.35G_v + 1.5Q_v) \times 1 = 16.15 \text{ KN/m}$; $q_{pu} = (1.35G_p + 1.5Q_p) \times 1 = 12.05 \text{ KN/m}$

ELS : $q_{vs} = (G_v + Q_v) \times 1 = 11.69 \text{ KN/m}$; $q_{ps} = (G_p + Q_p) \times 1 = 8.65 \text{ KN/m}$

<p>RF+RH = 58.64 KN</p> <p>RF = 27.31 KN</p> <p>RH = 31.33 KN</p>	
<p>1er Trançon: $0 = x = 2.40 \text{ m}$</p> <p>$M(x) = (31.33x) - (16.15x^2/2)$</p> <p>$M(0) = 0 \text{ KN.m}$</p> <p>$M(2.40) = 28.68 \text{ KN.m}$</p>	
<p>2eme Trançon: $2.40 \text{ m} = x = 4.05 \text{ m}$</p> <p>$M(x) = 38.76(x-1.2) - 16.15(x-2.40)^2/2 - 31.33x$</p> <p>$M(2.40) = 28.68 \text{ KN.m}$</p> <p>$M(4.05) = 38.40 \text{ KN.m}$</p>	
<p>Calcul de Mmax:</p> <p>$V(x) = 38.76 - 31.33 + 12.05(x-2.40) = 0$</p> <p>donc $x = 1.78 \text{ m}$</p> <p>$M_{max} = 30.18 \text{ KN.m} = M_o$</p> <p>$V_{max} = 25.58 \text{ KN}$</p>	<p>Calcul de Moments réel:</p> <p>$M_a = -0.5 M_{max} = -15.09 \text{ KN.m}$</p> <p>$M_t = 0.75 M_{max} = 22.63 \text{ KN.m}$</p>

➤ **Ferraillage a l'ELU**

Tableau III.18. Calcul du ferraillage dans l'escalier partie FH (type 02)

Position	Mu[KN.m]	μ_{bu}	α	z[m]	Acal[cm ²]	Amin[cm ²]	Achoisi[cm ²]
En travée	22.63	0.041	0.052	0.176	3.69	2.48	5HA12=5.65
En appuis	15.09	0.027	0.034	0.177	2.44	2.48	5HA10=3.96

➤ **Les armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Soit } A_r = \mathbf{4HA8} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}}. \text{ St}=25\text{cm}.$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant à l'ELU**

$$\tau_u = \frac{Vu}{d \times b} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = 1.4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{25.58 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.14 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1.4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérfications de la flèche**

si les condition suivants sont pas vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

$$\frac{e}{l} = \frac{0.20}{1.65} = 0.12 > 1/16 = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifie}$$

$$\frac{A}{db} \leq \frac{4.20}{fe} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 18} \leq \frac{4.20}{400} \Rightarrow 0.0031 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

Position	Ms[KN.m]	y	I	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Obs
En travée	14.62	5.05	18505.28	$3.98 \leq 15$	OK
En appuis	9.75	5.05	18505.28	$2.66 \leq 15$	OK

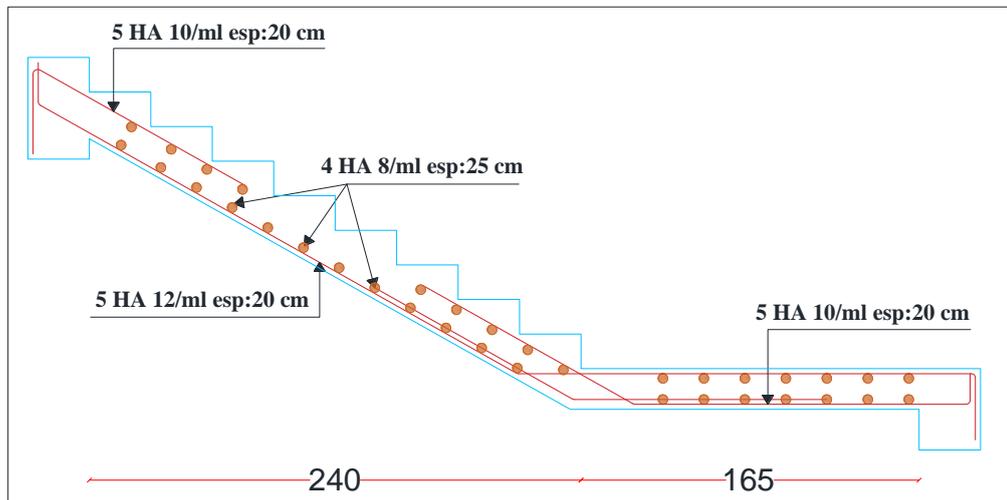


Figure III.19. Schéma de ferrailage de l'escalier à trois volée (volée 02).

➤ **Etude de la partie DE**

$$G_v = 9.19 \text{ KN/m}^2 ; G_p = 6.15 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 ; e = 15 \text{ cm}.$$

$$\text{ELU: } \mathbf{q_{vu}} = (1.35G_v + 1.5Q_v) \times 1 = 16.15 \text{ KN/m} ; \mathbf{q_{pu}} = (1.35G_p + 1.5Q_p) \times 1 = 12.05 \text{ KN/m}$$

ELS : $q_{vs} = (G_v + Q_v) \times 1 = 11.69 \text{ KN/m}$; $q_{ps} = (G_p + Q_p) \times 1 = 8.65 \text{ KN/m}$

➤ **Calcul des sollicitations**

$P_u = 1.35 \times P = (1.35 \times 0.6) \text{ ml} = 0.81 \text{ KN/ml}$.

$P_s = P \times 1 \text{ ml} = 0.6 \text{ KN/ml}$.

P = 0.6 KN/m² : Poids du garde du corps.

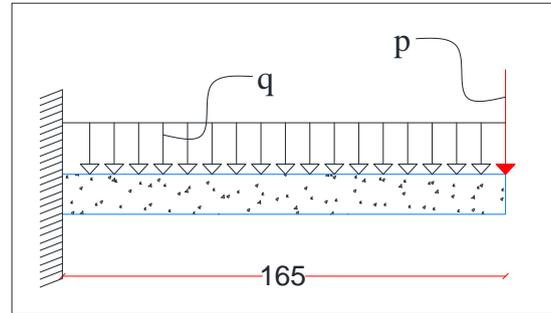


Figure III.20. Schéma statique de la partie DE.

➤ **Calcul du ferrailage a l'ELU**

Tableau III.19. Calcul du ferrailage dans l'escalier partie DE (type 02)

Mu[KN.m]	μ_{bu}	α	z[m]	Acal[cm²]	Amin[cm²]	A choisi[cm²]	St
23.32	0.095	0.125	0.114	5.87	2.48	6HA12=5.79	15cm

➤ **Les armatures de répartition**

$Ar = \frac{At}{4} = \frac{5.79}{4} = 1.44 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit $Ar = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$. $St=25\text{cm}$.

➤ **Vérification de l'effort tranchant a l'ELU**

$\tau_u = \frac{Vu}{d \times b} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = 1.4 \text{ MPa}$

$\tau_u = \frac{27.45 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.22 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1.4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

➤ **Vérfications de la flèche**

si les condition suivants sont pas vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

$\frac{e}{l} = \frac{0.15}{1.65} = 0.090 > 1/16 = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifie}$

$\frac{A}{db} \leq \frac{4.20}{fe} \Rightarrow \frac{5.79}{100 \times 13} \leq \frac{4.20}{400} \Rightarrow 0.0044 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

Ms[KN.m]	y	I	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Obs
16.90	3.77	9185.09	$6.93 \leq 15$	OK

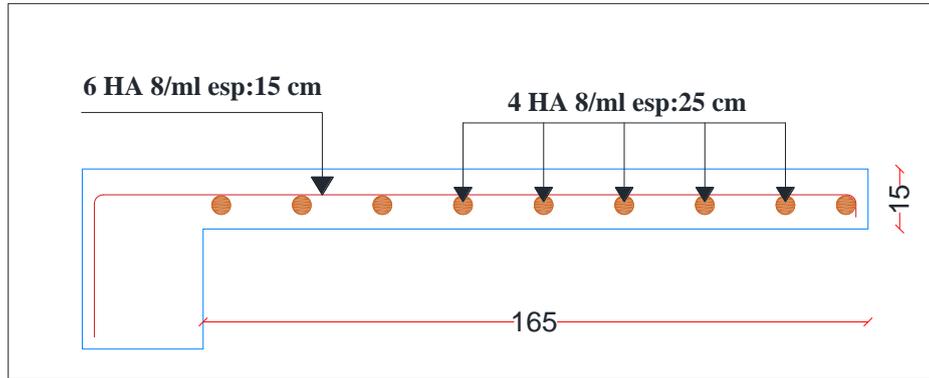


Figure III.21. Schéma de ferrailage de la partie EF.

III.3.4. Etude de la poutre palière brisée

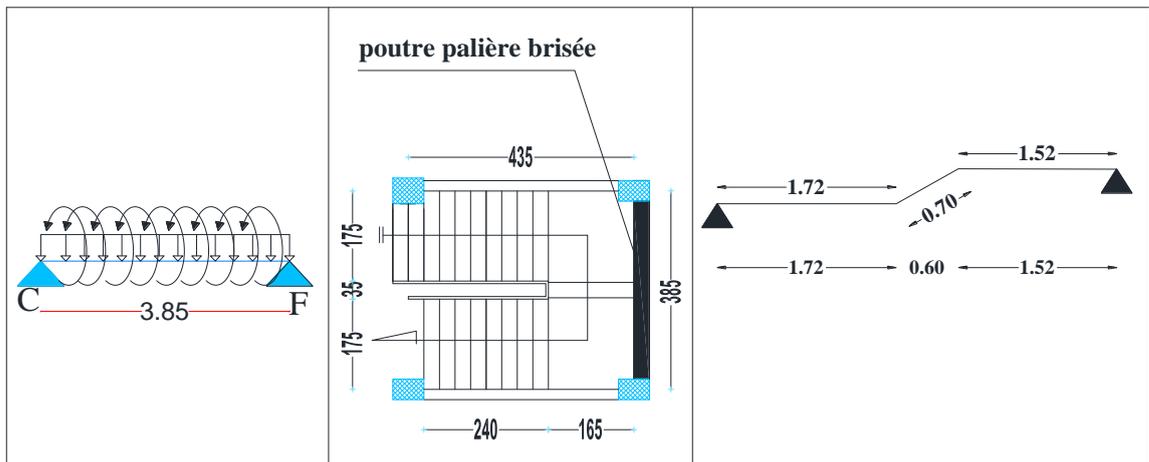


Figure III.22. Model de calcul de la poutre palière 01.

- **Dimensionnement**

$$\frac{394-20}{15} \leq h \leq \frac{394-20}{10} \Rightarrow 24.93 \leq h \leq 37.40 \rightarrow \text{Condition de la flèche définie par le}$$

BAEL 91

- **Les exigences de RPA 99 (art7.5.1)**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b \geq 30\text{cm} \\ h \geq 40\text{cm} \\ h/b = 1.33 \leq 4 \end{array} \right.$$

- **Définition des charges**

- **Poids propre** : $G_0 = 30 \times 0.4 \times 0.50 = 6.00 \text{KN/m}$

- Charge transmise de l'escalier : $\begin{cases} \text{ELU: } R_{Cu} = 31.98 \text{ KN} \\ \text{ELS: } R_{Cs} = 23.05 \text{ KN} \end{cases}$
- Poids de mur : $G_m = g_m \times h_{mur} = 2.76 \times 1.53 = 4.22 \text{ KN/m}$

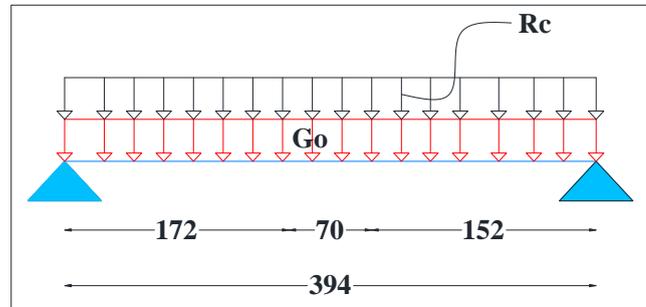


Figure III.23. Schéma statique de la poutre palière.

- **Calcul des sollicitations**

$$q = \begin{cases} \text{ELU: } q_u = 1.35(G_o + G_m) + R_{Cu} = 45.77 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = (G_o + G_m) + R_{Cs} = 42.20 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Moment} \begin{cases} M_0^u \frac{q_u \times l^2}{8} = 88.81 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_t^u = 0.85 M_0^u = 75.48 \text{ KN.m} \\ M_a^u = -0.5 M_0^u = -44.40 \text{ KN.m} \end{cases} \\ M_0^s \frac{q_s \times l^2}{8} = 81.88 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_t^s = 0.85 M_0^s = 69.59 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.5 M_0^s = -40.94 \text{ KN.m} \end{cases} \end{cases}$$

$$V_{max} \frac{q_u \times l}{2} = 90.16 \text{ KN.m}$$

III.3.4.1. Calcul à l'ELU en flexion

- **Ferraillage**

Tableau III.20. Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple.

Position	Mu [KN.m]	μ_{bu}	α	z[m]	Acal[cm ²]	Amin[cm ²]
En travée	75.48	0.023	0.029	0.47	4.61	1.36
En appuis	44.40	0.013	0.016	0.47	2.71	1.36

- **Vérification de l'effort tranchant à l'ELU**

$$\tau_u = \frac{Vu}{d \times b} \leq \tau_{adm} = \frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b} = 4 \text{ MPa} \quad \text{Donc } \tau_u = \frac{90.16 \times 10^{-3}}{0.48 \times 0.40} = 0.08 \leq 4 \text{ MPa}$$

- **Armatures transversales**

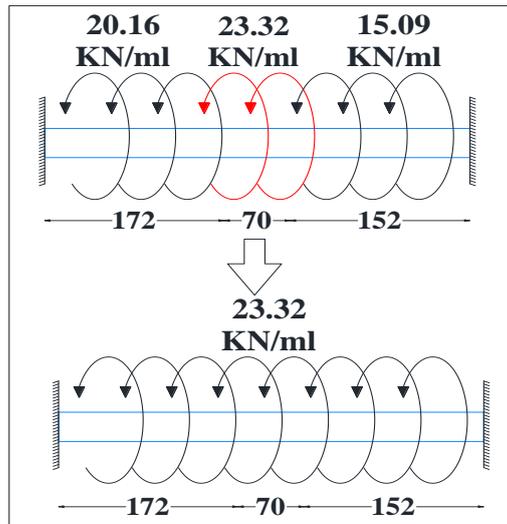
a) $A_{trans} \geq (0,4 \times b \times St)/f_e \Rightarrow A_{trans} \geq 0,60 \text{ cm}^2$

b) $A_{trans} \geq [b \times St(\tau_u - 0.3ft28)]/0,9 f_e \Rightarrow A_{trans} \geq 1,06 \text{ cm}^2$

Avec : $St = 15 \text{ cm}$

$A_{trans} = \max (0,60\text{cm}^2 ; 1,06\text{cm}^2)$, donc on prend $A_{trans} = 1,06 \text{ cm}^2$

III.3.4.2. Calcul des armatures à la torsion



Ma : Le moment max en appuis déjà calculé lors du calcul des sollicitations au niveau de L'escalier (Ma de la partie AC $M=20.16 \text{ KN.m}$; DE $M=23.32 \text{ KN.m}$ et HF $M=15.09 \text{ KN.m}$

- **le moment de torsion**

$$M_{torsion}^{max} = \frac{M_a \times l}{2} = \frac{23.32 \times 3.94}{2} = 45.94 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de la section d'armature longitudinale**

Pour une section pleine, on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle.

- e : épaisseur de la paroi, $e = \Phi/6 = h/6 = 0.083 \text{ m}$

- Ω : air du contour $\Omega = [(b - e) \times (h - e)] = 0.13 \text{ m}^2$

- U : périmètre de la section, $U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 1.46 \text{ m}$

- Al : section d'acier. $Al = \frac{Mt \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 7.14 \text{ cm}^2$

- **Vérification de la contrainte du cisaillement**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u < \tau_u \text{ Avec : } \tau_u = \sqrt{\tau_{\text{flexion}}^2 + \tau_{\text{torsion}}^2} \quad ; \quad \tau_{\text{flexion}} = 0.08 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{M_{\text{torsion}}^{\text{max}}}{2 \times \Omega \times e} \leq \tau_{\text{adm}} = \frac{45.94 \times 10^{-3}}{2 \times 0.13 \times 0.083} = 2.12 \text{ MPa} \quad \tau_u = \sqrt{0.08^2 + 2.12^2}$$

D'où : $\tau_u = 2.12 \text{ MPa} > \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ vérifiée

- **Armatures transversales**

On fixe $St = 15 \text{ cm} \Rightarrow At = (M_{\text{tor}} \times St \times \gamma_s) / (2 \times \Omega \times f_e) = 0.76 \text{ cm}^2$

❖ **Ferraillage global**

En travée

$$At = A_{\text{flex}} + \frac{A_{\text{tors}}}{2} = 4.61 + \frac{7.14}{2} = 8.18 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } At = 4HA12 + 4HA12 = 9.04 \text{ cm}^2$$

En travée

$$At = A_{\text{flex}} + \frac{A_{\text{tors}}}{2} = 2.71 + \frac{7.14}{2} = 6.28 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } At = 4HA12 + 4HA12 = 9.04 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales

$A_{\text{trans}} = A_{\text{flexion}} + A_{\text{torsion}} \text{ D'où : } At = 1.06 + 0.76 = 1.82 \text{ cm}^2 \text{ , Soit } 4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

Tableau III.21. Vérification à l'état de compression de béton.

Position	Ms[KN.m]	y	I	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Obs
En travée	69.59	14.80	167272.96	$6.15 \leq 15$	OK
En appuis	40.94	12.86	140500.58	$4.91 \leq 15$	OK

- **Evaluation de la flèche**

$$\frac{h}{l} \geq \max \left(\frac{1}{16} = 0.0625 ; \frac{M_t}{10M_0} = 0.084 \right) \text{ donc } 0.10 > 0.084 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

$$A \leq \frac{4.2bd}{f_e} \rightarrow 8.18 < 20.16 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

$$l < 8m \rightarrow 3.94m < 8m \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

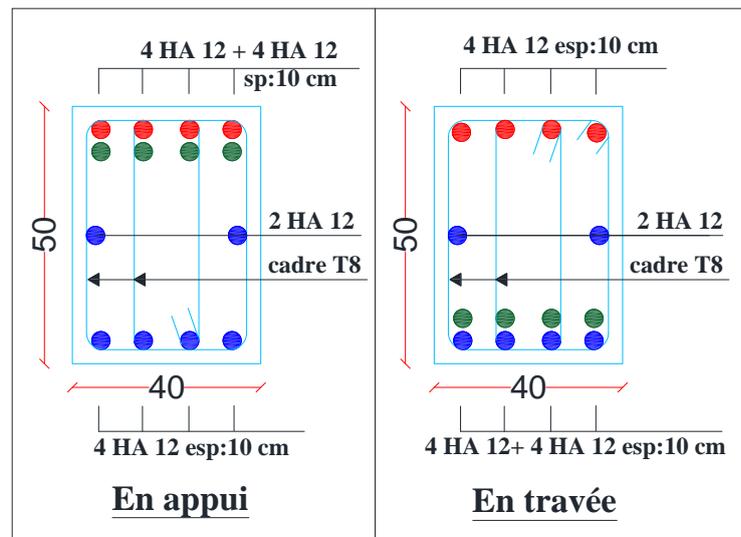


Figure III.24. Schémas de ferrailage de la poutre palière 02.

III.4. Etude de l'acrotère

L'acrotère est considéré comme une console encastrée à sa base, soumis à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique (F_p) et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante. Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m de longueur pour l'acrotère le plus sollicité, autrement dit celui ayant une hauteur égale à **1.00 m**,

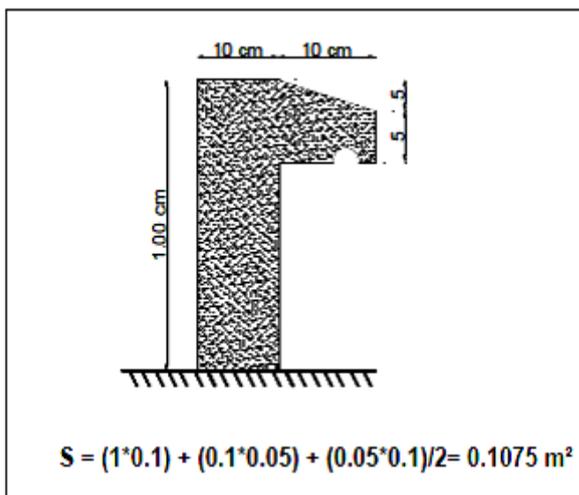


Figure III.25. coupe transversale de l'acrotère.

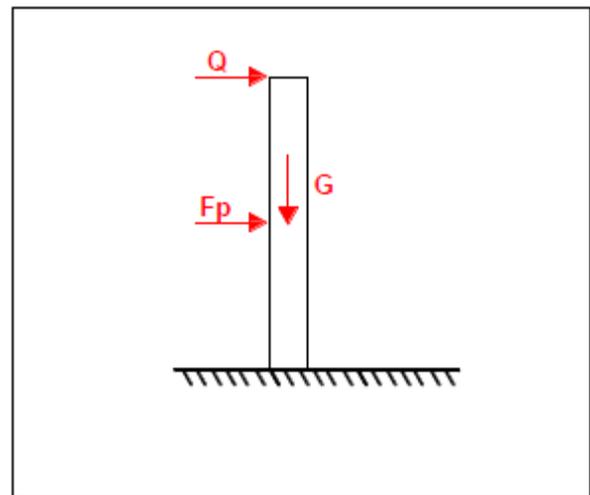


Figure III.26. modèle de calcul de l'acrotère.

➤ **Evaluation des charges et surcharges**

Poids propre charge d'exploitation

$$G_0 = 30 \times S_{acr} = 30 \times 0,1075 = 3.225 \text{ KN} \quad Q = 1 \text{ KN}$$

$$G_{rev} = 18 \times 0,03 = 0,54 \text{ KN}$$

D'où, la charge totale est $G_{tot} = 3.23 \text{ KN}$

La force sismique

La force sismique est donnée comme suit : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$**RPA99 (Art 6.2.3)**

$A = 0,15$ (zone IIa): *coefficient d'accélération de la zone*

$C_p = 0,8$: *facteur de force horizontale*

$W_p = 3,23 \text{ KN}$: *poids propre de l'acrotère*. Donc : $F_p = 1,55 \text{ KN}$

Calcul de centre de gravité G (X_g ; Y_g)

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_g = 5.66 \text{ cm} ; Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_g = 53.06 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des sollicitations** L'acrotère est soumis à :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_G = 3.23 \text{ KN} \\ M_G = 0 \text{ KN.m} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} N_Q = 0 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 1 \text{ KN.m} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} N_{F_p} = 0 \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g = 0.82 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée pour une bande de 1m :

Tableau III.22. Combinaisons d'actions de l'acrotère.

Combinaisons	ELU accidentelle	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N [KN]	3.23	4.36	3.23
M [KN.m]	1.82	1.5	1

Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

$$\text{On a: } e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.50}{4.36} = 34.40 \text{ cm} ; \frac{h}{6} = 16.67 \text{ cm}$$

$e_1 > \frac{h}{6}$: Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, ce qui veut dire que la section est partiellement comprimée, de plus N est un effort de compression donc le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple soumise à un moment $M_u = N_u \times e$. D'après le **BAEL (Art 4.4)**, la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement). Donc, le risque de flambement conduit à remplacer (e_0) par (e) tel que : $e = e_1 + e_a + e_2$

Avec :

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max \left(2\text{cm} ; \frac{h}{250} = \frac{100}{250} = 0.4 \right) = 2\text{cm} ; e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{h_0 \times 104} ; \alpha = \frac{MG}{MG + MQ} = 0$$

\emptyset : C'est le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes,

au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 2\text{m}$.

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10 cm Donc : $MG = 0 \rightarrow \alpha = 0$

$$\begin{cases} e_2 = 0.024 \text{ m} \\ e = 34.40 + 2 + 2.4 = 38.80 \text{ cm} \end{cases}$$

III.4.1. Calcul à l'ELU

Le ferrailage se fait pour une section ($b \times h$)= 1ml \times e

$$A = \max (A^1, A^2 \text{ Amin}) \quad \text{Avec :}$$

A_1 : Armatures à l'ELU durable.

A_2 : Armatures à l'ELU accidentelle.

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.4}{400} = 1.10 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Remarque :

Le calcul de ferrailage (A_1, A_2) nous mène toujours à des valeurs faibles, c'est pour cela qu'on ferraille avec $A_{\min} = 1.10 \text{ cm}^2/\text{ml}$, les résultats sont résumés dans ce tableau :

Tableau III.23. Ferrailage de l'acrotère.

Situation	M_{ua} [KN.m]	μ_{bu}	α	z[m]	A_1 [cm ²]	A[cm ²]	A_{\min} (cm ²)	Achoisi[cm ²]
Durable	1.82	0.02	0.025	0.079	0.66	0.53	1.10	4HA8= 2.01
Accident	1.82	0.018	0.018	0.079	0.576	0.575	1.10	4HA8= 2.01

❖ Choix des armatures

Sens principal : $A = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Sens secondaire : $A_s = \frac{A}{4} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit $4\text{HA}6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

❖ Calcul des espacements

Sens principal : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$

Sens secondaire : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$

❖ Vérification nécessaire

Tableau III.24. Vérification des contraintes au niveau de l'acrotère.

α (m)	Φ (rad)	Yc^1 (m)	Yc^2 (m)	Yc^3 (m)	C (m)	P (m ²)	q (m ³)	Yc (m)	Y
0.72	0.09	0.72	-0.38	0.35	0.36	-0.39	0.094	-0.34	0.016

$$\tau_u \leq \tau^{adm} \quad (\tau_u = 0.02 \text{ MPa} < \tau^{adm} = 3.33 \text{ MPa})$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad (\sigma_{bc} = 1.58 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa})$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad (\sigma_{st} = 15.28 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa})$$

❖ Schéma de ferrailage :

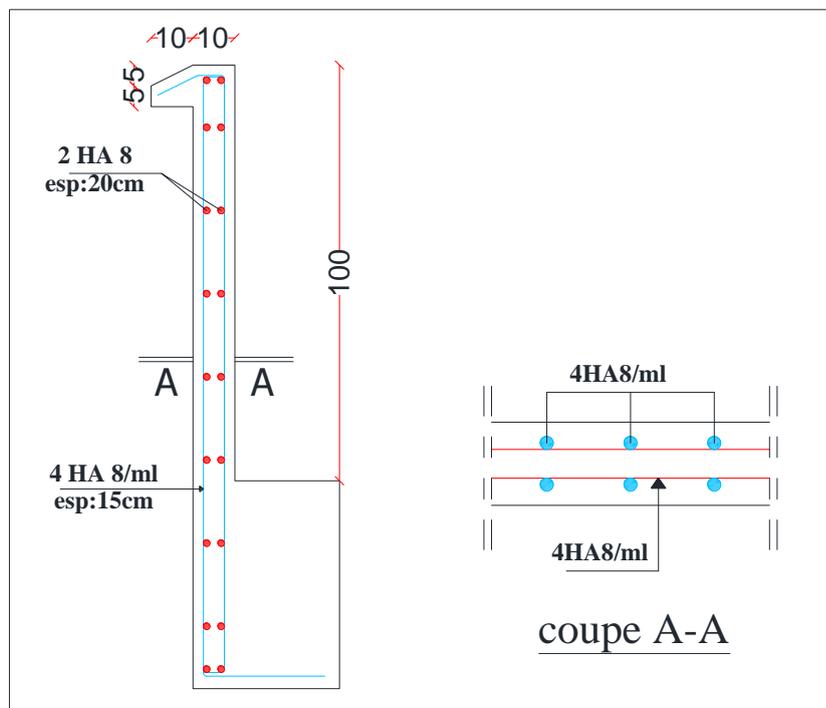


Figure III.27. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.5. Conclusion

- Le but de ce chapitre était de déterminer les différentes sections d'acier nécessaire pour reprendre les différentes charges revenantes aux éléments secondaires.
- L'évaluation de flèches pour différents éléments secondaires soumis à la flexion simple est indispensable puisqu'elle nous permet de bien choisir la section d'armature à maître dans une section de béton.
- La vérification des contraintes (acier ; béton) et l'état de déformation (la flèche) ainsi que les conditions de non fragilité donner par les différents règlements nous a exigé de redimensionner parfois la section du béton et parfois augmenter le ferrailage.
- Chacun de ces éléments secondaires étudiés dans ce chapitre est calculé selon les sollicitations les plus défavorables afin d'adopter le ferrailage adéquat qui répond le mieux aux différentes charges qui lui sont appliquées.

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1. Introduction

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause le plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitables de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est indispensable de prendre au sérieux l'étude sismique afin de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes et de minimiser les conséquences, d'où l'importance de la construction parasismique qui se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

**NB : dans ce chapitre et les autres chapitres qui restent nous allons juste toucher seulement au bloc tour qui contient tous les éléments de structure que nous devons étudier*

IV.2. Modélisation

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision des paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement, autrement dit un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure.

Parmi les méthodes de modélisation qui existe, on trouve la modélisation en éléments finis, cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolation on balaye tout l'élément puis toute la structure ; mais cette méthode prend de temps à la main. L'étude de notre structure se fait à l'aide du logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016** pour faciliter le calcul.

IV.3. Le choix de la méthode de calcul

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes (méthode équivalente statique et méthode dynamique)

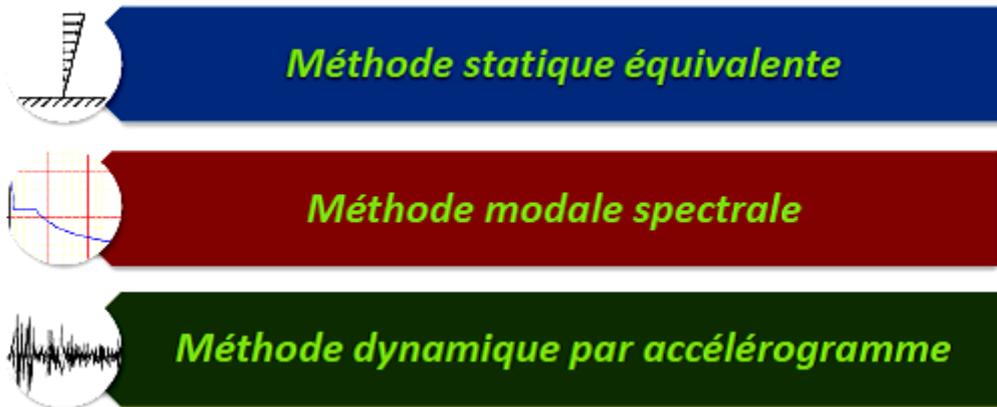


Figure IV.1. Méthodes de calcul.

IV.3.1. Méthode statique équivalente

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

IV.3.2. Méthode dynamique qui regroupe

- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans notre cas, la condition de régularité en plan n'est pas satisfaite, de plus, la hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieure à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99 Art 4.1.2**).

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.4. Présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectrale est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

Chapitre IV : Etude dynamique

$$V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de $(0,8 V_{st}/V_{dyn})$.

Avec : V_{dyn} : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modal)

$V_{st} = \frac{A.D.Q.W}{R}$: L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

W : Poids total de la structure ;

R : Coefficient de comportement de la structure ;

Q : Facteur de qualité.

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

$$\checkmark \begin{cases} \text{Groupe d'usage (2)} \\ \text{Zone sismique (IIa)} \Rightarrow A = 0,15 \end{cases}$$

✓ Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$ (RPA99/2003 (Tableau 4.3))

$$\checkmark Q = 1 + \sum P_q$$

RPA99/2003 (Formule 4.4)

✓ P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.

✓ Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant (pour les deux sens)

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités.

N°	« Critère q »	Observation	Pénalités
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non vérifié	0.05
02	Redondance en plan	Non vérifié	0.05
03	Régularité en plan	Non vérifié	0.05
04	Régularité en élévation	Non vérifié	0.05
05	Contrôle de qualité des matériaux	Non vérifié	0
06	Contrôles d'exécution	Non vérifié	0

Donc,
$$\begin{cases} Q_x = 1,20 \\ Q_y = 1,20 \end{cases}$$

$W = \sum W_{in\ i=1}$ Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$ **RPA99/2003 (Formule 4.5)**

- ✓ W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- ✓ W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- ✓ β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Dans notre cas : $W = 35702,39$ KN

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T^2/T_2)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \quad \dots \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)} \\ 2.5 \eta (T^2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & \dots\dots\dots T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

✓ $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$ **RPA99/2003 (Formule 4.3)**

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre structure, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = \frac{7 + 10}{2} = 8,5\%$$

D'où, $\eta = 0,816$

✓ On a un site ferme S2 \Rightarrow
$$\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,40 \text{ s} \end{cases}$$
 **RPA99/2003 (Tableau 4.7)**

✓ **Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc :

$$\begin{cases} T = C_T \times H^{3/4} \dots\dots\dots(1) \\ T = \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$H = 32.30 \text{ m}$: Hauteur total du bâtiment.

$C_T=0,05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (**Tableau 4.6 du RPA99/2003**)

$\Rightarrow T= 0.67 \text{ s} \dots\dots\dots (1)$

L : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 15.90 \text{ m} \\ L_y = 21.95 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.72 \text{ s} \\ \dots (2) \\ T_y = 0.62 \text{ s} \end{cases} \quad \text{Donc,} \quad \begin{cases} T_x = \min(0,72 \text{ s} ; 0,67 \text{ s}) = 0,67 \text{ s} \\ T_y = \min(0,62 \text{ s} ; 0,67 \text{ s}) = 0,62 \text{ s} \end{cases}$$

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T^2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,44 \\ D_y = 1,52 \end{cases}$$

La force sismique statique totale à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_{x_{st}} = 1882.72 \text{ KN} \\ V_{y_{st}} = 1987.38 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.4.1. Spectre de réponse de calcul

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

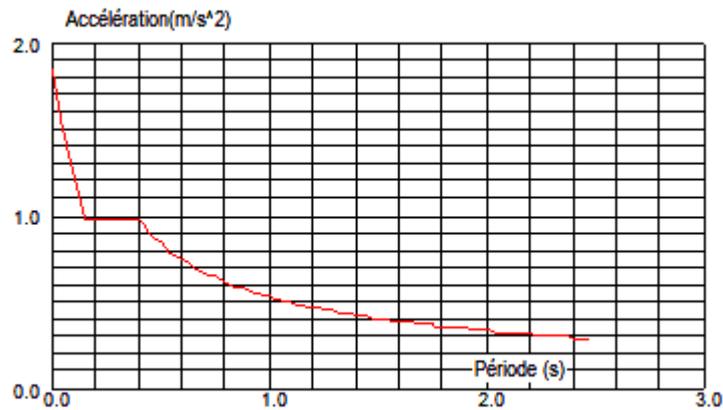


Figure IV.2. Spectre de réponse (Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016).

IV.4.2. Résultats obtenus

Avant l'obtention des résultats on a fait la modalisation du projet avec le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016** et on passe par les étapes principales de la modélisation suivant :

- ✓ **Modélisation**
 - ✓ Réglage des préférences de la tâche (Vérifier les unités des dimensions et des charges, les matériaux utilisés.)
 - ✓ Définition des axes (ligne de construction) Plan YZ, plan XY, plan XZ
 - ✓ Définition de la section des éléments barres (Poutre, poteau, poutre palière...)
 - ✓ Définition de l'épaisseur des panneaux (Dalle pleine, plancher à corps creux, escalier)
 - ✓ Définition des appuis (Appuis simple, rotule, encastrement.)
- ✓ **Chargement**
 - ✓ Cas de charge (Permanente, exploitation, vent, neige, température...)
 - ✓ Définition de la charge (Elément (noeud, barre...), type de charge (uniforme, force.....), valeur)
- ✓ **Analyse**
 - ✓ Analyse modale
 - ✓ Analyse sismique..... Lancement du calcul
- ✓ **Résultats d'Analyse**
 - ✓ Effort normale, effort tranchant, moment fléchissant.....

Après la modélisation de notre structure nous avons obtenus les résultats suivants :

IV.4.3. Disposition des voiles de contreventement

Pour obtenir une bonne disposition des voiles de contreventement, il y a des paramètres de disposition à suivre comme suit :

- ✓ Diminution de l'excentricité théorique
- ✓ Diminution de la force sismique
- ✓ Evité la torsion du bâtiment.

Dan notre projet on a assuré les trois conditions et on a fait la disposition des voiles de contreventement qui présenter dan la figure suivant :

- ✓ Sens x-x : (Vx1 ; Vx2 ; Vx3 ; Vx4)
- ✓ Sens y-y : (Vy1 ; Vy2 ; Vy3 ; Vy4)

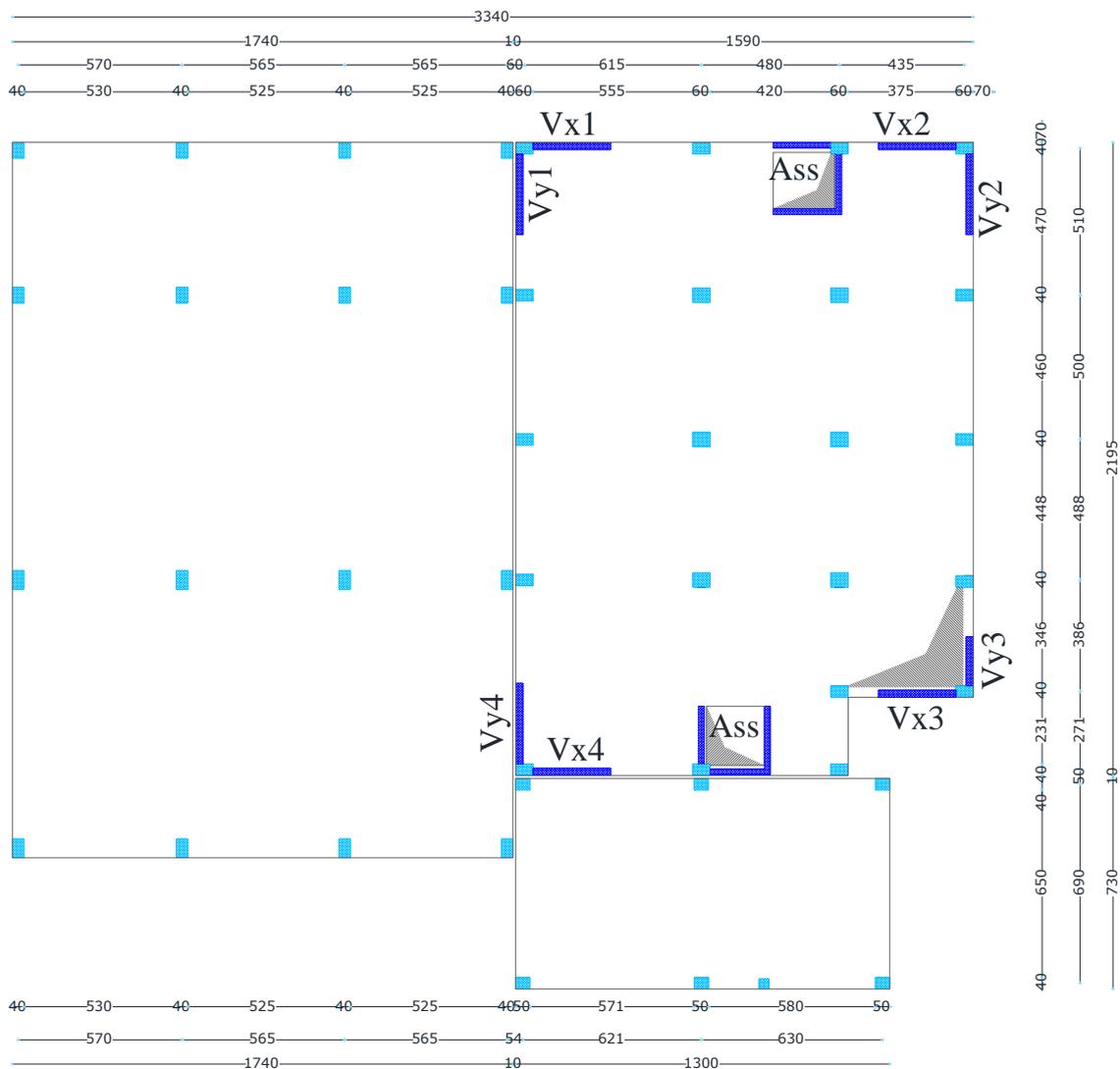


Figure IV.3. Disposition des voiles (vue en plan R.D.C).

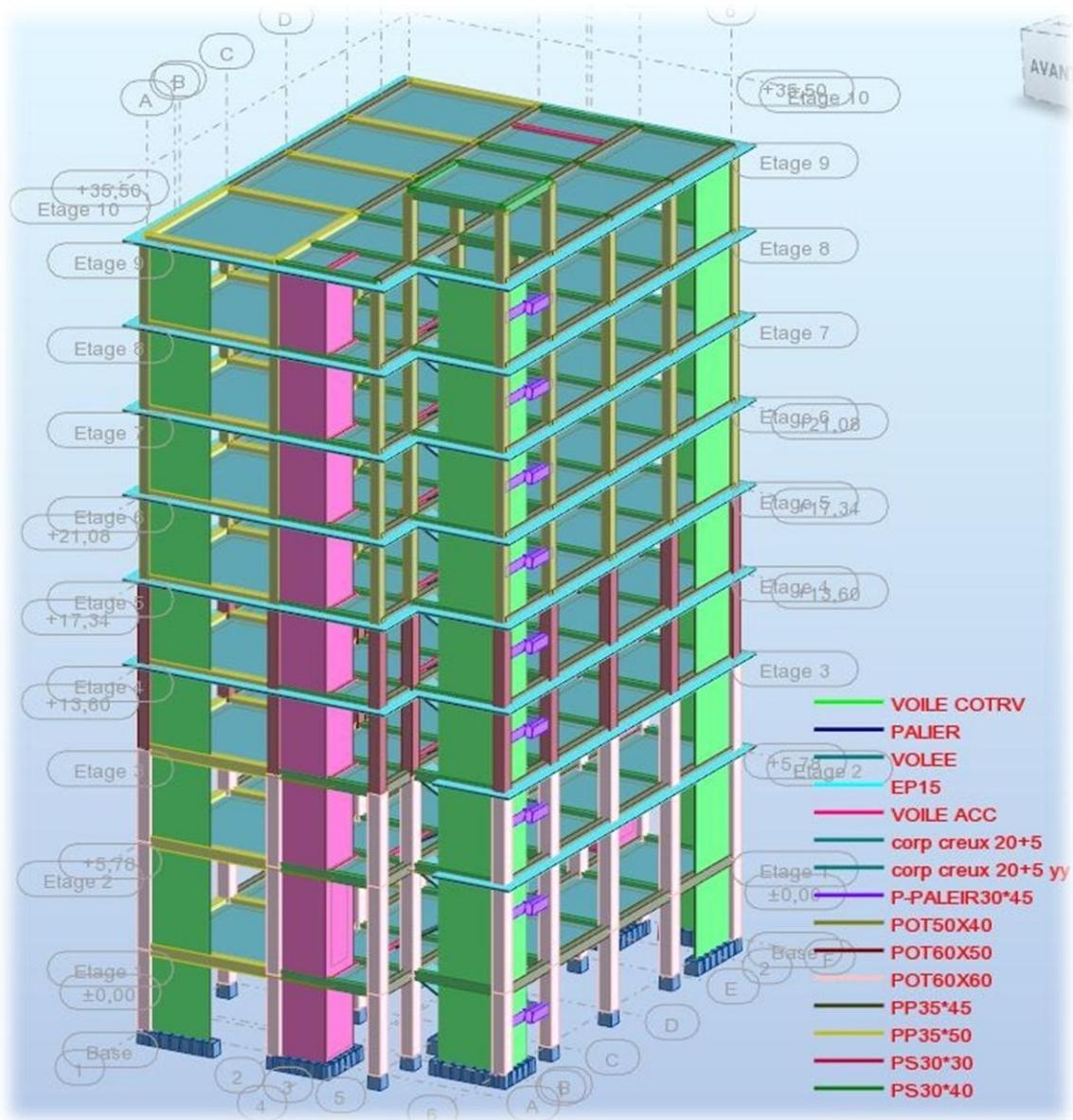


Figure IV.4. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016**

IV.4.4. Période de vibration et participation massique

Le coefficient de participation massique correspond au i^{eme} mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. la somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau. IV.2. Périodes et taux de participation massique de la structure.

Modes	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
1	1,20	0,84	1,74	69,52	0,00	1,74	69,52	0,00
2	1,36	0,74	71,85	71,19	0,00	70,11	1,67	0,00
3	1,81	0,55	72,21	71,56	0,00	0,36	0,38	0,00
4	4,25	0,24	72,56	85,85	0,01	0,35	14,29	0,01
5	4,71	0,21	86,20	86,17	0,01	13,65	0,31	0,00
6	6,29	0,16	86,21	86,17	0,01	0,01	0,00	0,00
7	7,73	0,13	87,12	86,29	0,02	0,90	0,13	0,01
8	8,31	0,12	87,16	88,14	0,11	0,04	1,85	0,09
9	9,67	0,10	87,17	88,15	29,95	0,00	0,01	29,84
10	9,85	0,10	87,27	91,59	29,95	0,11	3,44	0,00
11	10,35	0,10	91,81	91,68	30,01	4,53	0,09	0,06
12	11,02	0,09	91,81	91,72	30,03	0,00	0,04	0,01

- **Interprétation des résultats obtenus**

- ✓ Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.

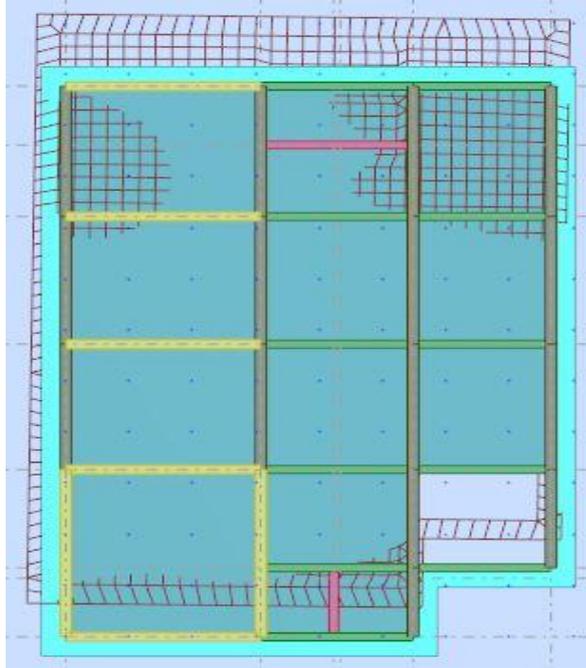


Figure IV.5. Mode 1 (Translation suivant l'axe Y-Y).

- ✓ Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.

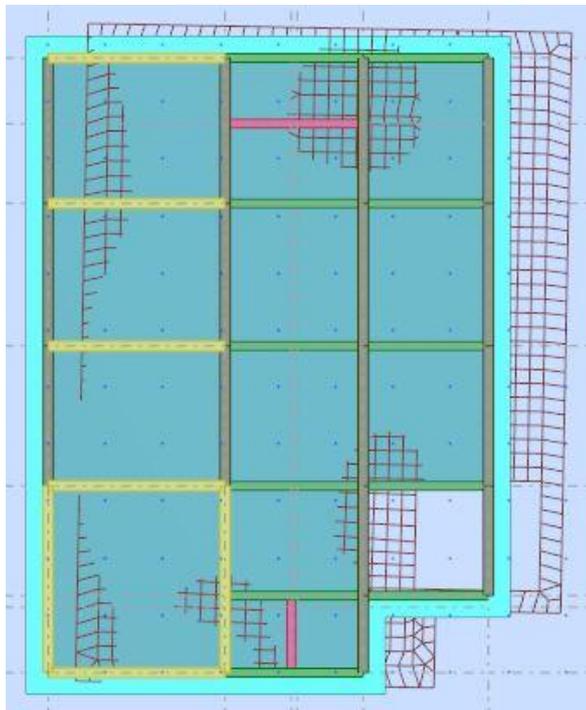


Figure IV.6. Mode 2 (Translation suivant l'axe X-X).

- ✓ Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z..

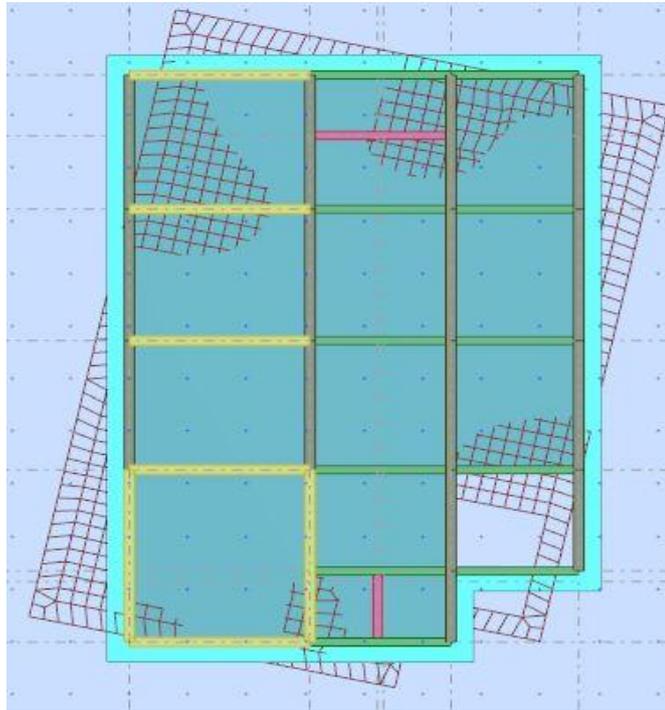


Figure IV.7. Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z).

IV.5. Vérification des résultats vis-à-vis des exigences RPA99/2003

IV.5.1. Vérification de la résultante des forces sismique à la base

Le RPA99/2003 exige de vérifier la relation suivante $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$

Tableau. IV.3. Vérification des forces sismiques à la base après amplification.

Force sismique à la base	Vdyn	0,8Vst	Observation
Suivant X-X	1789.28	1480.65	Vérifiée
Suivant Y-Y	1644.90	1562.91	Vérifiée

IV.5.2. Vérification de l'effort normal réduit

On entend par effort normal réduit, le rapport : $\gamma = N/(f_{c28} \times B)$

N : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B : l'aire (section brute) de cette dernière ; $f_{cj} = 30\text{MPa}$: la résistance caractéristique du béton.

Chapitre IV : Etude dynamique

Afin d'éviter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, Le **RPA99/2003 (7.4.3.1)** nous exige de vérifier pour chaque niveau la relation suivante :

$$\gamma = N/(f_{c28} \times B) \leq 0,3$$

Remarque : l'effort normal réduit n'est pas vérifié au niveau 1, 2, 3 et 4, pour cela on a redimensionner les poteaux en augmentant leurs sections comme suit :

Etages	Sous-sol R.D.C et 1 ^{er}	2 ^{ème} +3 ^{ème}	4 ; 5 ; 6 ; et 7 ^{ème}
Section b*h[cm ²]	60×60	60×50	50×40

Tableau. IV.4. Vérification des forces normale réduit

Niveau	B [m ²]	N [KN]	γ	Observation
Niv 8	0.20	398.22	0.066	Vérifiée
Niv 7	0.20	800.78	0.133	Vérifiée
Niv 6	0.20	1196.47	0.199	Vérifiée
Niv 5	0.20	1591.28	0.265	Vérifiée
Niv 4	0.30	1967.34	0.218	Vérifiée
Niv 3	0.30	2342.51	0.260	Vérifiée
Niv 2	0.36	2715.36	0.251	Vérifiée
Niv 1	0.36	3094.03	0.286	Vérifiée

D'après les résultats obtenus dans le tableau on voit bien que l'effort normal réduit est vérifié pour tous les niveaux.

IV.5.3. Justification de l'interaction voiles-portiques

Le **RPA99/2003 (Art3.4. a)** exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

✓ Sous charges verticales

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations

✓ Sous charges horizontales

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations

Chapitre IV : Etude dynamique

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations

➤ Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5.et IV.6 Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales selon X-X et Y-Y

Niveaux	Interaction selon X-X			
	Charges horizontales (KN)		(%) des charges horizontales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
S-sol	591,93	1176,33	33,4754701	66,52509543
RDC	356,89	1380,86	20,53735844	79,46206611
1^{er} étage	492,05	1149,1	29,9820248	70,0179752
2^{eme} étage	473,7	1042,91	31,23413402	68,76586598
3^{eme} étage	508,79	857,51	37,23852741	62,76147259
4^{eme} étage	344,86	840,56	29,09179869	70,90820131
5^{eme} étage	342,06	639,27	34,85642081	65,14256017
6^{eme} étage	279,96	462,81	37,69134456	62,30865544
7^{eme} étage	237,58	195,39	54,87216204	45,12783796

Niveaux	Interaction selon Y-Y			
	Charges horizontales (KN)		(%) des charges horizontales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
S-sol	100,62	143,42	41,2292563	58,76664618
RDC	54,5	186,45	22,61880058	77,38119942
1^{er} étage	71,13	158,33	31,00021791	69,00414034
2^{eme} étage	75,19	137,09	35,42019974	64,57980026
3^{eme} étage	81,32	109,59	42,59598764	57,40401236
4^{eme} étage	56,62	109,54	34,07558979	65,92441021
5^{eme} étage	55,36	82,23	40,23255814	59,76017442
6^{eme} étage	46,53	56	45,37741369	54,61283402
7^{eme} étage	44,96	13,28	77,1978022	22,8021978

IV.5.4. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à : $\Delta k = \delta k - \delta k-1$

Avec : $\delta k = R \times \delta_{ek}$

δk : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA99/2003(Art4.43).

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

R : coefficient de comportement dynamique ($R=5$).

Tableau IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ .

Niveau	Sens x-x						
	$P_k (T)$	$\Delta k (m)$	$V_k (m)$	$H_k (m)$	θ_k	$\theta_k < 0.1$	$P_k (T)$
7 ^{eme} étage	386,80	0,067	44,15	34,85	0,0168433	Oui	386,8
6 ^{eme} étage	386,80	0,061	75,74	31,11	0,0200272	Oui	773,6
5 ^{eme} étage	386,80	0,053	100,07	27,37	0,0224546	Oui	1160,4
4 ^{eme} étage	386,80	0,045	120,88	23,63	0,0243748	Oui	1547,2
3 ^{eme} étage	406,44	0,037	139,32	19,89	0,0260854	Oui	1953,6
2 ^{eme} étage	406,44	0,028	154,65	16,15	0,0264583	Oui	2360,1
1 ^{er} étage	418,76	0,02	167,35	12,41	0,0267606	Oui	2778,8
RDC	447,80	0,011	177,2	8,33	0,0240455	Oui	3226,6
SS	411,01	0,003	180,31	3,57	0,0169533	Oui	3637,7
Niveau	Sens y-y						
	$P_k (T)$	$\Delta k (m)$	$V_k (m)$	$H_k (m)$	θ_k	$\theta_k < 0.1$	$P_k (T)$
7 ^{eme} étage	386,80	0,01	5,94	34,85	0,0186852	Oui	386,8
6 ^{eme} étage	386,80	0,009	10,46	31,11	0,0213957	Oui	773,6
5 ^{eme} étage	386,80	0,008	14,03	27,37	0,0241749	Oui	1160,4

4^{eme} étage	386,80	0,007	16,94	23,63	0,0270562	Oui	1547,2
3^{eme} étage	406,44	0,006	19,47	19,89	0,0302688	Oui	1953,6
2^{eme} étage	406,44	0,004	21,65	16,15	0,0269995	Oui	2360,1
1^{er} étage	418,76	0,003	23,4	12,41	0,0287076	Oui	2778,8
RDC	447,80	0,002	24,57	8,33	0,0315305	Oui	3226,6
SS	411,01	0	24,89	3,57	0	Oui	3637,7

D'après les résultats obtenus on voit bien que les effets P- Δ peuvent être négligés.

IV.6. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le **RPA99/2003**, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

- Epaisseur des voiles : **e = 16cm** et **e = 18cm**.
- Poutres Principales (**35×50/45**) **cm²** ; Poutres Secondaires (**30×40**) **cm²**, et pour les poteaux :

Tableau IV.8. Dimensions finales des poteaux.

Etages	Sous-sol R.D.C et 1 ^{er}	2 ^{eme} +3 ^{eme}	4 ; 5 ; 6 ; et 7 ^{eme}
Section b*h[cm²]	60×60	60×50	50×40

Chapitre V

Etude des éléments
structuraux

V.1. Introduction

Dans ce chapitre les éléments structuraux principaux tel que les poteaux, les poutres et les voiles ont été étudiés.

Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée , d'autre part, les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

• Hypothèses.

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau).
- Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée.
- La section minimale pour chaque élément est celle donnée par le RPA99/2003.

V.2. Etude des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composé sous l'action des sollicitations les plus défavorables (effort normal (N) et moment fléchissant (M)) résultants des combinaisons d'action données par le RPA99/2003 comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots ELU \\ G + Q \dots\dots\dots .ELS \\ G + Q + E \\ G + Q - E \dots\dots\dots Accidentelles \\ 0,8G + E \\ 0,8G - E \end{array} \right.$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{max} \rightarrow M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ M_{max} \rightarrow N_{correspondant} \rightarrow A_2 \Rightarrow A = \max (A_1 , A_2 , A_3) \\ N_{min} \rightarrow M_{correspondant} \rightarrow A_3 \end{array} \right.$$

V.2.1. Recommandations

➤ Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ .
- La distance ou l'espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$l' = 2h$$

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

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : La section du poteau considéré

h_e : Hauteur d'étage

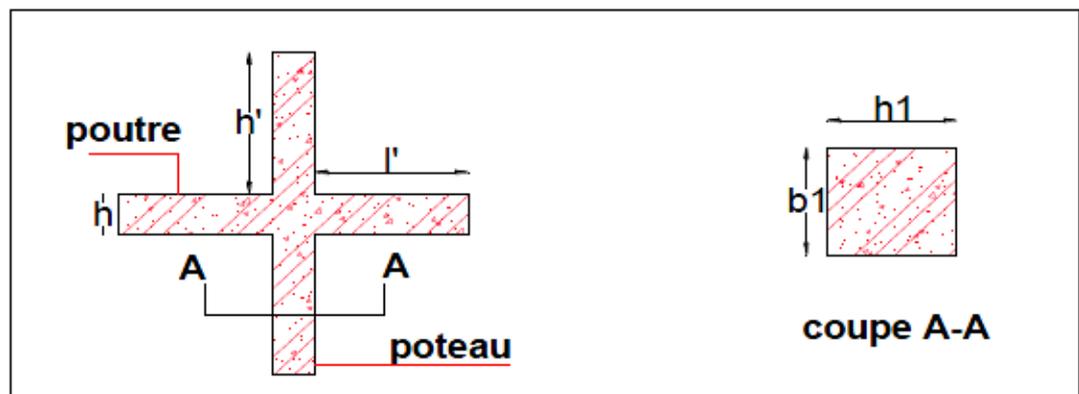


Figure V.1. Zone nodale.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 concernant notre projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1. Armatures longitudinales maximales et minimales dans les poteaux.

Niveaux	Section du Poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A max (cm ²)	
			Zone Courante	Zone de Recouvrement
Sous-sol RDC 1 ^{er} étage	60×60	28.80	144	216
2 ^{eme} étage 3 ^{eme} étage	60×50	24	120	180
4 ^{eme} étage 5 ^{eme} étage 6 ^{eme} étage 7 ^{eme} étage	50×40	16	80	120

➤ Armatures transversales

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho \times V_{max}}{h_1 \times f_e}$$

- V_{max} : Effort tranchant maximal dans le poteau.

- ρ : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2,50 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \text{avec } \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

Sachant que **a** et **b** : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Pour le calcul de At , il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes :

En zone nodale : $t \leq \min(10 \varnothing_t^{min}, 15 \text{ cm})$zone IIa

En zone courante : $t \leq 15 \varnothing_t^{min}$ zone IIa

$$\varnothing_t^{min} = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,3\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,8\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \varnothing_t^{min}$ minimums.

V.2.2. Sollicitation de calcul

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016** les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

Tableau V.2. Sollicitations dans les différents poteaux.

Niveaux	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)
Sous-sol	2338.53	-98.20	1984.12	98.25	1356.68	55.67
RDC	1328.86	39.29	1379.24	39.96	1041.91	5.73
1 ^{er} étage	1146.39	31.54	1061.26	4.34	809.00	-78.02
2 ^{eme} étage	1947.11	-91.21	1422.78	71.21	857.59	33.20
3 ^{eme} étage	1611.02	-51.08	1145.12	-72.38	690.26	-10.14
4 ^{eme} étage	1273.79	-120.82	906.28	-81.87	542.84	-26.00
5 ^{eme} étage	837.52	26.10	691.28	56.23	428.64	22.28
6 ^{eme} étage	544.47	45.02	452.84	36.08	228.49	-16.25
7 ^{eme} étage	257.21	-51.11	177.33	-29.69	124.55	-23.99

V.2.3. Calcul du ferrailage des poteaux

➤ **Ferrailage longitudinal**

Hypothèses de calcul :

- Fissuration peu préjudiciable ($e = 3 \text{ cm}$) .
- Calcul en flexion composée.
- Calcul suivant BAEL 91 mode. 99.

➤ **Exemple de calcul**

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du **sous-sol**, et le reste des résultats de ferrailage pour les autres niveaux seront donnés dans le tableau récapitulatif **V.3**.

1^{er} Cas : $N_{max} = 2338.53 \text{ KN}$; $M_{corr} = -98.20 \text{ KN.m}$ ELU (1.35G+1.5Q)

$b = 60 \text{ cm}$; $h = 60 \text{ cm}$; $d = 57 \text{ cm}$;

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Situation accidentelle : $\gamma_b = 1,15$ et $\gamma_s = 1$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.041 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.30 \Rightarrow \text{le centre de pression est à l'intérieur de la section}$$

N est un effort de compression et le centre de pression à l'intérieur de la section du béton, on doit vérifier la condition suivante :

$$Nu(d - d') - MuA \leq (0.337h - 0.81d')bhfbu$$

$$MuA = MuG + Nu \left(d - \frac{h}{2} \right) = -98.20 + 2338.53 \left(0.57 - \frac{0.60}{2} \right) = 533.20 \text{ kN. m.}$$

$$Nu(d - d') - MuA \leq (0.337h - 0.81d')bhfbu \Rightarrow 0.729 < 1.16 \Rightarrow \text{SPC}$$

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple comme suit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.53320}{0.60 \times 0.57^2 \times 17} = 0.16 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.219 \\ z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.57 \times (1 - (0.4 \times 0.219)) = 0.520 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = \frac{0.53320}{0.520 \times 400} = \mathbf{25.63 \text{ cm}^2}$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{Nu}{f_{st}} = -32.83 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{Donc on prend } \mathbf{A=0}.$$

2ème Cas : N = **1984.12** KN ; M_{corrs} = **98.25** KN.mACC (G+Q±E)

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.049 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.30 \Rightarrow \text{le centre de pression est à l'intérieur de la section}$$

$$Nu(d - d') - MuA \leq (0.337h - 0.81d')bhfbu \Rightarrow 0.437 < 1.16 \Rightarrow \text{SPC}$$

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple comme suit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.63396}{0.60 \times 0.57^2 \times 17} = 0.19 < 0.186 \rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.19 < \mu = 0.392 \quad A' = 0$$

$$; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.26 \\ z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.57 \times (1 - (0.4 \times 0.26)) = 0.510 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = \frac{0.63396}{0.510 \times 400} = \mathbf{31.04 \text{ cm}^2}$$

On revient à la flexion composée :

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -18.56 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{Donc on prend } \mathbf{A=0}$$

3ème Cas : $N = 1356.68 \text{ KN}$; $M_{\text{corrs}} = 55.67 \text{ KN.m}$ ACC (0.8G±E)

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.041 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.30 \Rightarrow \text{le centre de pression est à l'intérieur de la section}$$

$$N_u(d - d') - M_{uA} \leq (0.337h - 0.81d')b h f_{bu} \Rightarrow 0.676 < 1.16 \Rightarrow \mathbf{SPC}$$

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple comme suit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.42197}{0.60 \times 0.57^2 \times 17} = 0.127 < 0.186 \rightarrow \mathbf{\text{pivot A}} \quad A' = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.170 \\ z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.57 \times (1 - (0.4 \times 0.307)) = 0.531 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = \frac{0.42197}{0.531 \times 400} = \mathbf{19.86 \text{ cm}^2}$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -14.05 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{Donc on prend } \mathbf{A=0}$$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux pour les autres niveaux :

Tableau V.3. Ferrailage longitudinal des poteaux.

Niveaux	section	Type de section	A _{cal}	A _{min}	A _{adob}	Choix des barres
Sous-sol	60*60	S.P.C	0	28,8	33,17	8HA20+4HA16
RDC						
1^{er} étage						
2^{eme} étage	60*50	S.P.C	0	24	28,65	8HA16+4HA20
3^{eme} étage						
4^{eme} étage	50*40	S.P.C	0	16	16,84	8HA14+4HA12
5^{eme} étage						
6^{eme} étage						
7^{eme} étage						

➤ **Ferraillage transversale (Art 7.4.2.2)**

Tableau V.4. Ferraillage transversaux des poteaux.

Niveau	S-sol	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{eme} étage	3 ^{eme} étage	4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage
Section (cm ²)	60*60	60*60	60*60	60*50	60*50	50*40	50*40	50*40	50*40
Ø _{l max} (cm)	20	20	20	20	20	14	14	14	14
Ø _{l min} (cm)	16	16	16	16	16	12	12	12	12
L ₀ (m)	3.07	4.26	3.58	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24
L _t (m)	2.15	2.98	2.50	2.27	2.27	2.27	2.27	2.27	2.27
λ _g	3.58	4.96	4.16	3.78	3.78	4.54	4.54	4.54	4.54
ρ	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
t _{zone} nodal (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10	10
t _{zone} courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15	15
V _u (kn)	129.92	73.83	63.68	108.17	89.50	84.92	55.83	36.30	17.15
A _t (cm ²)	0.30	0.17	0.15	0.25	0.21	0.24	0.16	0.10	0.05
A _{min} ^t (cm ²)	4.80			4.00		3.20			
A _{adob} ^t (cm ²)	8HA10 = 6.28 cm ²				6HA10 = 4.71 cm ²				

V.2.4. Vérifications nécessaires

➤ **Vérification au flambement :**

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le **CBA93 (Art B.8.2.1)** nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

$$B_r \geq B_r^{calc} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_c 28 / (0,9 \times \gamma_b) + f_e / (100 \times \gamma_s))}$$

Avec : $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$ c'est la section réduite du poteau

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre 2. Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux.

Niveaux	Nu (KN)	i (m)	λ	α	(Br ≥ Br_{calc})		Observation
					Br	Br_{calc}	
Sous-sol	2338.53	0.17	12.65	0.83	0.32	0.105	Vérifiée
RDC	1328.86	0.17	17.52	0.81	0.32	0.0611	Vérifiée
1 ^{er} étage	1146.39	0.17	14.70	0.82	0.32	0.0521	Vérifiée
2 ^{eme} étage	1947.11	0.14	16.21	0.81	0.26	0.0896	Vérifiée
3 ^{eme} étage	1611.02	0.14	16.21	0.81	0.26	0.0741	Vérifiée
4 ^{eme} étage	1273.79	0.11	20.63	0.79	0.17	0.0601	Vérifiée
5 ^{eme} étage	837.52	0.11	20.63	0.79	0.17	0.0395	Vérifiée
6 ^{eme} étage	544.47	0.11	20.63	0.79	0.17	0.0256	Vérifiée
7 ^{eme} étage	257.21	0.11	20.63	0.79	0.17	0.0121	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement.

➤ **Vérification des contraintes**

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à contrôler uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc\ 1} = \frac{N_{ser}}{s} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \quad V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc\ 2} = \frac{N_{ser}}{s} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \quad V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec :

$S = b \times h + 15(A + A')$: section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{h}{2} (V^3 + V'^3) + 15A' (V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A' d' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \quad \text{et } V' = h - V$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton.

Niveaux	Sous Sol	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{eme} étage	3 ^{eme} étage	4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage
Sections	60×60	60×60	60×60	60×50	60×50	50×40	50×40	50×40	50×40
d (cm)	57	57	57	57	57	47	47	47	47
A (cm²)	33.17	33.17	33.17	28.65	28.65	16.84	16.84	16.84	16.84
V (cm)	33.28	33.28	33.28	33.38	33.38	27.46	27.46	27.46	27.46
V'(cm)	26.72	26.72	26.72	26.62	26.62	22.54	22.54	22.54	22.54
I_{yy}(m⁴)	0.0144	0.0144	0.0144	0.0139	0.0139	0.0126	0.0126	0.0126	0.0126
N_{ser} (MN)	2.163	1.912	1.654	1.402	1.161	0.918	0.681	0.446	0.213
M_{ser} (MN.m)	0.034	0.058	0.063	0.049	0.063	0.041	0.054	0.051	0.061
M_{serG} (MN.m)	0.105	0.120	0.117	0.096	0.102	0.063	0.070	0.061	0.066
σ_{bc1} (MPa)	7.70	7.43	6.74	6.39	5.83	5.44	5.54	3.30	2.38
σ_{bc2} (MPa)	7.22	6.89	6.20	5.92	5.33	5.20	4.27	3.07	2.12
σ_{bc} (MPa)	18	18	18	18	18	18	18	18	18
Observation	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

➤ Vérification des contraintes de cisaillement

D'après le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec : $\rho_d = \rho_d = 0.075$ si $\lambda g \geq 5$

$\rho_d = 0.040$ si $\lambda g < 5$

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Vérification des contraintes de cisaillement.

Niveaux	section	lf (cm)	λ_g	ρd	d (cm)	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs
Sous-sol	60×60	2.15	3.58	0.040	57	129.92	0.379	1.20	Vérifiée
RDC	60×60	2.98	4.96	0.040	57	73.83	0.215	1.20	Vérifiée
1 ^{er} étage	60×60	2.50	4.16	0.040	57	63.68	0.186	1.20	Vérifiée
2 ^{eme} étage	60×50	2.27	3.78	0.040	57	108.17	0.379	1.20	Vérifiée
3 ^{eme} étage	60×50	2.27	3.78	0.040	57	89.50	0.314	1.20	Vérifiée
4 ^{eme} étage	50×40	2.27	4.54	0.040	47	84.92	0.451	1.20	Vérifiée
5 ^{eme} étage	50×40	2.27	4.54	0.040	47	55.83	0.296	1.20	Vérifiée
6 ^{eme} étage	50×40	2.27	4.54	0.040	47	36.30	0.193	1.20	Vérifiée
7 ^{eme} étage	50×40	2.27	4.54	0.040	47	17.15	0.0912	1.20	Vérifiée

➤ Détermination de la zone nodale

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zone nodales (zones critiques).

Tableau V.8. Détermination de la zone nodale.

Niveaux	Sous Sol	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{eme} étage	3 ^{eme} étage	4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage
Sections	60×60	60×60	60×60	60×50	60×50	50×40	50×40	50×40	50×40
L(cm)	80	80	80	80	80	80	80	80	80
h(cm)	65	65	65	65	65	50	50	50	50

➤ Dispositions constructives

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.
- Longueur des crochets : $L = 10 \times \varnothing_l = 10 \times 1.2 = 12\text{cm}$.

\varnothing_l : diamètre min des barres longitudinales

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

- Longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \emptyset$:

Pour $\emptyset = 20 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 80 \text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65 \text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60 \text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50 \text{ cm}$.

➤ Schémas de ferrailage

Voir la planche de ferrailage.

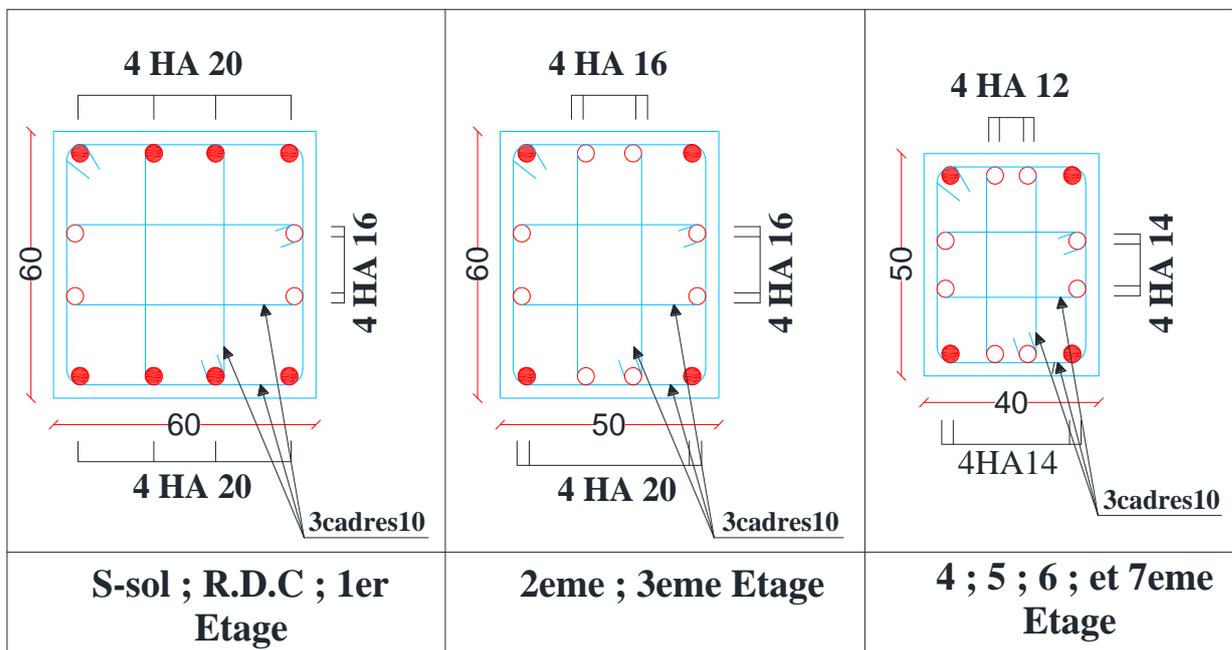


Figure V.2. Schéma de ferrailage des poteaux.

V.3. Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant) résultant des combinaisons suivantes :

- | | |
|--------------------|-----------------|
| 1). $1.35G + 1.5Q$ | 2). $G + Q$ |
| 3). $G + Q + E$ | 4). $G + Q - E$ |
| 5). $0.8G + E$ | 6). $0.8G - E$ |

V.3.1. Recommandations

- **Armatures longitudinales : RPA99/2003(Art 7.5.2.1)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section : $A_{min} = 0.5\% \times b \times h$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% de la section du béton en zone courante.

6% de la section du béton en zone de recouvrement.

- La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone IIa.

- Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

➤ **Armatures transversales : RPA99/2003(Art 7.5.2.2)**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% st \times h$

Avec St : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\Phi_l \right) \quad \text{en zone nodale.}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \quad \text{2 en dehors de la zone nodale.}$$

h : hauteur de la poutre

Remarque

La valeur du diamètre Φ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. 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 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres

- **Poutres principales**

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016**

Tableau V.9. Sollicitation et ferrailage des poutres principales (35×50) cm².

Niveaux	Localisation	M (KN.m)	V(KN)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix des barres
Sous-sol	Travée	71.74	142.52	4.80	8.75	9.42	3HA16+3HA12

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

	Appui	-136.53		8.60	8.75	9.42	3HA16+3HA12
RDC	Travée	126.04	143.03	5.80	8.75	9.42	3HA16+3HA12
	Appui	-151.57		8.80	8.75	9.42	3HA16+3HA12
Etage 1	Travée	146.69	142.70	6.90	8.75	9.42	3HA16+3HA12
	Appui	-156.06		9.00	8.75	9.42	3HA16+3HA12
Etage 2	Travée	152.92	142.91	7.20	8.75	9.42	3HA16+3HA12
	Appui	-157.24		9.10	8.75	9.42	3HA16+3HA12
Etage 3	Travée	140.01	142.41	6.50	8.75	9.42	3HA16+3HA12
	Appui	-151.72		8.90	8.75	9.42	3HA16+3HA12
Etage 4	Travée	118.78	141.16	5.50	8.75	9.42	3HA16+3HA12
	Appui	-138.32		8.80	8.75	9.42	3HA16+3HA12
Etage 5	Travée	116.33	141.71	5.40	8.75	9.42	3HA16+3HA12
	Appui	-139.02		8.70	8.75	9.42	3HA16+3HA12
Etage 6	Travée	113.47	142.51	5.20	8.75	9.42	3HA16+3HA12
	Appui	-140.83		9.00	8.75	9.42	3HA16+3HA12
Etage 7	Travée	82.17	117.32	5.00	8.75	9.42	3HA16+3HA12
	Appui	-100.92		6.40	8.75	9.42	3HA16+3HA12

- **Poutres secondaires**

Tableau V.10. Sollicitations et ferrailage des poutres secondaires (35×40) cm².

Niveaux	Localisation	M (KN.m)	V(KN)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix des barres
Sous-sol	Travée	87.97	33.43	5.20	6	9.42	3HA16+3HA12
	Appui	-88.93		5.30	6	9.42	3HA16+3HA12
RDC	Travée	140.56	28.72	8.50	6	9.42	3HA16+3HA12
	Appui	-135.74		8.20	6	9.42	3HA16+3HA12
Etage 1	Travée	149.09	30.60	9.00	6	9.42	3HA16+3HA12
	Appui	-143.76		8.70	6	9.42	3HA16+3HA12
Etage 2	Travée	144.27	32.54	8.70	6	9.42	3HA16+3HA12
	Appui	-135.08		8.10	6	9.42	3HA16+3HA12

Etage 3	Travée	129.94	34.04	7.80	6	6.03	3HA16
	Appui	-123.40		7.40	6	6.03	3HA16
Etage 4	Travée	114.25	36.51	6.80	6	6.03	3HA16
	Appui	-102.89		6.10	6	6.03	3HA16
Etage 5	Travée	96.88	38.29	5.70	6	6.03	3HA16
	Appui	-84.82		5.00	6	6.03	3HA16
Etage 6	Travée	79.99	39.25	4.70	6	6.03	3HA16
	Appui	-67.23		3.90	6	6.03	3HA16
Etage 7	Travée	54.25	31.37	3.10	6	6.03	3HA16
	Appui	-50.13		2.90	6	6.03	3HA16

➤ **Vérification des armatures selon le RPA99 (art 7.5.2.1)**

❖ **Armatures longitudinales**

✓ **Pourcentage maximum des armatures longitudinales**

$$\begin{array}{l}
 P_{\text{principale}} \left\{ \begin{array}{l}
 A_{\text{max}} = 4\% b \times h = 0.04 \times 35 \times 50 = 70\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{En zone courante} \\
 A_{\text{max}} = 6\% b \times h = 0.06 \times 35 \times 50 = 105\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{En zone recouvrement}
 \end{array} \right. \\
 \\
 P_{\text{secondaire}} \left\{ \begin{array}{l}
 A_{\text{max}} = 4\% b \times h = 0.04 \times 35 \times 50 = 70\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{En zone courante} \\
 A_{\text{max}} = 6\% b \times h = 0.06 \times 35 \times 50 = 105\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{En zone recouvrement}
 \end{array} \right.
 \end{array}$$

✓ **Les longueurs de recouvrement**

$L_r > 40 \times \emptyset$ en zone de recouvrement

\emptyset : diamètre max des barres longitudinales dans les poutres principales.

Pour $\emptyset = 25 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 2.5 = 100\text{cm} \quad \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 100 \text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 20 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 2.0 = 80\text{cm} \quad \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 80 \text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.6 = 64\text{cm} \quad \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 65 \text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.4 = 56\text{cm} \quad \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 60 \text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 12 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.2 = 48\text{cm} \quad \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 50 \text{ cm}$.

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

❖ **Armatures transversales**

✓ **Calcul de Φ_t**

Le Φ des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Phi \leq \min \left(\Phi_{l_{\min}} ; \frac{h}{35} ; \frac{h}{10} \right) = \min \left(1.2 ; \frac{50}{35} ; \frac{50}{10} \right) = 1.2 \text{ mm} \dots\dots\dots P_{\text{principale}} \\ \Phi \leq \min \left(\Phi_{l_{\min}} ; \frac{h}{35} ; \frac{h}{10} \right) = \min \left(1.2 ; \frac{50}{35} ; \frac{50}{10} \right) = 1.2 \text{ mm} \dots\dots\dots P_{\text{secondaire}} \end{array} \right.$$

Donc on adopte pour **At= 4T8 =2.01 cm²**, Soit 1 cadre + 1 étrier de $\Phi 8$.

✓ **Calcul des espacements St**

D'après le **RPA99/2003 (Art7.5.2.2)** :

$$P_{\text{principale}} \left\{ \begin{array}{l} St \leq \min \left(\Phi_1 ; \frac{h}{4} ; 12 \right) = 12\text{cm} \quad St = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone nodale} \\ St \leq \frac{h}{2} = 25 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone courante} \end{array} \right.$$

$$P_{\text{secondaire}} \left\{ \begin{array}{l} St \leq \min \left(\Phi_1 ; \frac{h}{4} ; 12 \right) = 10\text{cm} \quad St = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone nodale} \\ St \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone courante} \end{array} \right.$$

❖ **Vérification des sections d'armatures transversales minimales**

On a $A_{\min} = 0,3\% \times St \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1,58 \text{ cm}^2 < At = 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$

Vérifiée

➤ **Vérifications nécessaires**

❖ **Vérifications à l'ELU**

Condition de non fragilité

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{\text{cal}} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principales : } A_{\min} = 2.40 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0.2; \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \quad (\text{F.P.N})$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront sûrement.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.11. Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V _{max} (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Observation
Principale	143.03	0.869	4	Vérifiée
Secondaires	39.25	0.353	4	Vérifiée

Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement

Pour les appuis de rives : $Al \geq A_{rive}^l = V_{max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires: $Al \geq A_{inter}^l = \left(V_{max} - \frac{M_a}{0,9d}\right) \frac{\gamma_s}{f_e}$

Tableau V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	V _{max} (KN)	M _a (KN.m)	Al (cm ²)	A _{rive} ^l (cm ²)	A _{inter} ^l (cm ²)	Observation
Principale	143.03	164.83	9.42	4.11	-6.82	Vérifiée
Secondaires	39.25	143.76	9.42	1.12	-4.74	Vérifiée

❖ Vérification à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- Vérification de l'état limite de compression du béton ;
- Vérification de l'état limite de déformation (Evaluation de la flèche).

Etat limite de compression du béton

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

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

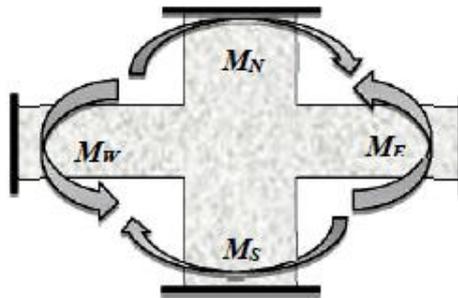
Tableau V.13. Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes		Obs
						σ (MPa)	σ̄ (MPa)	
Principales	Travée	70.92	4.30	9.79	104947.36	6.61	18	Vérifiée
	Appui	-117.63	7.30	12.32	162868.13	8.89	18	Vérifiée
Secondaires	Travée	18.93	3.50	8.64	50822.68	3.21	18	Vérifiée
	Appui	-26.30	3.50	8.64	50822.68	4.47	18	Vérifiée

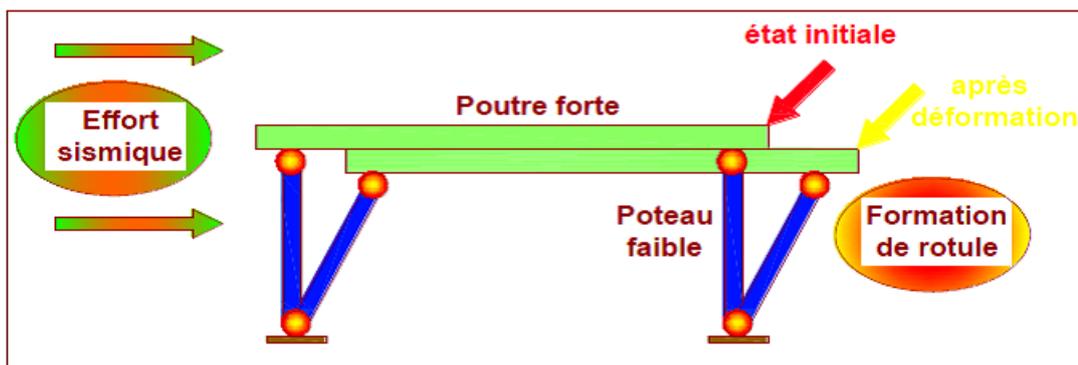
Vérification de la zone nodale

Le RPA99/2003(Art 7.6.2) : Exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$



Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.



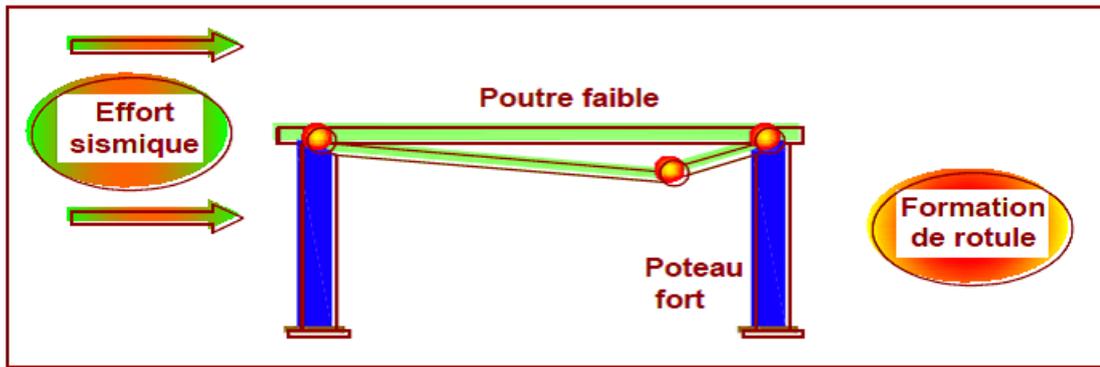


Figure V.3. Formation de rotules plastiques.

➤ **Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend des paramètres suivants :

- ✓ Dimensions de la section du béton ;
- ✓ Quantité d'armatures dans la section ;
- ✓ Contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s \text{ Avec } Z = 0,9h \text{ et } \sigma_s = f_e/\gamma_s$$

Tableau V.14. Moments résistants dans les poteaux.

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
s-sol ; RDC ; 1er étage	60	54	16.58	348	311.57
2eme ; 3eme étage	60	54	14.08	348	264.59
4 ; 5 ; 6 ; et 7eme étage	50	45	8.24	348	129.03

Tableau V.15. Moments résistants dans les poutres principales.

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
s-sol + RDC+ étages courants	50	45	9.42	348	147.50
Terrasse inaccessible	50	45	9.42	348	147.50

Tableau V.16. Moments résistants dans les poutres secondaires.

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
s-sol + RDC+ étages courants	40	36	9.42	348	118.01
Terrasse inaccessible	40	36	6.03	348	75.54

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulées dans les tableaux suivants :

Tableau V.17. Vérification des zones nodales selon le sens principal.

Niveau	M_N	M_s	M_N+M_s	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
S-Sol	311.57	311.57	623.14	147.50	147.50	295	Vérifiée
RDC	311.57	311.57	623.14	147.50	147.50	295	Vérifiée
1 ^{er} Etage	311.57	311.57	623.14	147.50	147.50	295	Vérifiée
2 ^{eme} Etage	264.59	311.57	576.16	147.50	147.50	295	Vérifiée
3 ^{eme} Etage	264.59	264.59	529.18	147.50	147.50	295	Vérifiée
4 ^{eme} Etage	129.03	264.59	393.62	147.50	147.50	295	Vérifiée
5 ^{eme} Etage	129.03	129.03	258.06	147.50	147.50	295	Non Vérifiée
6 ^{eme} Etage	129.03	129.03	258.06	147.50	147.50	295	Non Vérifiée
7 ^{eme} Etage	129.03	129.03	258.06	147.50	147.50	295	Non Vérifiée

Tableau V.18. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.

Niveau	M_N	M_s	M_N+M_s	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
S-Sol	311.57	311.57	623.14	118.01	118.01	236.02	Vérifiée
RDC	311.57	311.57	623.14	118.01	118.01	236.02	Vérifiée
1 ^{er} Etage	311.57	311.57	623.14	118.01	118.01	236.02	Vérifiée
2 ^{eme} Etage	264.59	311.57	576.16	118.01	118.01	236.02	Vérifiée
3 ^{eme} Etage	264.59	264.59	529.18	118.01	118.01	236.02	Vérifiée
4 ^{eme} Etage	129.03	264.59	393.62	118.01	118.01	236.02	Vérifiée
5 ^{eme} Etage	129.03	129.03	258.06	118.01	118.01	236.02	Vérifiée
6 ^{eme} Etage	129.03	129.03	258.06	118.01	118.01	236.02	Vérifiée
7 ^{eme} Etage	129.03	129.03	258.06	75.54	75.54	151.08	Vérifiée

D'après les résultats obtenus, la vérification des zones nodales est justifiée sauf pour les dernier étages donc les rotules plastiques se formeront dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

➤ **Schémas de ferrailage des poutres**

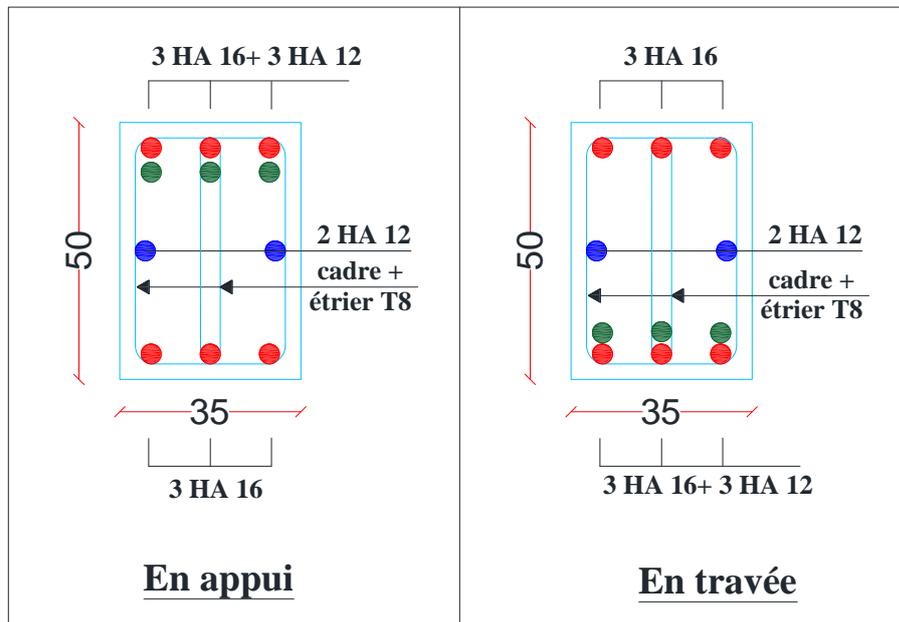


Figure V. 4.. Schéma de ferrailage de la poutre principale tous les niveaux

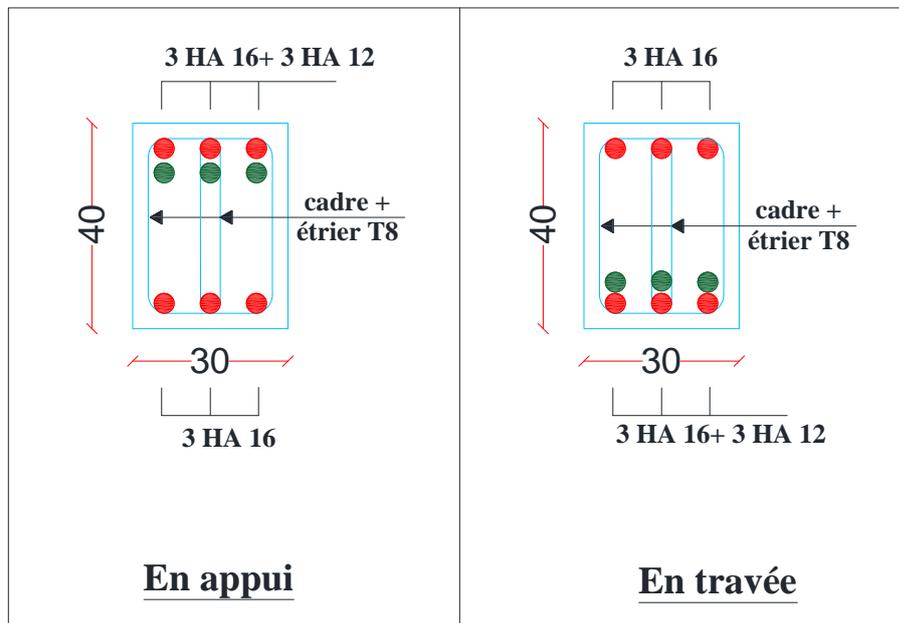


Figure V.5.. Schéma de ferrailage de la poutre secondaires s-sole +RDC + 1er 2eme étage

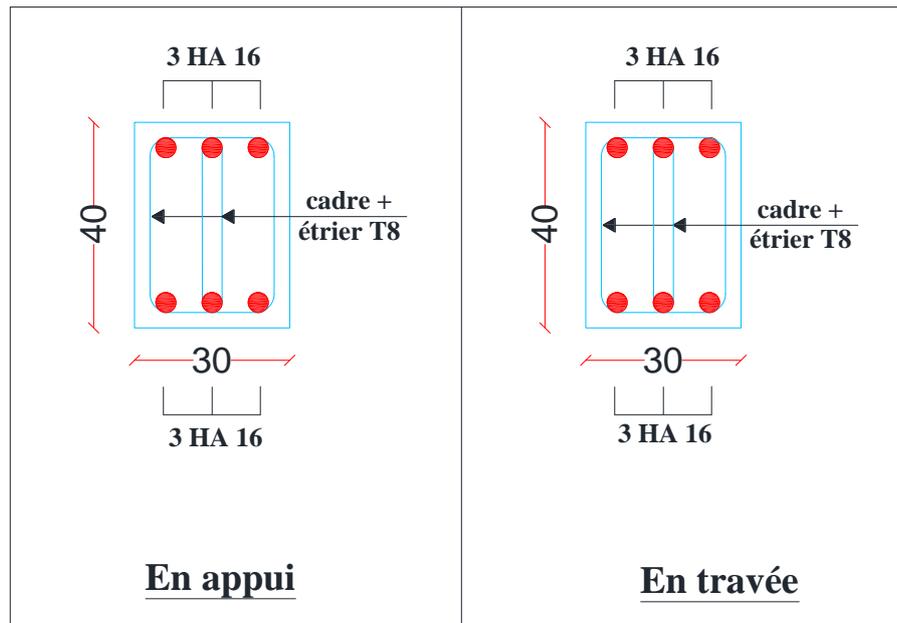


Figure V.6. Schéma de ferrailage de la poutre secondaires 3eme.....7eme étage

V.4. Étude des voiles

V.4.1. Introduction

Le RPA99 version 2003 (**Art.3.4. A.1.a**) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa. les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G + 1.5Q$
- 2). $G + Q \pm E$
- 3). $0,8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{max} \rightarrow N_{corresp} \\ N_{max} \rightarrow M_{corresp} \\ N_{min} \rightarrow M_{corresp} \end{array} \right.$$

V.4.2. Recommandation du RPA99 version 2003

➤ Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- ✓ 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.
- ✓ Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$
Avec : l_t : longueur de la zone tendue,
 e : épaisseur du voile.
- ✓ À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
Toutes les

autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

➤ Armatures Horizontal

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher

de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

➤ Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m².

➤ Règles communes [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3]

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %
- ✓ L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $St \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$

- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
 - ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
 - ✓ les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 1) 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 2) 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
 - ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V/f_e$$
 Avec $V = 1,4V_u$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.
- NB :** Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel **ETABS2016 16.2.0**, les résultats seront résumés dans des tableaux.

Exemple de calcul (Vx1 // à X-X' au niveau du sous-sol + RDC)

Tableau V.19. Sollicitations maximales dans le voile Vx1 // à X-X.

Etage	N _{max} → M _{cor}		M _{max} → N _{cor}		N _{min} → M _{cor}		V _{max} (KN)
	N (KN)	M (KN. m)	N (KN)	M (KN. m)	N (KN)	M (KN. m)	
S-sol	2186.30	908.01	2017.29	174.45	1808.70	892.07	220.48

V.4.3. Ferrailages

1^{er} cas : sous N_{max} et M_{cor} N_{max} = 2186.30 KN (compression), M_{cor} = 908.01 KN.m

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e×l).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

L=3.00 m, d=2.95 m, e=0.18 m, Situation accidentelle : $\gamma_b=1.15$, $\gamma_s=1$, $f_{bu}= 18.48$ MN.m

$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 0.41 \text{ m} < \frac{1}{2} = 1.5 \text{ m} \Rightarrow$ le centre de pressions est à l'intérieur de la section Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{ua} > (0.337 h - 0.81 d') b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$M_{ua} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 4.001 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{ua} = 2.38 \text{ MN.m} < (0.337 h - 0.81 d') b \cdot h \cdot f_{bu} = 10.31 \text{ MN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée (**SPC**). La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = 4001.62 \text{ KN. m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4001.62}{0.18 \times 2.95^2 \times 17} = 0.138 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.150 \\ z = d(1 - 0.4 \alpha) = 2.95 \times (1 - (0.4 \times 0.150)) = 2.04 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = \frac{4001.62 \times 10^{-3}}{2.73 \times 400} = \mathbf{36.92 \text{ cm}^2}$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -18.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ Détermination des longueurs tendue et comprimée

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{2186.30 \times 10^{-3}}{0.18 \times 3} + \frac{908.01 \times 10^{-3}}{0.405} 1.5 = 7.41$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{2186.30 \times 10^{-3}}{0.18 \times 3} - \frac{908.01 \times 10^{-3}}{0.405} 1.5 = 0.68$$

$$l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \Rightarrow l_t = \frac{0.68 \times 3}{0.68 + 7.41} = 0.25 \text{ m}$$

$$l_c = L - 2l_t \Rightarrow l_c = 3 - 2 \times 0.25 = 2.5 \text{ m}$$

❖ Armatures minimales en zone comprimée et en zone comprimée

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

$$A_{min}^{Z.T} = 0.20\%(e \times lt) = 0.20\%(0.18 \times 0.250) = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{Z.C} = 0.10\%(e \times lc) = 0.10\%(0.18 \times 2.50) = 4.50 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon RPA99/2003 on a : $A_{min} = 0.15\% b \times h = 0,15\% \times 0,18 \times 3.00 = 8,10\text{cm}^2$

✓ **Espacement des barres verticales**

$$S_t \leq \min(1,5 e = 27; 30\text{cm}) = 20 \text{ cm}$$

✓ **Armatures horizontales** $V_{max} = 220.48 \text{ KN}$

Rôle des armatures horizontales :

- ✓ Reprendre l'effort tranchant ;
- ✓ Empêcher le flambement.

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e} \quad A_{min}^h \quad 0.15\%(e \times st)$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{1,4V}{e \times d} = \frac{1,4 \times 220.48 \times 10^{-3}}{0,18 \times 2.95} = 0.58 \text{ MPa}$$

✓ **Espacement des barres horizontales**

$$S_t \leq \min(1,5 e ; 30\text{cm}) = 20 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 18 \text{ cm}$

$$A_h = \frac{0.58 \times 0.18 \times 0.18}{0.8 \times 400} = 0.58\text{cm}^2$$

NB : Les voiles de notre structure seront groupés selon leurs dimensions, et leurs sens (XX ou YY), et les résultats de calcul sont résumés dans ces tableaux récapitulatifs :

✓ **Groupe 01 : (Vx1 ; Vx2 ; Vx3 ; Vx4) = 3m**

Tableau V.20.Sollicitations et ferrailage du group 01.

Niveau	S-sol	RDC	1 ^{er} Etage	2eme Etage	3eme Etage	4eme Etage	5eme Etage	6eme Etage	7eme Etage
e(m)	18	18	16	16	16	16	16	16	16
L(m)	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
N (KN)	2186.30	1721.70	1372.15	1238..36	1091.16	972.53	777.77	538.36	290.34
M (KN.m)	908.01	664.81	416.33	316.40	222.74	197.90	121.26	103.23	102.58
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V(KN)	220.48	221.23	216.95	204.34	174.72	166.87	128.09	98.03	77.03
τ (MPa)	0.58	0.58	0.64	0.61	0.52	0.49	0.38	0.29	0.23
τ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	5	5
Acal (cm²)	-17.73	-24.70	-16.49	-13.56	-12.55	-11.63	-9.40	-6.39	-3.07
Amin (cm²)	8.10	8.10	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20
Lt	0.254	0.341	0.589	0.733	0.887	0.889	1.032	0.924	0.440
A_{min}^{tendu} (cm²)	0.915	1.23	1.887	2.347	2.840	2.846	3.303	2.959	1.408
N_{barre}	32HA10								
Aadopté	25.13	25.13	25.13	25.13	25.13	25.13	25.13	25.13	25.13
N_{barre} /face	16HA10								
St(cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20
Lc	2.49	2.31	1.82	1.53	1.22	1.22	0.93	1.15	2.11
A_{min}^{comp} (cm²)	4.485	4.170	2.913	2.453	1.960	1.954	1.497	1.841	3.392
A_h^{cal} (cm²)	0.59	0.59	0.58	0.55	0.47	0.45	0.34	0.26	0.21
A_h^{min} (cm²)	0.49	0.49	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43
N_{barre}	4HA8								
A_h^{adopté} (cm²)	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
St(cm)	18	18	18	18	18	18	18	18	18

Tableau V.20.Sollicitations et ferrailage du group 01.

Groupe 02 : (Vy1 ; Vy2 ; Vy4) = 3m Tableau

V.21.Sollicitations et ferrailage du group 02.

Niveau	S-sol	RDC	1^{er} Etage	2eme Etage	3eme Etage	4eme Etage	5eme Etage	6eme Etage	7eme Etage
e(m)	18	18	16	16	16	16	16	16	16

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

L(m)	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
N (KN)	2336.09	1823.72	1333.38	1186.13	1002.59	859.57	654.62	456.15	242.96
M (KN.m)	1011.68	740.14	449.58	345.30	273.33	270.44	199.76	155.55	131.80
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
V (KN)	212.49	230.16	183.13	167.07	152.87	154.66	132.66	113.91	99.80
τ (MPa)	0.56	0.61	0.54	0.50	0.45	0.46	0.39	0.34	0.30
τ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm²)	-18.25	-25.78	-15.64	-12.64	-10.95	-9.13	-7.08	-4.85	-2.18
A_{min} (cm²)	8.1	8.10	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20
L_t	0.200	0.282	0.488	0.626	0.682	0.556	0.584	0.478	0.127
A_{min}^{tendu} (cm²)	0.723	1.017	1.563	2.005	2.183	1.780	1.871	1.530	0.408
N_{barre}	32HA10	32HA10	32HA10	32HA10	32HA10	32HA10	32HA10	32HA10	32HA10
A_{adopté}	25.13	25.13	25.13	25.13	25.13	25.13	25.13	25.13	25.13
N_{barre /face}	16HA10	16HA10	16HA10	16HA10	16HA10	16HA10	16HA10	16HA10	16HA10
St(cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20
L_c	2.60	2.44	2.02	1.75	1.64	1.89	1.83	2.04	3.25
A_{min}^{comp} (cm²)	4.677	4.383	3.237	2.795	2.617	3.020	2.929	3.270	5.208
A_h^{cal} (cm²)	0.57	0.61	0.49	0.45	0.41	0.41	0.35	0.30	0.27
A_h^{min} (cm²)	0.49	0.49	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43
N_{barre}	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
A_h^{adopté} (cm²)	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
St(cm)	18	18	18	18	18	18	18	18	18

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

voile : (Vy3) = 1.90m

Tableau V.22.Sollicitations et ferrailage du voile Vy3.

Niveau	S-sol	RDC	1 ^{er} Etage	2eme Etage	3eme Etage	4eme Etage	5eme Etage	6eme Etage	7eme Etage
e(m)	18	18	16	16	16	16	16	16	16
L(m)	1.90	1.90	1.90	1.90	1.90	1.90	1.90	1.90	1.90
N (KN)	1449.89	1234.59	981.63	832.75	677.43	604.74	481.74	333.98	191.03
M (KN.m)	256.15	186.50	113.92	72.19	49.72	38.00	20.36	11.50	05.95
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
V (KN)	42.78	96.43	87.41	95.26	88.08	93.28	75.15	70.50	61.78
τ (MPa)	0.17	0.38	0.39	0.43	0.40	0.42	0.34	0.32	0.28
τ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	5	5
Acal (cm ²)	-25.51	-32.14	-21.58	-16.73	-13.74	-12.36	-9.98	-6.96	-3.99
Amin (cm ²)	8.1	8.10	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20
Lt	0.973	0.973	0.551	0.565	0.599	0.642	0.498	0.516	0.478
A ^{tendu} _{min} (cm ²)	3.503	3.501	1.764	1.809	1.915	2.054	1.594	1.651	1.530
N _{barre}	24HA10	24HA10	24HA10	24HA10	24HA10	24HA10	24HA10	24HA10	24HA10
Aadopté	18.96	18.96	18.96	18.96	18.96	18.96	18.96	18.96	18.96
N _{barre} /face	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
St(cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20
Lc	0.004	0.005	0.847	0.819	0.753	0.666	0.954	0.918	0.993
A ^{comp} _{min} (cm ²)	0.007	0.009	1.356	1.311	1.205	1.066	1.526	1.469	1.590
A ^{cal} _h (cm ²)	0.17	0.39	0.35	0.38	0.36	0.38	0.30	0.28	0.25
A ^{min} _h	0.49	0.49	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

(cm²)									
N_{barre}	4HA8								
A_h^{adopté} (cm²)	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
St(cm)	18	18	18	18	18	18	18	18	18

➤ **Schémas de ferrailage des voiles**

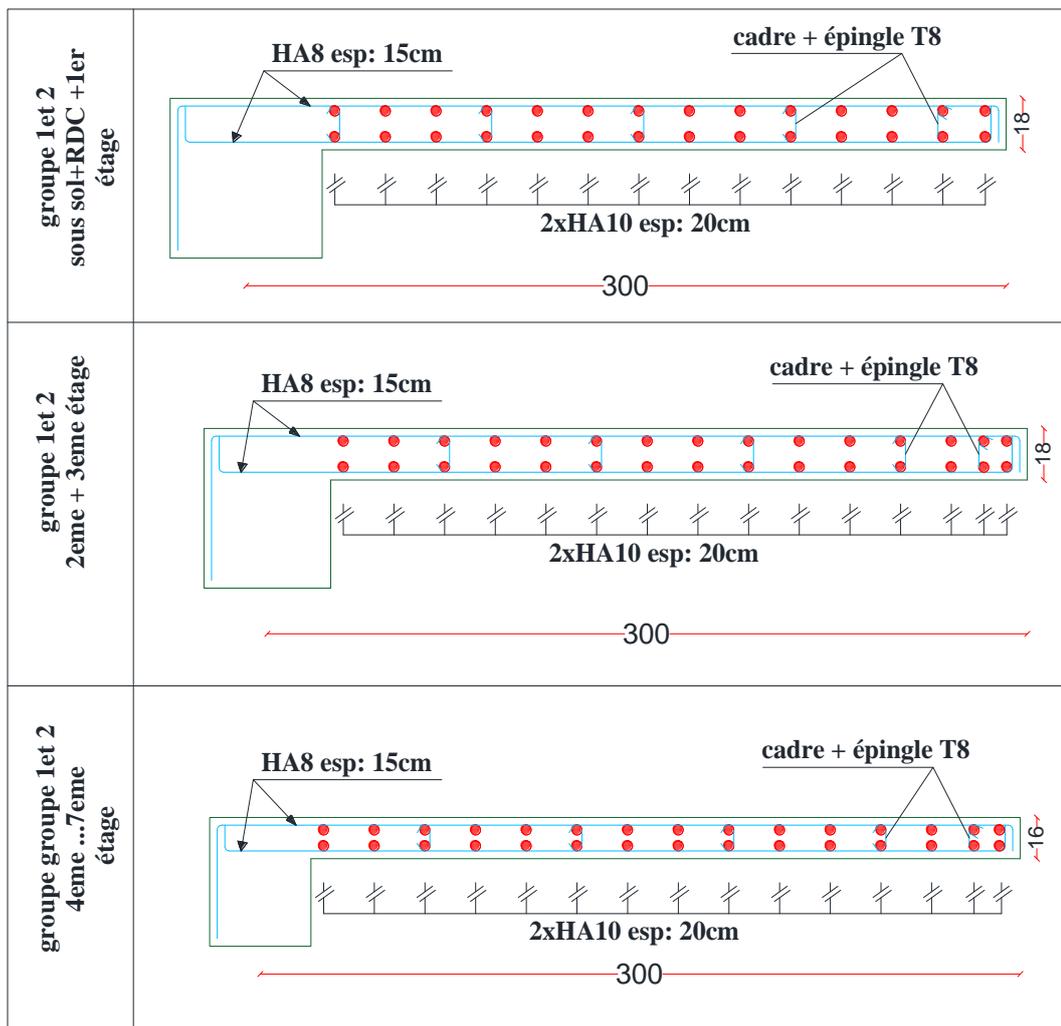


Figure V. 7. Schéma de ferrailage du voiles groupes 1 et 2

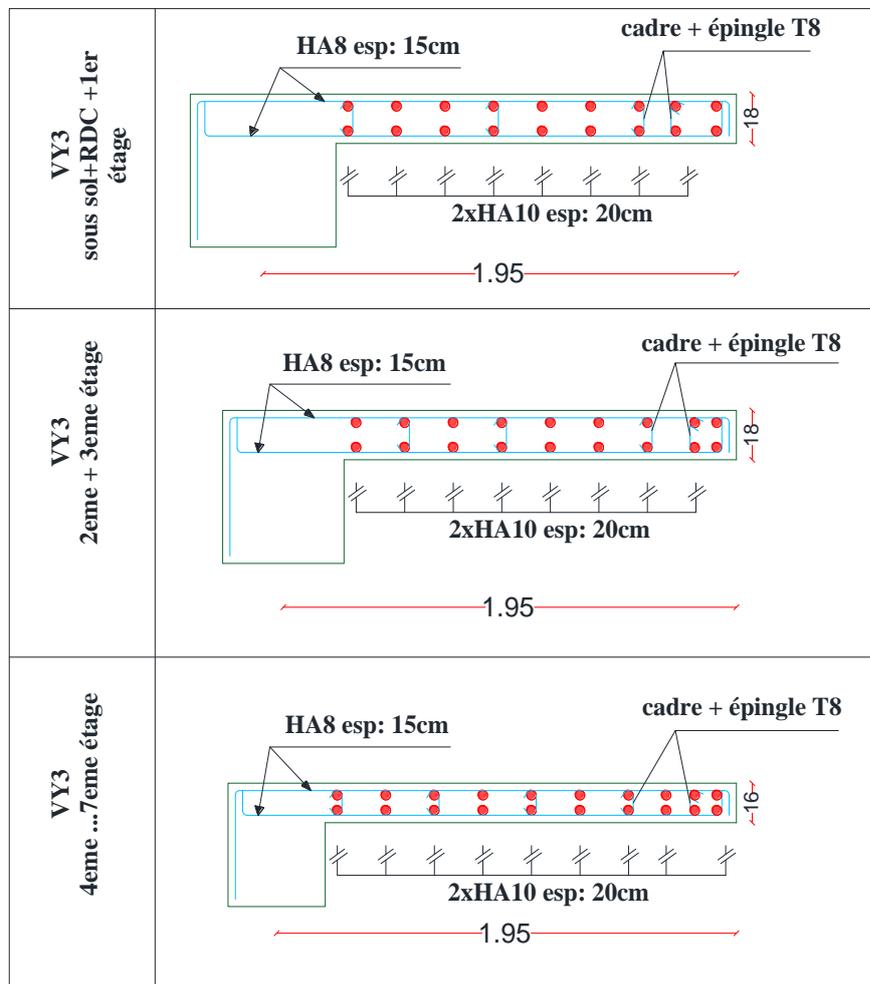


Figure V.8. Schéma de ferrailage du voile V_{y3}

V.5. Conclusion

Pour l'étude des éléments structuraux, on remarque que la section à étudier est celle adoptée après l'étude dynamique de la structure avec le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016**.

L'étude des poteaux et les voiles nous a montré qu'ils sont ferrillés avec la section d'armature donnée par le RPA99 version 2003 ce qui nous permet de dire que ce dernier valorise la sécurité avant l'économie.

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

La vérification de la zone nodale nous a montré que le mieux c'est d'avoir un poteau rigide (fort), et une poutre souple (faible), pour avoir des rotules plastiques dans les poutres, ce qui favorise la stabilité des poteaux lors d'un séisme majeur.

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres éléments (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol ;
- La charge à transmettre au sol ;
- La dimension des trames ;
- La profondeur d'ancrage.

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

VI.2. Combinaisons de calcul

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (RPA99 version 2003, **Article 10.1.4.1**), se fait sous les combinaisons suivantes :

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

D'après le **DTR BC.2.33.1** :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$

VI.3. Reconnaissance du sol

Pour projeter correctement une fondation, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2 bars pour une profondeur d'ancrage de 2,20 m.

VI.4. Choix du type de fondation

Tenant compte de la capacité portante du sol (contrainte admissible), des charges induites de la structure on détermine les surfaces des fondations des éléments de structure en tant que semelles isolées , pour les poteaux et semelles continues pour les voiles. si la surface totale de l'ensemble des semelles est importante (environ supérieur à 50% de la surface d'emprise) on peut estimer qu'économiquement il est préférable d'adopter des semelles filantes ou si le système de fondation (isolées sous poteaux et continues sous voiles) n'est pas homogène et avec superficie plus grande pour les semelles sous voiles on peut homogénéiser le système et adopter semelles filantes pour l'ensemble. de ce fait on adopte un système homogène semelle filantes.

VI.4.1. Vérification de la semelle filante.

Contrainte admissible: la contrainte admissible donnée par le laboratoire de sol est :

$$\sigma_s = 2,00 \text{ bars}$$

On a choisi de calculer les semelles filantes sous le système poteaux les plus chargé (poteau centrale) et sous le voile le plus chargé, d'analyser les résultats et d'homogénéiser les dimensions et le ferrailage pour l'ensemble du système.

VI.4.2. Etude du Semelle filante sous poteaux.

Les données pour chaque poteau :

Tableau VI.1. Sollicitations pour chaque poteau de semelle filante sous poteaux.

Poteau	ELU		ELS
	Effort normal(KN)	Moment (KN.m)	Effort normal(KN)
Axe (A-1)	1544.30	4.45	1126.60
Axe (C-1)	2770.30	22.027	1996.63
Axe (D-1)	3004.51	20.02	2163.80
Axe (E-1)	2767.45	12.23	1995.55
Axe (F-1)	1628.03	1.79	1186.53

Dimensionnement géométriques

Calcul de la largeur de la semelle a L'ELS :

$N_t = \sum N_i = 8469.11 \text{ KN}$

$$B \geq \frac{N_{SER}}{\sigma_{sol}} = \frac{8469.11}{(21.95 \times 200)} = 1.92 \Rightarrow B = 2.00m$$

➤ **Condition minimale :**

Une semelle est dite continue si sa largeur très petite devant sa longueur, elle doit vérifier la

condition suivante $\frac{L}{B} > 5 \Rightarrow \frac{21.95}{2.00} = 21.95m \dots \dots \dots (C - V)$

➤ **Calcul de la hauteur de la semelle :**

• **Condition de non poinçonnement :**

$$d \geq \frac{A-a}{4} = \frac{2-0.60}{4} = 0.35 \Rightarrow d \geq 0.40m$$

On propose $d = 55 \text{ cm} \Rightarrow h = d + 0.05 = 0.55 + 0.05 = 0,60m$

$$Q_u \leq \frac{0,045\mu c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : charge de calcule a l'ELU

μ : périmètre du contour sur lequel agit la charge.

h: hauteur de la semelle filante

La vérification se fait pour le point le plus sollicité du à semelle en effort normal appliqué par le poteau le plus sollicité

$$\mu c = 2(b+a+2h) = 2(1+0,60+2(0,60)) = 5.60\text{m}$$

$$Q_u \leq \frac{0,045 \times \mu c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 5.60 \times 0.60 \times 30 \times 1000}{1.5} = 3024 \text{ KN.}$$

$$Q_u = 3004.51 < 3024 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{CV}$$

Donc on prend : h=0,60 m

Flexion longitudinale Sens YY

➤ **Modèle de calcul**

On présente 2 types de modèle de calcul :

- Poutre considéré comme très rigide
- Poutre continue sur sol élastique, tient compte de l'interaction sol structure

a) Modèle Poutre considéré comme très rigide :

- **Condition de rigidité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{KA}}$$

Où:

E : module d'élasticité du béton (E = 32164,2 MPa).

K: coefficient de raideur du sol (K= 40 MN/m)

I : moment d'inertie de la semelle=0,107 m⁴

A : la largeur de la semelle.

L_{max} : la longueur maximale entre axe de deux poteaux.

- Si : **L_{max} ≤ L_eπ/2**: on supposera alors une répartition trapézoïdale (ou triangulaire) des contraintes sur le sol, donc poutre rigide.
- Si : **L_{max} > L_eπ/2** la fondation filante est étudiée comme semelle sur sol élastique avec interaction sol structure. (des méthodes sont proposées mais dont le principe est le même, nous citons à titre d'exemple les méthodes : Simvoulidi ; Flamant et Westergaard

La longueur maximale entre axe de deux poteaux est de 6,57m d'où

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{KA}} = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32164,2 \times 0,107}{40 \times 2,00}} = 3,62m$$

$L_e\pi/2 = 5,68,60 \text{ m} > L_{\max} = 6,57m \Rightarrow$ poutre rigide

$$h \leq \frac{l_{\max}}{6} = \frac{6,575}{6} = 1,096 \text{ m} \text{ on prend } h = 1,10 \text{ m.}$$

- *Vérification des contraintes*

$$\frac{\Sigma Ni}{S} \geq (1,5 \times \sigma_{sol}^{adm}) \Rightarrow \frac{11714,59}{48,10} \geq 3,00 \text{ barr} \Rightarrow 2,43 > 3,00 \dots \dots \dots C.V$$

Calcul de ferrailage longitudinal de la semelle:

$$\text{Donc : } A_1 = \frac{N_u (B-b)}{8d \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{543,600(2-0,60)}{8 \times 0,55 \left(\frac{400}{1,15}\right)} = 4,97 \text{ cm}^2$$

$$A' = \frac{N_s (B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{406,91(2-0,60)}{8 \times 0,55 \times 348} = 3,72 \text{ cm}^2$$

A(adob) 6HA12 = 6.79 cm²/ml

$$A_r = \max(A_1; A')/4 \quad \frac{A_s}{4} = \frac{4,94}{4} = 1,23 \text{ cm}^2$$

As de répartition Ar (adob) 6HA8 = 3.02 cm²/ml

b) Modèle Poutre continue sur sol élastique :

Le calcul est fait par le logiciel de calcul de l'ouvrage courant en béton armé

- **Calcul des efforts internes**

Les résultats sont tirés directement du logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016**

Calcul de ferrailage longitudinal de la poutre de liage:

Le calcul des armatures se fait en flexion simple, en prenant en considération les moments en travée et en appuis les plus défavorables :

Les résultats obtenus dans le tableau ci-dessous.

Tableau VI.2. Calcul de ferrailage longitudinal de la semelle filante sous poteaux.

Position	Moment (KN.m)			As cal (cm ²)	CNF(cm ²)	As (adopte)
	E.L.U	E.L.S	A.C.C			
Travée	1113.96	802.25	849.26	34.40	15.94	10HA20+5HA12 37.07 cm ²
appuis	-671.03	-487.83	-580.15	20.20	15.94	10HA20 31.42 cm ²

Les armatures de répartition : $A_t = A_s \cdot B/4 = A_s / 4$. (Selon BAEL99 modifiée99)

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{37.07}{4} = 9.267 \text{ cm}^2 / 12\text{HA}10 = 9.42 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

VI.4.3. Etude du Semelle filante sous voiles et poteaux.

Tableau VI.3. Sollicitations pour chaque poteau de semelle filante sous voiles et poteaux

Poteau	ELU		ELS
	Effort normal(KN)	Moment(KN.m)	Effort normal(KN)
VY1	3134.87	15.90	2293.70
Axe (C-1)	1916.96	29.22	1395.05
Axe (D-1)	2629.69	30.56	1910.99
Axe (E-1)	2271.70	27.38	1652.40
VY4	3228.85	15.72	2359.48

Dimensionnement géométriques

Calcul de la largeur de la semelle a L'ELS :

$$N_t = \sum N_i = 9611.62 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{N_{SER}}{\sigma_{sol}} = \frac{9611.62}{(21.95 \times 200)} = 2.18 \Rightarrow B = 2.25\text{m}$$

➤ **Condition minimale :**

Une semelle est dite continue si sa largeur très petite devant sa longueur, elle doit vérifier la condition suivante $\frac{L}{B} > 5 \Rightarrow B \frac{21.95}{2.00} = 24.69m \dots \dots \dots (CV)$

➤ **Calcul de la hauteur de la semelle :**

- **Condition de non poinçonnement :**

$$d \geq \frac{A-a}{4} = \frac{2.25-0.60}{4} = 0.41 \Rightarrow d \geq 0.45m$$

On propose $d = 55cm \Rightarrow h = d + 0.05 = 0.55 + 0.05 = 0,60 m$

$$Q_u \leq \frac{0,045 \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu_c = 2(b+a+2h) = 2(1+0,60+2(0,60)) = 5.60m$$

$$Q_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 5.60 \times 0.60 \times 30 \times 1000}{1.5} = 3024.51KN$$

$$Q_u = 3024.51 KN > 3228.85 KN \dots \dots \dots C.N.V$$

On propose $d = 65 \Rightarrow h = d + 0.05 = 0.60 + 0.05 = 0,65 m$

$$\mu_c = 2(b+a+2h) = 2(1+0,60+2(0,65)) = 5.80m$$

$$Q_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 5.80 \times 0.65 \times 30 \times 1000}{1.5} = 3393 KN$$

$$Q_u = 3393 KN < 3228.85 KN \dots \dots \dots CV$$

Donc on prend : $h=0,65 m$

Flexion longitudinale Sens YY

➤ **Modèle de calcul**

On présente 2 types de modèle de calcul :

- Poutre considéré comme très rigide
- Poutre continue sur sol élastique, tient compte de l'interaction sol structure

a) Modèle Poutre considéré comme très rigide :

- **Condition de rigidité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{KA}} \Rightarrow \sqrt[4]{\frac{4 \times 32164,2 \times 0.107}{40 \times 2.00}} = 3.62m$$

$L_e \pi/2 = 5.68,60 m > L_{max} = 6,57m \Rightarrow$ poutre rigide

$$h \leq \frac{l_{max}}{6} = \frac{6.575}{6} = 1,096 m \text{ on prend } h = 1.10 m.$$

- *Vérification des contraintes*

$$\frac{\Sigma Ni}{S} \geq (1.5 \times \sigma_{sol}^{adm}) \Rightarrow \frac{13182.07}{54.11} \geq 3.00 \text{ bars} \Rightarrow 2.436 > 3.00 \dots \dots \dots C.V$$

Calcul de ferrailage longitudinal de la semelle:

$$\text{Donc : } A_1 = \frac{N_u (B-b)}{8d \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{611.69(2.25-0.60)}{8 \times 0.55 \left(\frac{400}{1.15}\right)} = 6.59 \text{ cm}^2$$

$$A' = \frac{N_s (B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{446.014(2.25-0.60)}{8 \times 0.55 \times 348} = 5.00 \text{ cm}^2$$

A(adob) 6HA12 = 6.79 cm²/ml

$$Ar = \max(A_1; A')/4 \quad \frac{As}{4} = \frac{6.59}{4} = 1.64 \text{ cm}^2$$

As de répartition Ar (adob) 6HA8 = 3.02 cm²/ml

b) Modèle Poutre continue sur sol élastique :

Le calcul est fait par le logiciel de calcul des ouvrages courants en béton armé

- **Calcul des efforts internes**

Les résultats sont tirés directement du logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016**

Calcul de ferrailage longitudinal de la poutre de liage:

Le calcul des armatures se fait en flexion simple, en prenant en considération les moments en travée et en appuis les plus défavorables :

Les résultats obtenus dans le tableau ci-dessous.

Tableau VI.4. Calcul de ferrailage longitudinal de la semelle filante sous voiles et poteaux

Position	Moment (Kn .m)			As cal (cm ²)	CNF(cm ²)	As (adopte)
	E.L.U	E.L.S	A.C.C			
Travée	993.59	772.94	810.61	30.50	15.94	10HA20+5HA12 37.07 cm ²
appuis	-862.32	-627.99	-900	26.20	15.94	10HA20 31.42 cm ²

Chapitres VI : Etude de l'infrastructure

Les armatures de répartition : $A_t = A_s \cdot B/4 = A_s / 4$. (Selon BAEL99 modifiée99)

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{37.07}{4} = 9.267 \text{ cm}^2 / 12\text{HA10} = 9.42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Schémas de ferrailage des semelles filantes**

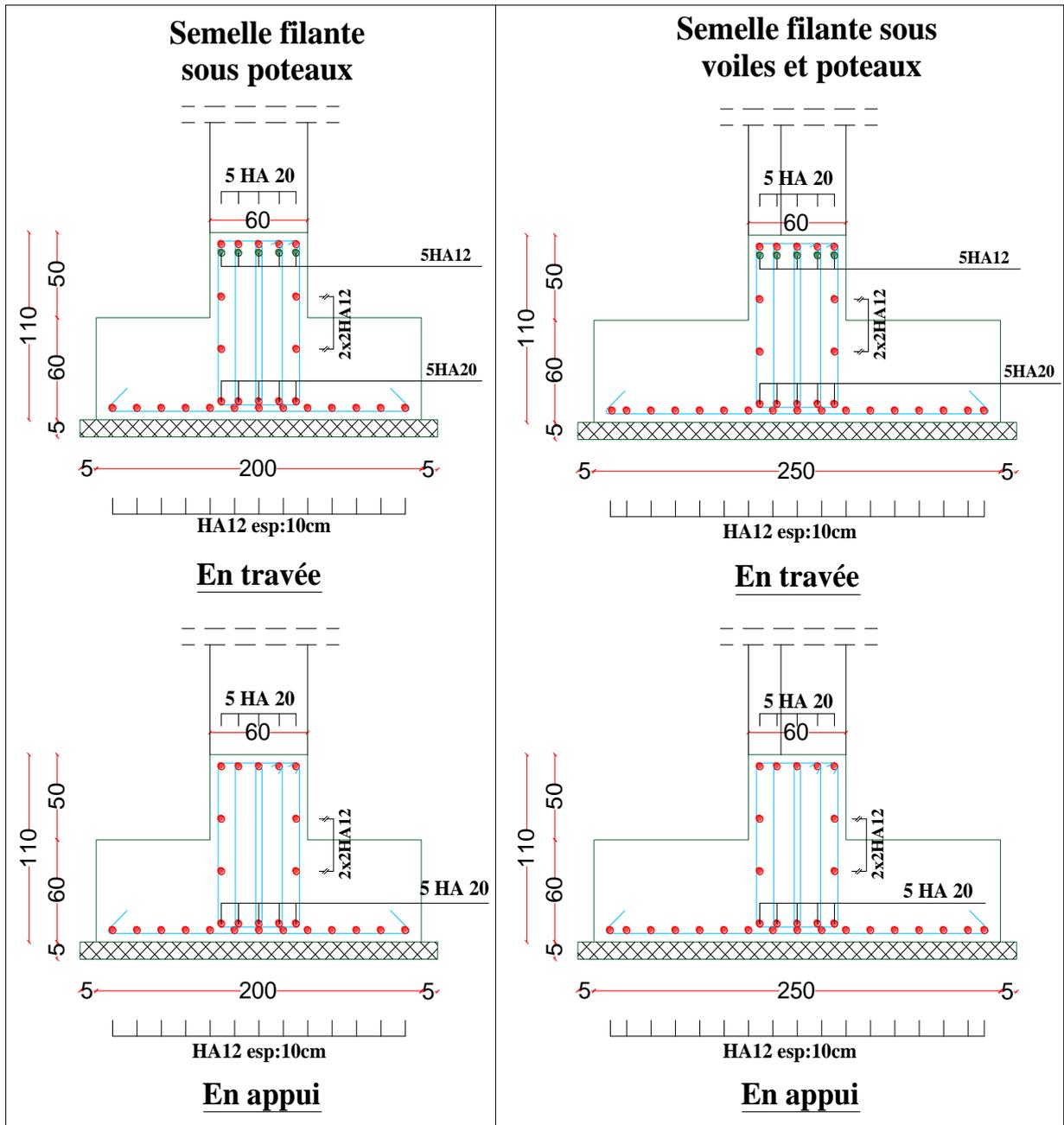


Figure VI 2. Schéma de ferrailage des semelles filantes

VI.5. Conclusion

D'après l'étude de ce chapitre, on constate qu'une fondation a le rôle de la transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée que lorsqu'on connaît :

- ✓ La superstructure, ses caractéristiques géométriques et ses charges.
- ✓ La contrainte admissible du sol.

Dans notre cas nous avons opté pour des semelles filantes croise dans les deux sens X et Y, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle, qui minimise la force de pression apportée par la structure.
- ✓ La réduction du tassement différentielle.

Conclusion

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude était une occasion pour nous d'appliquer les connaissances théoriques acquises durant cinq années de formation, cette expérience nous a permis d'acquérir et d'approfondir nos connaissances concernant le domaine de bâtiment en se basant sur les documents et règlements techniques tels que : BAEL91, RPA99 version 2003 et autres.

Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ses éléments, donc la conception de l'ouvrage.

Par ailleurs cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- Etant donné l'objectif primordial est la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.
- En ce qui concerne l'étude dynamique de l'Hôtel à l'aide du logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016** les principaux résultats obtenus sont les suivants :
 - 1- la disposition correcte des voiles est un facteur le plus important que la quantité des voiles à placer dans la structure, et elle donnée un rôle déterminant dans le comportement de ce dernier vis-à-vis du séisme.
 - 2- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec e minimum du RPA99 version 2003, cela veut dire que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.
 - 3- La vérification de l'interaction voiles - portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable.
 - 4- Le choix de type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de préventions imposées pour la stabilité de la structure ; Cela nous a conduit adopté des semelles filantes peut assurer la stabilité de notre structure.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'études.

IL nous a permis de faire une récapitulation de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

Nous espérons avoir atteindre nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

Bibliographie

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé. (CBA93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Règlement Parasismique Algérien, Edition CGSRPA99/version 2003 ➤ Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL91 modifiées 99) Edition Eyrolles troisième édition 2000
- Document Technique Réglementaire Charges Et Surcharges. DTR (BC2.2) Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles De Calcul Des Fondations Superficielles. (DTR BC2.331), Edition OPU 2005.
- Cours de béton armé, 3ème et 1er et 2ème année master génie civil.
- Anciens mémoires de fin d'étude.
- Livre de (CONCEPTION ET CALCUL DES STRUCTURES DE-BATIMENT TOME-1ET 2) (Auteur Henry Thonier 2eme Edition Tome 2 – 1999 - et Tome – 1993 -)

Logiciel

- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016
- EXPERT 2010
- AutoCAD 2015 - Français (French)
- Word 2007 / Excel 2007

Annexes

Le rapport de sol

CONCLUSION

Le site devant servir d'assiette pour l'implantation d'un hôtel, situe a la ferme AKHROUF route national N°05, est constitué à partir de la surface du moins ± 0.00 jusqu' à la profondeur de 2.50.m

- *D'une couche de terre végétale de 0.40 m et au de-là succède une couche d'Argile marneuse a une profondeur de 1.40. m puis une couche marne très dur*
 - *** Le bon sol est situe a une profondeur de 2.20 m, Ce type du sol possède une compacité et une capacité portante moyenne*
 - **** Les analyses chimiques réalisées sur les échantillons prélevés ont montrés que les sols rencontrés au niveau du ce site ne sont pas agressifs à l'égard du béton donc l'utilisation du ciment CPJ 325.*
 - ****Selon la classification du R.P.A 99 version 2003, basée sur les résultats des essais du pénétromètre le terrain étudié est classé comme étant un sol ferme de catégorie S2.*
 - *** Aussi d'après le R.P.A 99 version 2003 la région de BBA est classée comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).*
- Au vu des résultats obtenus des essais de pénétromètre dynamique nous vous suggérons le mode de fondation suivant :*
- *Des fondations superficielles type Semelles isolées.*
 - *Un taux de travail admissible du sol de fondation de l'ordre de 2.00 bars.*
 - *Ancrage des semelles à 2.20.m de profondeur à partir du niveau du terrain naturel.*
 - *Vue la nature géologique du sol les tassements et différentiels seront négligeables.*

LE DIRECTEUR

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre Ø en mm

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre φ en mm.

Sections réelles d'armatures : section en (cm²) de N armatures de diamètre φ en mm