

République Algérienne Démocratique & Populaire

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Université de BLIDA « SAAD DAHLAB »

كلية سعد دحلب- البليدة

Faculté De Technologie

كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil

قسم الهندسة المدنية

Mémoire de Projet De Fin d'Etudes

مذكرة نهاية التدرج

Pour l'Obtention du Diplôme de Master En Génie Civil

Option:

Structures

Thème :

**ETUDE ET CONCEPTION D'UN HOTEL
RDC+8 ETAGES+2 SOUS SOLS**

Promoteur :

-FERDJANI Omar

Co-promoteur:

-BELIEILI Maamar

Présenté par :

- MORSLI Abdelfettah

- HAMMANI Fahd

Promotion 2021

REMERCIEMENT

Au premier lieu, nous tenons à remercier Dieu qui nous a donné le courage et la volonté pour terminer ce travail.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promoteur monsieur FERDJANI OMAR, pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet, sans oublier bien sûr notre Co-promoteur BELLEILI MAAMER, pour ces aides précieuses.

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur .

Que tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos parents, nos familles et nos amis.

Dédicaces

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Je dédie ce modeste travail :

A ma grande mère

A mes parents : source d'affectation de courage et d'inspiration qui ont autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.

A tous mes frères MOHAMED, ZEROUK, ISHAK et ma sœur AICHA

A toute la famille MORSLI et la famille SIDI MOUSSA.

A toute la promo 2022, et à tous mes amis sans exception.

A tous ceux que je porte dans mon cœur.

ABDEFETTAN

DEDICACE

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux Personnes les plus chères au monde mes chers parents pour leurs amour et bonté et que sans eux je n'aurai jamais pu atteindre mon objectif, que dieu me les garde.

Je dédie cette modeste réalisation :

- *A ma chère sœur : Farah ainsi que sa petite famille .*
- *A mes chers frères : Ali ,Fares ainsi que sa femme .*
- *A mes très chers amis de ma promo 2022 .*

FAHD

ملخص

الغرض من هذه الدراسة هو تصميم فندق متعدد الاستخدامات من 8 طوابق +طابقين سفليين , يتم انجازها بولاية وهران المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa حسب القواعد الجزائرية للزلزال (RPA99 version 2003) .

يتم مقاومة و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات ,الأعمدة و الجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة.

تم وضع دراسة وتحليل هذا المشروع بواسطة البرنامج (ETABS 17).

تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (RPA 99 version 2003, BAEL 91 modifier99).

لفحص التسليح استخدمنا برنامج Socotec.

وفي النهاية، فإن دراسة عناصر البنية التحتية، أي الأساسات، هي أيضا جزء من هذا المشروع.

Résumé

Le but de ce projet est l'étude d'un hôtel à usage multiple de R + 8 étages + deux sous sol qui sera implanté dans la wilaya d'ORAN, classé en zone IIa selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles.

L'analyse dynamique de ce projet a été établie par le logiciel (ETABS 17).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifier99, RPA99 version 2003).

Pour la vérification du ferrailage nous avons utilisé le logiciel (Socotec).

En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, fait également partie de ce projet.

Summary

The purpose of this project is the study of a multi-use hotel of R + 8 floors + two basement that will be implanted in the wilaya of ORAN, classified as zone IIa according to the Algerian earthquake regulation (RPA 99 version 2003).

The stability of the structure is ensured by beams, columns and shear walls.

The dynamic study of this project was established by the software (ETABS 17).

The calculation of the dimensions and reinforcement of all resistant elements comply with the applicable codes (BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003).

For the reinforcement check we used the software (Socotec) .

In the end, the study of the infrastructure elements, namely foundations, is also part of this project.

SOMMAIRE

REMERCIEMENT

DEDICACE

RESUME

CHAPITRE I: PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

Introduction générale	1
I.1. Introduction.....	2
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	2
I.2.1. Caractéristiques géométriques.....	2
I.2.2. Ossature	2
I.2.3. Classification du bâtiment selon (<i>RPA 99 versions 2003</i>).....	2
I.2.4. Plancher	2
I.2.5. Escalier	3
I.2.6. Maçonnerie.....	3
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	3
I.3.1. Béton	3
I.3.2. Aciers.....	5
I.4. Hypothèses de calcul.....	7

CHAPITRE II: PRÉ DIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction.....	8
II.2. Pré dimensionnement des dalles.....	8
II.3. Evaluation des charges et surcharges.....	8
II.3.1. Plancher terrasse inaccessible	9
II.3.2. Plancher étage courant	9
II.3.3. Plancher sous sol	9
II.3.4. Maçonnerie	10
II.3.5. Balcons	10
II.3.6. Deuxieme bloc.....	10
II.4. Pré dimensionnement.....	12
II.4.1. Les portiques.....	12
II.4.1.1. Les poutres.....	12
II.4.1.2. Les poteaux.....	15
II.4.2. Les voiles.....	22

CHAPITRE III: CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.1. Acrotère.....	23
III.1.1. Introduction.....	23
III.1.2. Evaluation des charges	23
III.1.3. Calcul des efforts	24
III.1.4. Ferrailage de l'acrotère	25
III.1.5. Vérification de la section d'acier selon « <i>BAEL 91 Modifier 99</i> ».....	26
III.1.6. Armature de répartition	26
III.1.7. Vérification à L' E.L.S.....	26

III.1.8. Vérification de l'effort tranchant	28
III.2. Etude Des Plancher	28
III.2.1.Introduction.....	28
III.2.2. Plancher En Corps Creux.....	29
III.3. Plancher en dalle pleine.....	55
III.3.1. Dalle	55
III.3.1.1.Evaluation des charges	55
III.3.1.2.Calcul des moments	56
III.3.1.3.Ferraillage de la dalle	56
III.3.1.4.Condition de non fragilité	57
III.3.1.5.Calcul des armatures transversales	57
III.3.1.6.Vérification à l'E.L.S.....	58
III.4. Escaliers.....	60
III.4.1.Introduction	60
III.4.2.Définition des éléments d'un escalier	60
III.4.3.Evaluation des charges	62
III.4.4.Schéma statique	62
III.4.5.Combinison des charges	62
III.4.6.Diagramme des efforts internes	63
III.4.7.Calcul des armatures.....	64
III.4.8.Vérifications.....	65
III.5. Balcons.....	68
III.5.1.1.Introduction	68
III.5.1.2.Evaluation des charges	68
III.5.1.3.Schéma statique	68
III.5.1.4.Combinison des charges	68
III.5.1.5.Calcul des efforts internes	69
III.5.1.6.Calcul de ferraillage.....	70
III.5.1.7.Vérification.....	70

CHAPITRE IV: ÉTUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

IV.1. Introduction.....	73
IV.2. Étude dynamique.....	73
IV.2.1. Introduction.....	73
IV.2.2. Caractéristiques dynamiques propres.....	73
IV.3. Modélisation de la structure.....	74
IV.3.1. Modélisation de la rigidité.....	74
IV.3.2. Modélisation de la masse.....	75
IV.4. Résultats de l'analyse dynamique bloc 1	75
IV.4.1.Les résultats a partir du fichier de sortie du <i>etabs17</i>	76
IV.4.2.Constatation.....	76
IV.4.3.Interprétation.....	76
IV.5. Étude sismique.....	76
IV.5.1. Introduction.....	76
IV.5.2. Choix de la méthode de calcul.....	77
IV.5.3. Décomposition modale des équations de mouvement.....	77
IV.5.4. Détermination de la réponse physique.....	78
IV.5.5. Spectre de réponse.....	79
IV.5.6. Résultante des forces sismiques de calcul.....	80

IV.5.7. Vérification des déplacements latéraux inters étage.....	81
IV.6. Renforcement de l'ossature du bâtiment.....	82
IV.6.1. Calcul des déplacements.....	84
IV.6.2. Justification vis a vis de l'effet P- Δ	86
IV.7. résultats de l'analyse dynamique du bloc 2.....	88
IV.7.1. les résultats a partir du fichier de sortie de l'etabs	88
IV.7.2. constatations.....	89
IV.7.3 vérification des déplacements latéraux inters étage.....	91

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

V.1. Introduction.....	92
V.2. Ferrailage des poteaux.....	92
V.2.1.Introduction.....	92
V.2.2.Combinaison d'action.....	92
V.2.3.Recommandation selon <i>RPA 99 version 2003</i>	92
V.2.4.Choix des armatures.....	97
V.2.5.Vérification vis-a-vis de l'état limite de service.....	97
V.2.6.Vérification de l'effort tranchant.....	99
V.2.7.Ferrailage transversal des poteaux.....	99
V.2.8.Longueur de recouvrement.....	100
V.2.9.Ferrailage des poteaux de sous sol.....	100
V.3. Ferrailage des poutres.....	103
V.3.1.Introduction.....	103
V.3.2.Recommandation du <i>RPA 99 version 2003</i>	103
V.3.3.Calcul du ferrailage	104
V.3.4.Choix des armatures.....	106
V.3.5.Condition de non fragilité.....	106
V.3.6.Vérification vis a vis de l'E.L.S.....	107
V.3.7.Vérification de l'effort tranchant.....	107
V.3.8.Calcul des armatures transversales.....	108
V.3.9. Armatures de peaux.....	109
V.3.10.Recouvrement des armatures longitudinales.....	109
V.3.11. Arrêt des barres	109
V.3.12.Vverification de la fleche.....	110
V.4. Ferrailage des voiles.....	114
V.4.1.Généralités.....	114
V.4.2.Methode des constraints.....	115
V.4.2.1.Exemple de calcul	116
V.4.3.Armatures verticales.....	117
V.4.4.Armatures de joint de bétonnage.....	119
V.4.5.Armatures horizontale.....	121
V.4.6. vérification des contraint de compression et cisaillement.....	122

CHAPITRE VI: ÉTUDE D'INFRASTRUCTURE

VI.1.Introduction.....	126
VI.1.2. Choix de type de fondation.....	126
VI.3.Calcul des fondations.....	126
VI.3.1.Semelle isolée.....	126
VI.3.2. Semelles filantes	127
VI.4. Radier général	129
VI.4.1.Introduction.....	129
VI.4.2Radier Nervure.....	129
VI.4.2.1Pré dimensionnement du radier.....	129
VI.4.2.2. Dimensionnement des nervures.....	130
VI.4.2.3. Caractéristiques géométriques du radier	131
VI.4.2.4. Vérification de la stabilité du radier.....	131
VI.5. Vérification des contraintes dans le sol.....	133
VI.6. Ferrailage du radier	134
VI.6.1.Ferrailage de la dalle du radier.....	134
VI.6.1.1. Détermination des efforts.....	134
VI.6.1.2.Calcul du ferrailage	136
VI.7.Vérifications nécessaires.....	137
VI.7.1.Condition de non fragilité.....	137
VI.7.2.Vérification des contraintes a l'ELS.....	137
VI.8.Ferrailage des nervures.....	138
VI.8.1.Calcul des efforts.....	138
VI.8.2.Calcul des armatures.....	139
VI.8.3.Vérification nécessaires.....	139
VI.8.4.Armatures transversales.....	140
VI.8.5.Armature de peau.....	141
VI.8.6.Shéma de ferrailage des nervures.....	141
VI.9.Ferrailage du débord.....	142
VI.9.1.Calcul de ferrailage.....	143
VI.9.1.1.Vérifications.....	143
VI.9.2.Armature de répartition.....	143
VI.9.3.Vérification des contraintes a l'ELS.....	143
VI.9.4.Vérification de la flèche.....	143
VI.10.Voile périphérique.....	144
VI.10.1.Introduction.....	144
VI.10.2.Pré dimensionnement.....	145
VI.10.3.Evaluation des charges.....	145
VI.10.4.Effort dans la dalle.....	146
VI.10.5.Ferrailage de la dalle.....	146
VI.10.6.Condition exigée par les RPA99/version 2003.....	147
VI.10.7.Vérification de l'effort tranchant	147
VI.10.8.Vérification à L'ELS	147
Conclusion général	149
Références	150

Annexes

LISTE DES TABLEAUX

▪ Tableau II.1. Dégression des surcharges.....	16
▪ Tableau II.2. Choix des sections des poteaux centraux.....	19
▪ Tableau II.3. Choix des sections des poteaux de rives.....	20
▪ Tableau II.4. Choix des sections des poteaux d'angle.....	20
▪ Tableau II.5. Coffrages des poteaux par étage.....	21
▪ Tableau II.6. Les surcharges.....	21
▪ Tableau II.7.Choix des sections des poteaux centraux 2.....	21
▪ Tableau II.8.Choix des sections des poteaux de rives 2.	22
▪ Tableau III.1. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée....	48
▪ Tableau III.2. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis..	49
▪ Tableau III.3. Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.....	50
▪ Tableau III.4. Récapitulatif du calcul de la flèche.....	52
▪ Tableau III.5. Ferrailage de la dalle pleine.....	56
▪ Tableau III.6. Vérification des contraintes à l'ELS.....	59
▪ Tableau.III.7 : Correction des contraintes d'acier a l'ELS.....	59
▪ Tableau III.8. Charges à l'ELU et l'ELS.....	63
▪ Tableau III.9. Ferrailage de l'escalier.....	64
▪ Tableau III.10. Vérification à l'ELS.....	66
▪ Tableau III.11. Vérification de la flèche de l'escalier.....	67
▪ Tableau III.12. Combinaison des charges.....	68
▪ Tableau III.13. Calcul des efforts internes.....	69
▪ Tableau III.14. Ferrailage du balcon	70
▪ Tableau III.15. Vérification des contraintes du balcon	71
▪ Tableau IV.1. Période et facteur de participation massique du modèle initial.....	76
▪ Tableau IV.2. Vérification des déplacements inter étages avant renforcement (modèle initial).....	82
▪ Tableau IV.3. Période et facteur de participation massique du modèle 1.....	83
▪ Tableau IV.4. Vérification des déplacements inter étages (modèle 1).....	84
▪ Tableau IV.5 : Vérification de l'effort normal réduit.....	85
▪ Tableau IV.6 : Distribution des efforts sur les voiles et le portique.....	85
▪ Tableau IV.7. Calcul de l'effort tranchant V_{Kx} et V_{Ky}	87
▪ Tableau IV.8. Calcul de θ_x et θ_y	87
▪ Tableau IV.9.Periode et facteurs de participation massique du modèle.....	88
▪ Tableau IV.10.Vérification des déplacements inter étages.....	90
▪ Tableau IV.11. Vérification de l'effort normal réduit.....	90
▪ Tableau V.1: Caractéristiques du béton et de l'acier.....	91
▪ Tableau V.2. Ferrailage des poteaux situation durable (N^{max} , M^{corr}).....	92
▪ Tableau V.3. Ferrailage des poteaux situation durable (M^{max} , N^{corr}).....	93
▪ Tableau.V.4 : Ferrailages des poteaux situation durable (N_{min} , M_{corr}).....	93
▪ Tableau.V.5. Ferrailages de poteau circulaire en situation durable.....	93
▪ Tableau V.6. Ferrailage des poteaux situation accidentelle (N^{max} , M^{corr}).....	93
▪ Tableau V.7. Ferrailage des poteaux situation accidentelle (M^{max} , N^{corr}).....	94
▪ Tableau.V.8 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N_{min} , M_{corr}).....	94
▪ Tableau V.9. Ferrailages de poteau circulaire situation accidentelle.....	94
▪ Tableau V.10. Ferrailage des poteaux situation accidentelle (N^{max} , M^{corr}).....	95

▪ Tableau V.11. Ferrailage des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).....	95
▪ Tableau.V.12: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N_{min} , M_{corr})...	95
▪ Tableau.V.13. Ferrailages de poteau circulaire situation accidentelle.....	95
▪ Tableau V.14. Choix des armatures des poteaux.....	96
▪ Tableau V.15. Vérification des contraintes pour les poteaux.....	96
▪ Tableau V.16. Vérification des contraintes pour les poteaux.....	97
▪ Tableau V.17. Vérification des contraintes pour les poteaux.....	97
▪ Tableau V.18. Vérification des contraintes de cisaillement pour les poteaux....	98
▪ Tableau V.19.Espacements maximales selon RPA99.....	100
▪ Tableau V.20. Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	100
▪ Tableau V.21. Ferrailage des poutres porteuses (situation durables).....	104
▪ Tableau V.22. Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).....	104
▪ Tableau V.23. Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).....	105
▪ Tableau V.24. Ferrailage des poutres secondaires (situation durables).....	105
▪ Tableau V.25. Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle).....	105
▪ Tableau V.26. Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle).....	105
▪ Tableau V.27.Choix des armatures pour les poutres porteuses.	106
▪ Tableau V.28.Choix des armatures pour les poutres secondaires.....	106
▪ Tableau V.29. Vérification de la condition de non fragilité.....	106
▪ Tableau V.30. Vérification des poutres principales à l'ELS.	107
▪ Tableau V.31. Vérification des poutres secondaires à l'ELS.	107
▪ Tableau V.32. Vérification de la contrainte de cisaillement.....	108
▪ Tableau V.33. Calcul des armatures transversales.....	108
▪ Tableau V.34. Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....	111
▪ Tableau V.35. Calcul des armatures vertical (V1).	118
▪ Tableau V.36. Calcul des armatures vertical (V2).	118
▪ Tableau V.37. Calcul des armatures vertical (V6).	118
▪ Tableau V.38. Calcul des armatures vertical (V7).	119
▪ Tableau V.39. Calcul des armatures vertical (V3).	119
▪ Tableau V.40. Calcul des armatures vertical (V9).	119
▪ Tableau V.41. Calcul des armatures de joint de bétonnage (V1).	119
▪ Tableau V.42. Calcul des armatures de joint de bétonnage (V2).	120
▪ Tableau V.43. Calcul des armatures de joint de bétonnage (V3).	120
▪ Tableau V.44. Calcul des armatures de joint de bétonnage (V6).	120
▪ Tableau V.45. Calcul des armatures de joint de bétonnage (V7).	120
▪ Tableau V.46. Calcul des armatures de joint de bétonnage (V9).....	121
▪ Tableau V.47. Calcul des Armature horizontale (V1)	121
▪ Tableau V.48. Calcul des Armature horizontale (V2)	121
▪ Tableau V.49. Calcul des Armature horizontale (V3)	122
▪ Tableau V.50. Calcul des Armature horizontale (V6)	122
▪ Tableau V.51. Calcul des Armature horizontale (V7)	122
▪ Tableau V.52. Calcul des Armature horizontale (V9)	122
▪ Tableau V.53. Vérification des contraintes de compression et cisaillement V1..	122
▪ Tableau V.54. Vérification des contraintes de compression et cisaillement V2...	123
▪ Tableau V.55. Vérification des contraintes de compression et cisaillement V3...	123
▪ Tableau V.56. Vérification des contraintes de compression et cisaillement V6...	123
▪ Tableau V.57. Vérification des contraintes de compression et cisaillement V7....	124
▪ Tableau V.58. Vérification des contraintes de compression et cisaillement V9....	124
▪ Tableau VI.1. Section de semelles filantes.....	128
▪ Tableau VI.2. Vérification des contraintes a l'ELU	134

▪ Tableau VI.3. Vérification des contraintes a l'ELS.....	134
▪ Tableau VI.4.Calcul des moments a l'ELU.....	136
▪ Tableau VI.5. .Calcul des moments a l'ELS.....	136
▪ Tableau VI.6.Ferraillage des pa,eaux du radier.....	136
▪ Tableau VI.7.Vérification CNF.....	137
▪ Tableau VI.8.Vérification des contraintes.....	137
▪ Tableau VI.9.Vérification des contraintes (correction).....	138
▪ Tableau VI.10.Nouveau ferraillage de radier.....	138
▪ Tableau VI.11.Ferraillage des nervures (x-x).	139
▪ Tableau VI.12.Ferraillage des nervures (y-y).	139
▪ Tableau VI.13.Vérification de la condition de non fragilité.....	139
▪ Tableau VI.14. Vérification des contraintes a l'ELS.....	139
▪ Tableau VI.15. Vérification des contraintes a l'ELS (correction).....	140
▪ Tableau VI.16.Choix des armatures transversales.....	141
▪ Tableau VI.17.Vérification des contraintes du béton et d'acier.....	143
▪ Tableau VI.18.Ferraillage de la dalle pleine.....	147
▪ Tableau VIII.14. Vérification a l'ELS.....	147

LISTE DES FIGURES

▪ Figure I.1. Diagramme contraintes-déformations à l'ELU.....	05
▪ Figure I.2. Diagramme contraintes-déformations à l'ELS.....	05
▪ Figure I.3. Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.....	06
▪ Figure II.1. Dalle en corps creux.....	08
▪ Figure II.2. Section réduite du poteau.....	17
▪ Figure II.3. Schéma du voile.....	22
▪ Figure III.1. Acrotère.....	23
▪ Figure III.2. Sollicitations de l'acrotère.....	23
▪ Figure III.3. Diagramme des efforts à l'ELU.....	24
▪ Figure III.4. Ferrailage de l'acrotère.....	28
▪ Figure III.5. Coupe du plancher en corps creux.....	29
▪ Figure III.6. Disposition constructive des armatures des poutrelles.....	54
▪ Figure III.7. Disposition constructive des armatures de la table de compression.....	55
▪ Figure III.8. La dalle la plus sollicité.....	55
▪ Figure III.9. Ferrailage de la dalle pleine.....	60
▪ Figure III.10. Dimension de l'escalier.....	60
▪ Figure III.11. Ferrailage de l'escalier.....	67
▪ Figure III.12. Diagramme des efforts internes.....	69
▪ Figure III.13. Ferrailage du balcon.....	72
▪ Figure IV.1. Modèle initial.....	75
▪ Figure IV.2. Modèle du bloc 1.....	83
▪ Figure IV.3. modèle du bloc 2.....	88
▪ Figure V.1. Ferrailage des poteaux.....	104
▪ Figure V.2. Arrêt des barres.....	112
▪ Figure V.3. Ferrailage des poutres porteuses.....	115
▪ Figure V.4. Ferrailages des poutres secondaires.....	116
▪ Figure V.5. Ferrailages du voile 1.....	127
▪ Figure V.6. Ferrailage du voiles 6.....	127
▪ Figure V.7. Ferrailage du voiles 7.....	128
▪ Figure V.8. Ferrailage du voiles 9.....	128
▪ Figure VI.1. Semelles isolées sous poteaux.....	130
▪ Figure VI.2. Semelle filante.....	131
▪ Figure VI.3. Schéma d'un radier.....	133
▪ Figure VI.4. Schéma statique du bâtiment.....	134
▪ Figure VI.5. Contraintes sous le radier.....	136
▪ Figure VI.6. Schéma du panneau le plus sollicité.....	137
▪ Figure VI.7. Schéma du ferrailage de la dalle radier.....	138
▪ Figure VI.8. Ferrailage des nervures du sens porteur (X-X).....	141
▪ Figure VI.9. Ferrailage des nervures du sens non porteur (Y-Y).....	142
▪ Figure VI.10. Schéma statique des débords.....	142
▪ Figure VI.11. diagrammes des moments.....	142
▪ Figure VI.12. ferrailages du débords.....	144
▪ Figure VI.13. évaluation des charges.....	145
▪ Figure VI.14. poussée des terres.....	146
▪ Figure VI.15. ferrailage du voile périphérique.....	148

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- σ_c : Contrainte de consolidation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.

- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance..
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

Introduction générale :

Parmi les catastrophes naturelles affectant la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets de structures dans les zones urbanisées.

Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme.

La seule chose que nous puissions prédire avec certitude, c'est que plus nous éloignons du dernier séisme, plus nous sommes proches du suivant.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévision valable est la construction parasismique.

Cela signifie construire de manière telle que les bâtiments même endommagés ne s'effondrent pas nous disposons aujourd'hui d'un ensemble de connaissances scientifiques, techniques et de mise en œuvre qui permettent, quelle que soit la région de construire, c'est à dire de limiter les conséquences d'un séisme.

Dans notre pays, on utilise le rpa99 révisé en 2003 ; comme règlement Parasismique. Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé à étudier un hôtel à 8 étages avec 2 sous sol contreventé par des voiles.

Le contenu de notre mémoire consiste, en premier lieu, à exposer la description générale de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés.

Le 2^{em} chapitre contient le pré dimensionnement des éléments le 3^{em} chapitre au ferraillement des éléments secondaires.

Le 4^{em} chapitre consiste à modéliser la structure et déterminer les modes de vibration ainsi que le comportement de la structure jusqu'à la vérification des justifications imposées par les règles parasismiques.

L'étude dynamique du bâtiment sera faite par l'analyse d'éléments finis de la structure en trois dimensions (3d) à l'aide du logiciel de calcul Etabs v17.

Le ferraillement des poteaux, poutres et des voiles se fera avec les résultats finaux de l'étude dynamique tout en vérifiant les critères imposés par le rpa99v2003 et le bael91 modifié 99, est présentée dans le 5^{em} chapitre.

Enfin, nous avons effectué une étude de fondation suivie d'une conclusion générale.

I.1. INTRODUCTION

Ce projet porte sur l'étude d'un hotel (**RDC+8+2SS**) à usage multiples ; l'ouvrage sera implanté à oran qui est classée comme zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**) selon le classement des zone établit par le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

I.2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué de deux bloc de forme irrégulière en plan séparé par un joint sismique .

- 2 sous sol utilisé comme parking.
- Rez-de-chaussée et 1^{er} étage a usage divers (salle de réception , restaurant , salle de conférences) .
- 2^{eme} étage au 8eme étage à usage d'habitation collective.
- Terrasse acceccible a usage de restaurant.

I.2.1. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES**Dimensions en élévation :**

- Hauteur totale du bâtiment.....40,1m
- Hauteur du 1er sous sol.....2,8 m
- Hauteur du 2eme sous sol.....3,06 m
- Hauteur du rez-de-chaussée..... 5,1m
- Hauteur de l'étage courant3,4 m

Dimensions en plan :

- Longueur totale en plan56,7 m
- Largeur totale en plan26,9 m

I.2.2. OSSATURE

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables en béton armé et des voiles de contreventement suivant les deux sens; donc d'après (**RPA 99 version 2003**) le système de contreventement du bâtiment est un système de “ contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé ” (type 2).

I.2.3. CLASSIFICATION DU BÂTIMENT SELON (RPA 99 versions 2003**)**

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le “ **groupe 2** ”, car il est à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

I.2.4. PLANCHER

Vu la forme géométrique du bâtiment et en fonction du type de coffrage, nous avons opté pour deux types de plancher:

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

I.2.5. ESCALIER

La structure comporte deux cages d'escaliers :
 1^{ère} cage du 2^{ème} sous-sol à la terrasse
 2^{ème} cage du rez- de- chaussée au 8^{ème} étage,
 Dans notre projet nous avons des escaliers à volée droite .

I.2.6. MAÇONNERIE

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs constitué d'une double paroi en briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur) séparée par une âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur

I.3. CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DES MATÉRIAUX

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (**BAEL91**) et tous les règlements applicables en Algérie (**RPA 99 version 2003** et **CBA93**).

I.3.1. BÉTON

a. Composition du béton :

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

La composition courante de 1m³ de béton est:

- 350 Kg de ciment CPA 325
- 400 l de sable $D_g \leq 5 \text{ mm}$
- 800 l de gravillon $5 \text{ mm} \leq D_g \leq 25 \text{ mm}$
- 175 l d'eau de gâchage.

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

1. une résistance mécanique élevée.
2. un retrait minimum.
3. une bonne tenue dans le temps.

b. Résistance du béton :

b.1. Résistance du béton à la compression:

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à «J» jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de 200,96 cm² de section et de 32 cm de hauteur.

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1)$$

$$j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

Pour notre étude on a : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

b.2. Résistance du béton à la traction :

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. Traction – flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté "a" et de longueur "4a" reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion

La résistance à la traction est notée par « f_{ij} », elle est définie par la relation :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad (MPa)$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}, \text{ on trouve } f_{ij} = 2,4 \text{ MPa}$$

c. Module de déformation longitudinale :

Ce module est connu sous le nom de module de "Young ou module de déformation longitudinale", il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

c.1. Module d'élasticité instantané « E_{ij} » :

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \xi$) d'un teste de courte durée ,il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel [6].

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (f_{cj}; E_{ij} : \text{en MPa})$$

c.2. Module d'élasticité différé « E_{vj} » :

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \xi$) d'un teste de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire [6].

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

$$\text{Pour notre cas: } f_{cj} = f_{c28} = 30 \text{ MPa} \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 34179,55 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 11496,76 \text{ MPa} \end{cases}$$

d. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta L}{L}$$

- **E.L.U :** $\nu = 0,0$ calcul des sollicitations (béton fissuré)
- **E.L.S :** $\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré)

e. Poids volumique :

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

f. Les contraintes limites de calcul :**f.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):**

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de la quelle il y a ruine de l'ouvrage.

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

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

Tel que :

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires..... $f_{bu} = 17 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bu} = 22.17 \text{ MPa}$

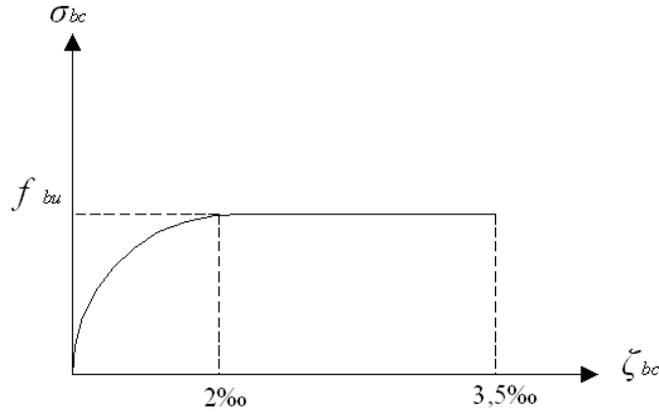


Figure.I.1: Diagramme contraintes-déformations à l'ELU

f.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

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

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

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ on trouve : $\sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$

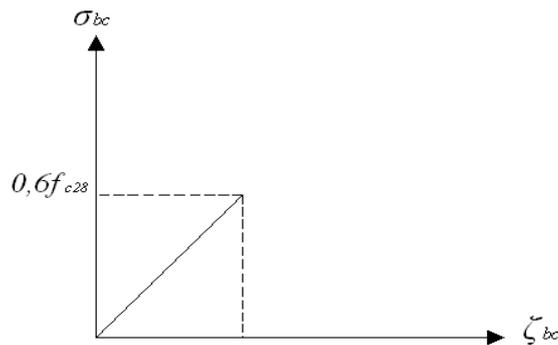


Figure.I.2: Diagramme contraintes-déformations à l'ELS

I.3.2. ACIERS

A fin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Ronds lisses (R.L) : *FeE24*
- Barres à haute adhérences (HA) : *FeE500*

- Treillis soudés (TS) : TLE52 $\varnothing = 6 \text{ mm}$ pour les dalles.

a. Les limites élastiques :

- Les ronds lisses (R.L): FeE24 ($f_e = 235 \text{ MPa}$)
- Barres à haute adhérence (HA) : $f_e = 500 \text{ MPa}$.
- Treillis soudés (TS) : $f_e = 520 \text{ MPa}$.

b. Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quelque soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2,1.10^5 \text{ MPa}$$

c. Les contraintes limites de calcul :

c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant:

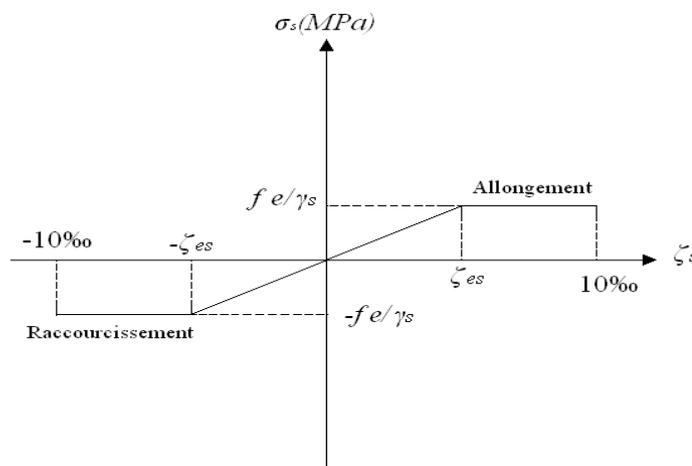


Figure.I.3: Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU

f_e : Contrainte limite élastique.

ζ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \zeta_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\zeta_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier. : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1,00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$$

Pour les aciers $f_e 500$ on a : $\zeta_{es} = \frac{500}{1,15 \times 2,1.10^5} = 2,07 \text{ ‰}$

c.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable: $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \max\left(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right)$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \text{Min}\left(\frac{1}{2} f_e, \max\left(200; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)\right)$

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

d. Le coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté " n " est le rapport de : $\frac{E_s}{E_b} = 15$

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

I.4. HYPOTHESES DE CALCUL

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes:

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- La contrainte de calcul, notée " σ_s " et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ est égale à :

$$\diamond \text{ haute adhérence } \begin{cases} \sigma_s = 434,782 \approx 435 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 500 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

- Allongement de rupture : $\zeta_s = 10\%$

II.1. INTRODUCTION

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le "RPA99 version 2003" [2], mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2. PRÉDIMENSIONNEMENT DES DALLES

Lorsqu'on veut dimensionner la structure, lors de l'avant projet ou pour la descente de charge, on peut utiliser les formules approchées suivantes.

Plancher en corps creux :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé).

Pour le Prédimensionnement de la hauteur du plancher on utilise la formule empirique suivante :

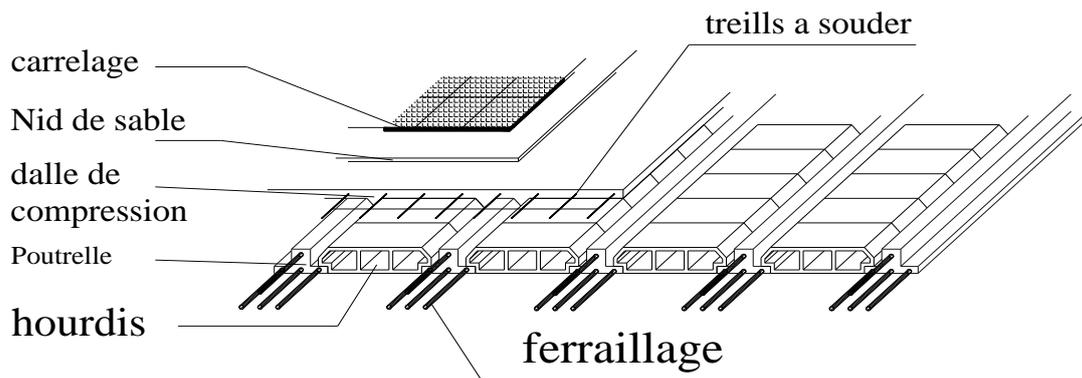


Figure (II-1) : Dalle en corps creux.

$$\frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

e : Epaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L : La portée minimale du panneau de plancher

$$L = \min(L_x^{\max}, L_y^{\max}) = 4,6m \Rightarrow 18.6cm \leq e \leq 23.25cm$$

On prend : (16+5) cm.

II.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.1. PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE

a. Charges permanentes :

- 1- Gravieron de protection (e=5cm ; ρ=18kN/m³).....0,9kN/m²
 - 2- Etanchéité multicouche0,12kN/m²
 - 3- Forme de pente (e_{moy}=10cm ; ρ=22kN/m³).....2.2kN/m²
 - 4- Isolation thermique (liège) (e=4cm ; ρ=4kN/m³).....0,16kN/m²
 - 5- Dalle de compression + corps creux (16+5).....2.8kN/m²
 - 6- Enduit en plâtre (e=2cm ; ρ=10kN/m³).....0,20kN/m²
- G=6.38kN/m²**

b. Surcharge d'exploitation :

Terrasse inaccessible **Q=1,00kN/m²**

II.3.2. PLANCHER ETAGE COURANT

a. Charges permanentes :

- 1- Carrelage (e=2cm).....0,40kN/m²
 - 2- Mortie de pose (e=2cm ; ρ=20kN/m³).....0,40kN/m²
 - 3- Lit de sable (e=3cm ; ρ=18kN/m³).....0,54kN/m²
 - 4- Dalle de compression + corps creux (16+5).....2,8 kN/m²
 - 5- Enduit en plâtre (e=2cm ; ρ=10kN/m³).....0,20kN/m²
 - 6- Cloisons de distribution (e=10cm).....1,00kN/m²
- G=5,34kN/m²**

b. Surcharge d'exploitation :

Q=2,50kN/m².....(hebergement)

II.3.3. PLANCHER SOUS SOL

Pour une dalle reposant sur deux cotés dont la dimension de la plus grande portée est L_{max} , on a :

$$\frac{L_{max}}{35} \leq e \leq \frac{L_{max}}{30}$$

De même pour une dalle reposant sur trois ou quatre cotés on a :

$$\frac{L_{max}}{50} \leq e \leq \frac{L_{max}}{40}$$

Avec :

e: Epaisseur de la dalle pleine.

L : La distance maximale de la portée $L_{max} = 7.13m$

Dans notre cas la dalle repose sur quatre cotés :

Ceci qui donne donc : $14,26cm \leq e \leq 17,83cm$

On prend : $e=20cm$

-Résistance au feu : POUR LES DALLES PLEINES

- e = 07 cm : pour une (01) heure de coup de feu.
- e = 11 cm : pour deux (02) heures de coup de feu.
- e = 15 cm : pour quatre (03) heures de coup de feu.

-Isolation phonique :

La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de **15 cm**

($e \geq 15 cm$)

Le choix $e=20\text{cm}$

a. Charges permanentes :

1- Dalle plein ($e=20\text{cm}$).....	5,00kN/m ²
2- La resine.....	1,3kN/m ²
	G=6,3kN/m²

b. Surcharge d'exploitation :

$$Q=2,50\text{kN/m}^2$$

II.3.4. MAÇONNERIE

Murs extérieurs :

1- Enduit en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=18\text{kN/m}^3$).....	0,36kN/m ²
2- Brique creuse ($e=10\text{cm}$, $\rho=9\text{kN/m}^3$).....	0,90kN/m ²
3- Lambe d'air ($e=10\text{cm}$).....	0,00kN/m ²
4- Brique creuse ($e=10\text{cm}$, $\rho=9\text{kN/m}^3$).....	0,90kN/m ²
5- Enduit en plâtre ($e=2\text{cm}$; $\rho=10\text{kN/m}^3$).....	0,20kN/m ²
	G=2,36kN/m²

II.3.5. BALCONS

a. Charges permanentes :

1- Carrelage ($e=2\text{cm}$).....	0,40kN/m ²
2- Mortie de pose ($e=2\text{cm}$; $\rho=20\text{kN/m}^3$).....	0,40kN/m ²
3- Lit de sable ($e=2\text{cm}$; $\rho=18\text{kN/m}^3$).....	0,36kN/m ²
4- Dalle pleine ($e=20\text{cm}$).....	5,00kN/m ²
5- Enduit en plâtre ($e=2\text{cm}$; $\rho=10\text{kN/m}^3$).....	0,20kN/m ²
	G=6,36kN/m²

b. Surcharge d'exploitation :

$$Q=3,50\text{kN/m}^2$$

II.3.6. 2EME BLOC :

a. Plancher en dalle plein :

Pour une dalle reposant sur deux cotés dont la dimension de la plus grande portée est L_{max} , on a :

$$\frac{L_{\text{max}}}{35} \leq e \leq \frac{L_{\text{max}}}{30}$$

De même pour une dalle reposant sur trois ou quatre cotés on a :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq e \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

Avec :

e: Epaisseur de la dalle pleine.

L : La distance maximale de la portée $L_{\max} = 7.33m$

Dans notre cas la dalle repose sur quatre cotés :

Ceci qui donne donc : $14,66cm \leq e \leq 18,32cm$

On prend : $e=20cm$

b.PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE

Charges permanentes :

1-Gravillon de protection ($e=5cm$; $\rho=18kN/m^3$).....	0,9kN/m ²
2-Etanchéité multicouche	0,12kN/m ²
3-Forme de pente ($e_{moy}=10cm$; $\rho=22kN/m^3$).....	2.2kN/m ²
4-Isolation thermique (liège) ($e=4cm$; $\rho=4kN/m^3$).....	0,16kN/m ²
5-Dalle plein (20 cm).....	5,00kN/m ²
6-Enduit en plâtre ($e=2cm$; $\rho=10kN/m^3$).....	0,20kN/m ²
	G=8.58kN/m²

Surcharge d'exploitation :

Terrasse inaccessible

Q=1,00kN/m²

c.PLANCHER ETAGE COURANT

Charges permanentes :

1-Carrelage ($e=2cm$).....	0,40kN/m ²
2-Mortie de pose ($e=2cm$; $\rho=20kN/m^3$).....	0,40kN/m ²
3-Lit de sable ($e=3cm$; $\rho=18kN/m^3$).....	0,54kN/m ²
4-Dalle plein (20 cm).....	5,00kN/m ²
5-Enduit en plâtre ($e=2cm$; $\rho=10kN/m^3$).....	0,20kN/m ²
6-Cloisons de distribution ($e=10cm$).....	1,00kN/m ²
	G=7,54kN/m²

Surcharge d'exploitation :

Q=2,50kN/m².....(hebergement)

II.4. PRÉDIMENSIONNEMENT

II.4.1. LES PORTIQUES

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

II.4.1.1. LES POUTRES

Le pré dimensionnement des poutres se fait globalement en deux étapes :

- 1- Choix des sections des poutres selon les formules empiriques données par le "BAEL 91 modifié 99" [1] et vérification selon "RPA 99 version 2003" [2].
- 2- Vérification de la flèche pour la section choisie.

a. Poutres principales (porteuses) :

1) Plancher courant :

- D'après le "BAEL 91 modifié 99" [1] :

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

$$* 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

➤ Détermination de la hauteur "h" :

On a : $L=8,55m$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 57cm \leq h \leq 85.5cm$$

On prend : $h=70cm$

➤ Détermination de la largeur "b" :

$$h = 70cm : 0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 21cm \leq b \leq 49cm$$

On prend : $b=40cm$

- Vérification selon le "RPA 99 version 2003" [2] : (Zone sismique IIa)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \Rightarrow b = 40cm > 20cm \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ h \geq 30cm \Rightarrow h = 70cm > 30cm \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,75 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$

- Condition de rigidité :

On doit vérifier que :

$$\left(\frac{h}{L} \right) > \left(\frac{1}{16} \right) \dots\dots\dots [6]$$

$$\frac{70}{855} = 0,0818 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

b. Poutres secondaires (non porteuses) :

- **D'après le « BAEL 91 modifié 99 » [1] :**

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

$$* 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

- **Détermination de la hauteur « h » :**

On a : $L=6,00m$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 40cm \leq h \leq 60cm$$

On prend : $h=55cm$

- **Détermination de la largeur « b » :**

$$h = 50cm : 0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 16.5cm \leq b \leq 38.5cm$$

On prend : $b=40cm$

- **Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » [2] :** (Zone sismique IIa)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \Rightarrow b = 40cm \geq 20cm \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ h \geq 30cm \Rightarrow h = 55cm > 30cm \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,375 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$

- **Condition de rigidité :**

On doit vérifier que :

$$\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right) \dots\dots\dots [6]$$

$$\frac{55}{600} = 0,0916 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

2) Plancher sous sol:

a. .Poutres principales (porteuses)

- **D'après le « BAEL 91 modifié 99 » [1] :**

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

$$* 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

L : La portée maximale de la poutre.

h : La hauteur de la section.

b : La largeur de la section.

➤ **Détermination de la hauteur « h » :**

On a : $L=8,55m$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 57cm \leq h \leq 85,5cm$$

On prend : $h=70cm$

➤ **Détermination de la largeur « b » :**

$$h = 70cm : 0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 21cm \leq b \leq 49cm$$

On prend : $b=40cm$

- **Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » [2] :** (Zone sismique IIa)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \Rightarrow b = 40cm > 20cm \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ h \geq 30cm \Rightarrow h = 70cm > 30cm \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,75 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$

- **Condition de rigidité :**

On doit vérifier que :

$$\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right) \dots\dots\dots [6]$$

$$\frac{50}{585} = 0,0818 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

b. Poutres secondaires (non porteuses) bloc 1 :

- **D'après le « BAEL 91 modifié 99 » [1] :**

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

$$* 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

➤ **Détermination de la hauteur « h » :**

On a : $L=7,38m$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 49.2cm \leq h \leq 73.8cm$$

On prend : $h=60cm$

➤ **Détermination de la largeur « b » :**

$$h = 60cm : 0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 18cm \leq b \leq 42cm$$

On prend : $b=40cm$

- **Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » [2] :** (Zone sismique IIa)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 40\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 60\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,5 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{cases}$$

- **Condition de rigidité :**

On doit vérifier que :

$$\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right) \dots\dots\dots [6]$$

$$\frac{60}{738} = 0,0813 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Conclusion :

- **Plancher courant bloc 1 et 2:**

- Poutres porteuses..... $(b \times h) = (40 \times 70) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires..... $(b \times h) = (40 \times 55) \text{ cm}^2$

- **Sous sol bloc 1 :**

- Poutres porteuses..... $(b \times h) = (40 \times 70) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires..... $(b \times h) = (40 \times 60) \text{ cm}^2$

II.4.1.2. LES POTEAUX

a. **Principe :**

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

b. **Etapes de pré dimensionnement (calcul) :**

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le « **RPA99 version 2003** » [2].
- Vérifier la section à l'E.L.S.

c. **Loi de dégression :**

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

Q : Charge d'exploitation.

Ce qui donne :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par "BAEL 91 modifié 99" [1]}$$

Avec :

n : Nombre d'étage.

Q_0 : La structure d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau II.1 : Dégression des surcharges

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
Terrasse	$Q_0=1$	$\Sigma_0=Q_0$	1
Etage tec	$Q_1=1$	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2
P9	$Q_2=2.5$	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	4.325
P8	$Q_3=2.5$	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	6.4
P7	$Q_4=2.5$	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	8.225
P6	$Q_5=2.5$	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	9.8
P5	$Q_6=2.5$	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	11.125
P4	$Q_7=2.5$	$\Sigma_7=Q_0+0,71(Q_1+\dots+Q_7)$	12.36
P3	$Q_8=2.5$	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+\dots+Q_8)$	13.765
P2	$Q_9=2.5$	$\Sigma_9=Q_0+0,67(Q_1+\dots+Q_9)$	15.07
P1	$Q_{10}=2.5$	$\Sigma_{10}=Q_0+0,65(Q_1+\dots+Q_{10})$	16.275
RDC	$Q_{11}=2.5$	$\Sigma_{11}=Q_0+0,64(Q_1+\dots+Q_{11})$	17.64
S.Soll	$Q_{12}=2.5$	$\Sigma_{12}=Q_0+0,63(Q_1+\dots+Q_{12})$	18.955

d. Dimensionnement des poteaux :

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

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br.f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

* N_u : Effort normal ultime (compression) = $1,35G + 1,5Q$.

* α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

λ : Elancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.

l_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.

B : Surface de la section du béton ($B = a \times b$) section rectangulaire.

$\left(B = \frac{\Pi * D^2}{4} \right)$ section circulaire.

* γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$).....situation durable.

- * γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$).....situation durable.
- * f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e=500MPa$).
- * f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=30MPa$).
- * A_s : Section d'acier comprimée.
- * Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br=(a-0,02)(b-0,02)$) [m²] section rectangulaire.

Et $\left(Br = \frac{\Pi(D - 2)^2}{4} \right)$ pour une section circulaire.

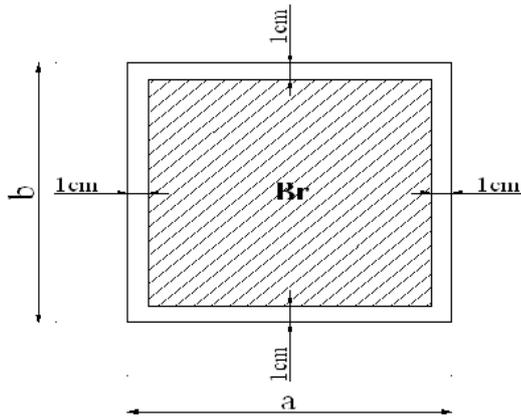


Figure (II-2) : Section réduite du poteau.

* Selon le « **BAEL 91 modifié 99** » [1] :

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

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

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda &= 50 \\ \bullet \alpha &= 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{aligned} \right\}$$

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

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

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,0532N_u$$

e. Le minimum requis par le « RPA99 version 2003 » [2] :

Pour une zone sismique IIa, on doit avoir au minimum :
 Pour une section rectangulaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \text{Min}(a;b) \geq 25\text{cm} \\ * \text{Min}(a;b) > \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

Pour une section circulaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} * D \geq 30\text{cm} \\ * D > \frac{h_e}{15} \end{array} \right.$$

Avec :

(a ;b) : Dimensions de la section rectangle.

D diamètre de cercle.

h_e: Hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée (a=b).

f. Vérification à l'ELS :

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0,6 f_{c28} \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal à l'ELS (N_{ser}=N_G+N_Q).

B : Section de béton du poteau.

A_s : Section des armatures (A_s=1%B).

n: Coefficient d'équivalence $\left(n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$.

σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on

obtient : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6 f_{c28} = 18\text{MPa}$

Les poteaux les plus sollicités sont :

- Poteau central: S = 41.7m² (E.26)
- Poteau de rive: S = 34.47m² (E.33)
- Poteau d'angle: S = 19.94m² (A.33)

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Les poteaux centraux : $S_{\text{étage courant}}=41.7 \text{ m}^2$; $S_{\text{Ptec}}=32.2\text{m}^2$; $S_t=11.41\text{m}^2$

Tableau .II.2 : Choix des sections des poteaux centraux

Niveaux	N_G	N_Q	N_u	Br	$a=b$	RPA	Le choix	N_{ser}	σ_{ser}	Obs.
	(kN)	(kN)	(kN)	(cm ²)	(cm)	(cm ²)		(kN)	(MPa)	
T	199.33	11.41	286.21	152.26	14.34	25x25	25x25	210.74	2.93	OK
P tec	382.56	43.61	581,87	309.56	19.59	25x25	25x25	426.17	5.92	OK
P9	696.52	141.03	1151.84	612.78	26.75	25x25	30x30	837.55	8.09	OK
P8	1010.45	227.14	1704.81	906.96	32.12	25x25	35x35	1237.59	8.78	OK
P7	1324.41	304.61	2244.86	1194.27	36.56	25x25	40x40	1629.02	8.85	OK
P6	1638.37	370.77	2767.95	1472.55	40.37	25x25	45x45	2009.14	8.62	OK
P5	1952.33	429.49	3279.88	1744.9	43.77	25x25	45x45	2381.82	10.23	OK
P4	2266.29	478.37	3777.05	2009.39	46.83	25x25	50x50	2744.66	9.55	OK
P3	2580.25	537.15	4289.06	2281.78	49.77	25x25	50x50	3117.4	10.84	OK
P2	2894.21	591.76	4794.82	2550.84	52.5	25x25	55x55	3485.97	10.02	OK
P1	3210.83	642.2	5297.92	2818.49	55.1	25x25	60x60	3853.03	9.31	OK
RDC	3618.23	699.21	5933.42	3156.58	58.18	25x25	60x60	4317.44	10.43	OK
S.Sol 1	4026.03	754.14	6566.35	3493.3	61.1	25x25	65x65	4780.17	9.84	OK

Exemple de calcul :

Etude de 9^{ème} étage :

* La portée de la poutre principale : $L_{pp}=8.275m$

* La portée de la poutre secondaire : $L_{ps}=5.3m$

Pour le 10^{ème} étage on a :

$$\begin{cases} N_{G10} = 382.56kN \\ N_{Q10} = 43.61kN \end{cases}$$

- Poids du plancher : $GxS=5,34x41.7=222.67kN$

- Poids du poteau : $\rho_b x h_{pot} x a x b = 25x(3,4-0,70)x(0.25)^2 = 4,21kN$

- Poids de la poutre principale : $L_{pp} x h x b x \rho_b = 8.275x0,7x0,40x25 = 57.925kN$

- Poids de la poutre secondaire : $L_{ps} x h x b x \rho_b = (5.7-0,4)x0,4x0,55x25 = 29.15kN$

$$G=313.96kN$$

$$N_{G9} = N_{G10} + N_G = 696.52kN$$

$$N_{Q9} = Q_9 x S = 11.41 + 0.95 * (32.2 * 1 + 2.5 * 41.7) = 141.03kN$$

$$N_{u9} = 1,35 N_{G9} + 1,5 N_{Q9} = 1151.84kN$$

$$Br \geq 0,0532 N_{u9} \Rightarrow Br \geq 6,13.10^{-2} m^2$$

$$Br = (a-0,02)(b-0,02) \quad ; \quad \text{On } a:a=b$$

$$\text{Donc: } Br = (a-0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 0,02 = 0,268m$$

$$a=b=26,8cm$$

Le choix: $a=b=30cm$

• **Vérification de la section à l'ELS:**

$$N_{ser} = N_{G10} + N_{Q10} = 837.55kN$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \quad ; \quad (B = a x b)$$

$$\sigma_{ser} = 8.09MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18MPa$$

$$\text{Avec : } B = a x b = 900cm^2$$

Les poteaux de rives : $S_{tec}=31.67m^2$ $S_{etage\ courant}=36.47m^2$

Tableau .II.3 : Choix des sections des poteaux de rives

Niveaux	N_G	N_Q	N_u	Br	$a=b$	RPA	Le choix	N_{ser}	σ_{ser}	Obs.
	(kN)	(kN)	(kN)	(cm ²)	(cm)	(cm ²)		(kN)	(MPa)	
Ptec	255.3	31.67	392.16	208.63	16.44	25x25	25x25	286.97	3,99	OK
P9	510.6	122.82	873.54	464.72	23.56	25x25	25x25	633.42	8.81	OK
P8	765.9	204.88	1341.28	713.56	28.71	25x25	30x30	970.78	9.37	OK
P7	1021.2	277.81	1795.33	955.12	32.9	25x25	35x35	1299.01	9.22	OK
P6	1276.5	341.63	2235.72	1189.4	36.48	25x25	40x40	1618.13	8.79	OK
P5	1531.8	396.33	2662.42	1416.41	39.46	25x25	40x40	1928.13	10.47	OK
P4	1787.1	441.91	3075.45	1636.14	42.45	25x25	45x45	2229.01	9.87	OK
P3	2042.4	484.76	3484.38	1853.69	45.1	25x25	50x50	2527.16	8.79	OK
P2	2221.45	505.97	3757.91	1999.21	46.7	25x25	50x50	2727.42	9.48	OK
P1	2403.16	525.16	4032.00	2145.02	48.31	25x25	50x50	2928.32	10.18	OK
RDC	2776.25	571.85	4605.71	2450.24	51.5	25x25	55x55	3348.1	9.62	OK
S.Sol 1	3149.74	624.02	5188.17	2760.11	53.54	25x25	55x55	3773.76	10.84	OK

Les poteaux d'angles : $S=19,94m^2$

Tableau .II.4 : Choix des sections des poteaux d'angles

Niveaux	N_G	N_Q	N_u	Br	$a=b$	RPA	Le choix	N_{ser}	σ_{ser}	Obs.
	(kN)	(kN)	(kN)	(cm ²)	(cm)	(cm ²)		(kN)	(MPa)	
Ptec	155.66	19.94	240.05	127.71	13.3	25x25	25x25	175.6	2.44	OK
P9	311.32	78.19	537.57	285.99	18.91	25x25	25x25	389.51	5.41	OK
P8	466.98	130.6	826.32	439.6	22.97	25x25	25x25	597.58	8.31	OK
P7	622.64	177.2	1106.36	588.58	26.26	25x25	30x30	799.84	7.72	OK
P6	778.3	217.99	1377.69	738.93	29.18	25x25	30x30	996.26	9.59	OK
P5	933.96	252.94	1640.26	872.62	31.55	25x25	35x35	1186.9	8.42	OK
P4	1089.62	282.06	1894.08	1007.65	33.74	25x25	35x35	1371.68	9.73	OK
P3	1245.28	309.44	2145.29	1141.29	35.78	25x25	40x40	1554.72	8.45	OK
P2	1347.52	321.19	2300.53	1223.88	36.98	25x25	40x40	1668.71	9.07	OK
P1	1452.42	331.79	2458.45	1307.9	38.17	25x25	40x40	1784.21	9.69	OK
RDC	1661.9	358.49	2781.3	1479.65	40.47	25x25	45x45	2020.39	8.67	OK
S.Sol 1	1847.52	388.74	3077.26	1637.1	42.46	25x25	45x45	2236.26	9.6	OK

h. Choix des sections des poteaux:

Pour conférer une meilleur résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives, des sections comparables à celles des poteaux centraux.

Tableau .II.5 : Coffrages des poteaux par étage

<i>Etages</i>	<i>Sections carrées (axb)cm²</i>
<i>Etage tec</i>	50x50
<i>9^{ème}</i>	50x50
<i>8^{ème}</i>	55x55
<i>7^{ème}</i>	55x55
<i>6^{ème}</i>	55x55
<i>5^{ème}</i>	60x60
<i>4^{ème}</i>	60x60
<i>3^{ème}</i>	60x60
<i>2^{ème}</i>	65x65
<i>1^{er}</i>	65x65
<i>RDC</i>	65x65
<i>S /SOL1</i>	65x65
<i>S/SOL2</i>	65x65

Et pour le 2^{émé} bloc on a

Le poteau centrale circulaire : S=41.35 m²

Tableau II.6 : les surcharges

<i>Niveau des planchers</i>	<i>Surcharge</i>	Σ <i>surcharge</i>	Σ <i>surcharge (kN/m²)</i>
<i>Terrasse</i>	$Q_0=1$	$\Sigma_0=Q_0$	1
<i>1^{er} etage</i>	$Q_1=3.5$	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	4.5
<i>RDC</i>	$Q_2=4$	$\Sigma_2=Q_0+Q_1+Q_2$	8.5
<i>s.sol</i>	$Q_3=2.5$	$\Sigma_3=Q_0+Q_1+Q_2+Q_3$	11

Tableau .II.7: Choix des sections des poteaux centraux2

<i>Niveaux</i>	N_G	N_Q	N_u	Br	D	RPA	<i>Le choix</i>	N_{ser}	σ_{ser}	<i>Obs.</i>
	(kN)	(kN)	(kN)	(cm ²)	(cm)	(cm)		(kN)	(MPa)	
<i>Terrasse</i>	451.3	41.35	671.28	357.12	23.32	30	30	492.65	/	/
<i>1^{er} etage</i>	862.57	186.075	1443.58	767.98	33.27	30	35	426.17	5.92	OK
<i>RDC</i>	1270.24	351.475	2241.71	1192.59	40.97	30	45	837.55	8.09	OK
<i>s.sol</i>	1626.13	454.85	2877.55	1530.86	46.15	30	50	1237.59	8.78	OK

Le choix :

on prend une seule section de diamètre D=50cm

Le poteau de rive carree : $S=24.56 m^2$

Tableau .II.8 : Choix des sections des poteaux de rives2

Niveaux	N_G	N_Q	N_u	Br	$a=b$	RPA	Le choix	N_{ser}	σ_{ser}	Obs.
	(kN)	(kN)	(kN)	(cm ²)	(cm)	(cm ²)		(kN)	(MPa)	
Terrasse	258.42	24.56	385.71	205.2	16.32	25x25	25x25	282.98	3.94	OK
1 ^{er} etage	514.32	110.52	860.112	457.58	23.39	25x25	25x25	624.84	8.69	OK
RDC	749.6	208.76	1325.1	704.95	28.55	25x25	30x30	958.36	9.25	OK
s.sol	954.02	270.16	1693.17	900.76	32.01	25x25	35x35	1224.18	8.69	OK

Le choix :

on prend une seule section (a*b) =(50*50)cm²

II.4.2. LES VOILES

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition: $l \geq 4a$.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux).

Avec :

l : Longueur du voile.

a : Epaisseur du voile

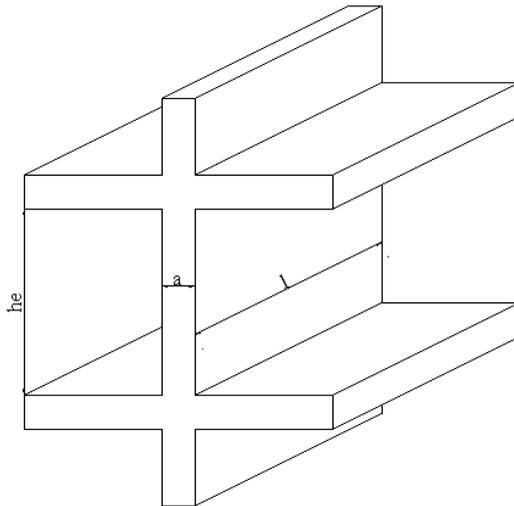


Figure (II-3) : Schéma du voile.

D’après le « *RPA 99 version 2003* » [2], l’épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l’étage « h_e » et les conditions de rigidité aux extrémités.

On a :

$$h_e = 5,1 - 0,70 = 4,4m \rightarrow a = \frac{h_e}{25} = 17,6cm$$

On prend : $a=20cm$

D’après le « *RPA 99 version 2003* » [2] : $a_{min}=15cm$

$a = 20cm > a_{min} = 15cm$vérifier

III.1. ACROTÈRE

III.1.1. INTRODUCTION

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

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

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

- Largeur $b=100cm$
- Hauteur $H=60cm$
- Epaisseur $e=10cm$

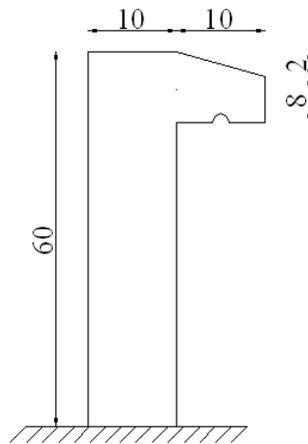


Figure .III.1: Acrotère

III.1.2. EVALUATION DES CHARGES

a. Charges permanentes :

- Surface de l'acrotère :

$$S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 \text{ cm}^2$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN / ml}$$

- Revêtement en ciment ($e=2cm$; $\rho=14kN/m^3$) :

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,02 \times (60 + 10) \times 2 \cdot 10^{-2} = 0,392 \text{ kN / ml}$$

$$G = 2,117 \text{ kN/ml}$$

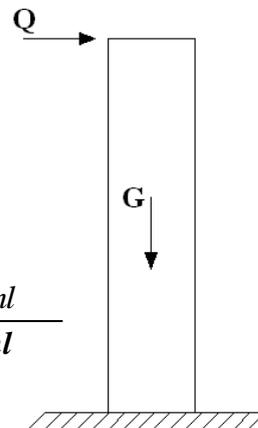


Figure .III.2: Sollicitations de l'acrotère

b. Charge d'exploitation :

- $Q=1,00kN/ml$
- L'action des forces horizontales Q_h : (F_p)

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p=4AC_pW_p$ [2]

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés [$A=0,15$].....groupe 2.

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1)..... [$C_p=0,8$].

W_p : Poids de l'acrotère = $2,117kN$.

$F_p=4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,12 = 1,018kN$.

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

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,018kN \\ 1,5Q = 1,5kN \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = Q_h = 1,5kN$$

Donc pour une bande de $1m$ de largeur :

$G=2,117kN/ml$ et $Q_h=1,5kN/ml$

III.1.3. CALCUL DES EFFORTS

Pour une bande de $1m$ de largeur :

E.L.U :

$$N_u = 1,35G = 2,858kN$$

$$M_u = 1,5Q_h h = 1,5 \times 1,5 \times 0,6 = 1,35kNm$$

$$T_u = 1,5Q_h = 2,25kN$$

E.L.S :

$$N_{ser} = G = 2,117kN$$

$$M_{ser} = Q_h h = 0,9kNm$$

$$T_{ser} = Q_h = 1,5kN$$

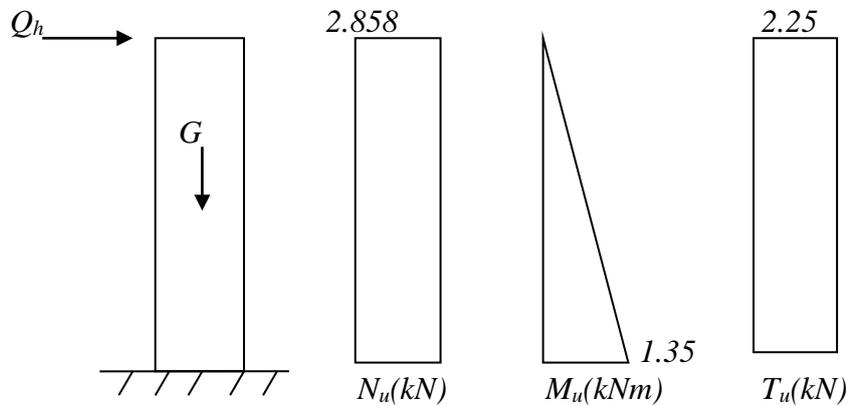
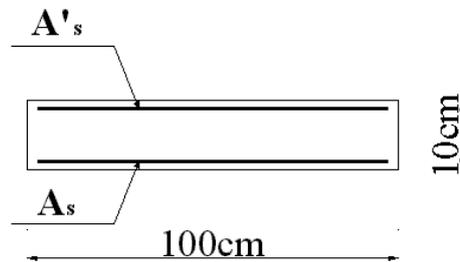


Figure.III.3.Diagrammes des efforts a l'ELU

III.1.4. FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE

$h=10cm ; b=100cm ; f_{c28}=30MPa ; \sigma_{bc}=17MPa ; c=c'=2cm ; f_e=500MPa$



Calcul de l'excentricité:

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,35}{2,858} = 47,24cm$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3cm \\ e_0 &> \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.} \end{aligned} \right\}$$

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

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

Calcul du moment fictif « M_f » :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,44kNm$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,011$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z \sigma_s} = 36,99mm^2$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0126$$

• $A_{s1} = A'_s = 0$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,95cm$$

• $A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 30,42mm^2$ $\mu = 0,011 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\%$ et $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435MPa$

Donc: $\begin{cases} A_{s1} = 0cm^2 \\ A_{s2} = 0,304cm^2 \end{cases}$

III.1.5. VÉRIFICATION DE LA SECTION D'ACIER SELON «BAEL 91 MODIFIÉ 99» [1]

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

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,4\text{MPa} ; f_e=500\text{MPa} ; b=100\text{cm} ; d=9\text{cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{1\text{cm}^2; 1,14\text{cm}^2\} = 1,14\text{cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour $5T8=2,51\text{cm}^2$

$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

III.1.6. ARMATURES DE RÉPARTITIONS

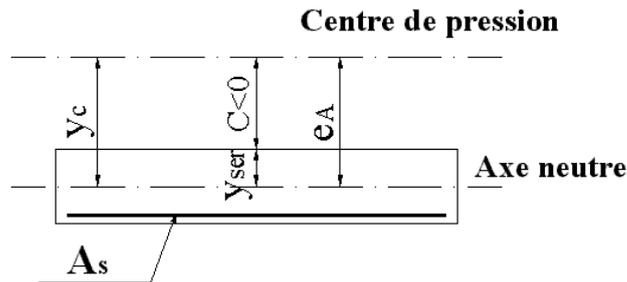
$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,63\text{cm}^2$$

On choisi $4T8=2.01\text{cm}^2$ avec un espacement $S_t = \frac{60-4}{3} = \frac{56}{3} \approx 18.67\text{cm}$

III.1.7. VÉRIFICATION À L'E.L.S

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 43\text{cm}$$



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

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 46.52\text{cm} \Rightarrow C = -37.52\text{cm} \quad (C < 0)$$

D'après le «BAEL 91 modifié 99» [1], on doit résoudre l'équation suivant :

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

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

Avec :

$$n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -4296.71 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 105437.68 \end{array} \right.$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -2,261.10^8$$

$$\cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,97 \Rightarrow \varphi = 165.93^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 75.69$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -75.44cm$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 43.08cm$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 32.36cm$$

La solution qui convient est : $y_c = 43.08cm$

Car : $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 43.08 - 37.52 = 5.56cm < 9cm$$

Donc : $\begin{cases} y_{ser} = 5.56cm \\ y_c = 43.08cm \end{cases}$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2] = 6174.86cm^4 \quad ; \quad n = 15$$

Vérification des contraintes

a. Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18MPa$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,117.10^3 \times 43,08.10}{6174,86.10^4}\right) \times 55,6 = 0,82MPa < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier :

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

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

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right) = 250MPa \dots \dots \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 7.62MPa < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 16.75MPa < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.1.8. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 3\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2,25 \cdot 10^3}{90 \cdot 10^3} = 0,025\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

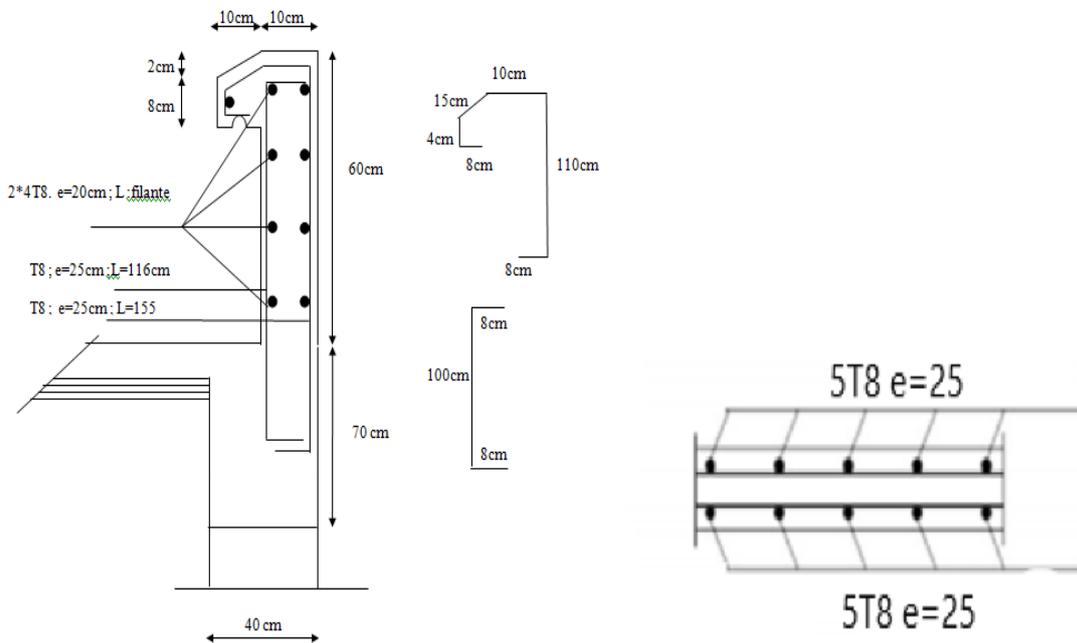


Figure.III. 4: Ferrailage de l'acrotère

III.2. ETUDE DES PLANCHERS

III.2.1. INTRODUCTION

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

III.2.2. PLANCHER EN CORPS CREUX

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

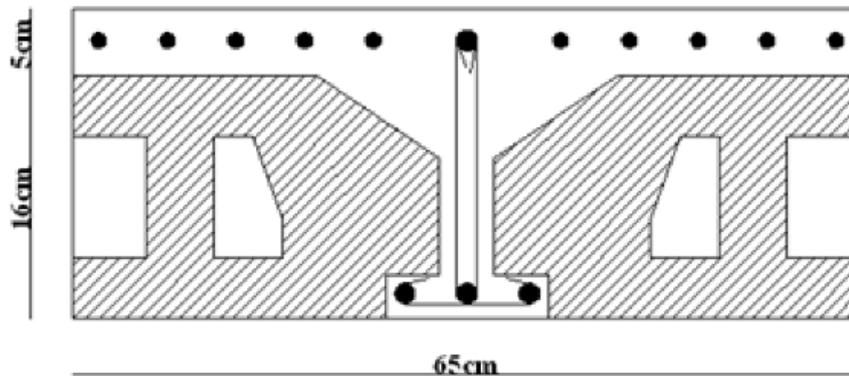


Figure III.5. Coupe du plancher en corps creux.

a. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

a.1. Dimensions de la poutrelles :

$$\frac{1}{25} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{20} \quad [3] \Rightarrow \frac{465}{25} \leq h \leq \frac{465}{20}$$

$$\Rightarrow 18,6 \leq h \leq 23,25 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 21 \text{ cm} & ; \quad h_0 = 5 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} & ; \quad b_0 = 12 \text{ cm} \\ c = \frac{b - b_0}{2} = 26,5 \text{ cm} \end{cases}$$

a.2. Calcul des moments :

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

a.2.1. Méthode forfaitaire [1] :

a.2.1.1. Domaine d'application :

H1 : $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5kN/m^2\}$

H2 : Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

H3 : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

H4 : Fissuration non préjudiciable.

a.2.1.2. Exposé de la méthode :

• $\alpha = \frac{Q}{G + Q}$

• $M_t \geq \text{Max}\{1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$

• $M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travéeint ermédiaire} \\ (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travéede rive} \end{cases}$

Avec :

M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Moment sur appuis :

- $M=0,2M_0 \dots\dots\dots \text{appui de rive}$
- $M=0,6M_0 \dots\dots\dots \text{pour une poutre à deux travées}$
- $M=0,5M_0 \dots\dots\dots \text{pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travée}$
- $M=0,4M_0 \dots\dots\dots \text{pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées}$

a.2.2. Méthode de CAQUOT [1] :

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

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

a.2.2.1. Exposé de la méthode :

*** Moment sur appuis :**

* $M_a = 0 \dots\dots\dots \text{Appuis de rives}$

* $M_a = - \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} \dots\dots\dots \text{Appuisint ermédiaire}$

• **Moment en travée :**

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \right)x + M_w$$

Avec :

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

$(M_w; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considérée.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considérée.

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

$l'=l$pour une travée de rive

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

Où " l " représente la portée de la travée libre.

***Effort tranchant :**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

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

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

a.3. Calcul des poutrelles :

Le calcul se fait en deux étapes :

- 1^{ère} étape : Avant le coulage de la table de compression.
- 2^{ème} étape : Après le coulage de la table de compression.

* **1^{ère} étape :** Avant le coulage de la table de compression

- Poutrelle de travée $L=4,60m$
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
 - Son poids propre.
 - Poids du corps creux.
 - Surcharge due à l'ouvrier $Q=1kN/m^2$

Evaluation des charges et surcharges :

➤ **Charges permanentes :**

Poids propre de la poutrelle.....	$0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15kN/ml$
Poids du corps creux.....	$0,65 \times 0,20 \times 14 = 1,82kN/ml$
	$G=1,97kN/ml$

➤ Charges d'exploitation :

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

Combinaison des charges :

E.L.U : $q_u=1,35G+1,5Q=3,64 \text{ kN/ml}$

E.L.S : $q_{ser}=G+Q=2,62 \text{ kN/ml}$

Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,64 \times (4,60)^2}{8} = 9,84 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,62 \times (4,60)^2}{8} = 7,08 \text{ kNm}$$

Ferraillage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U

$$M_u=9.84 \text{ kNm} ; b=12 \text{ cm} ; d=4,5 \text{ cm} ; \sigma_{bc}=17 \text{ Mpa}$$

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 2,38 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

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

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

* 2^{ème} étape : Après le coulage de la table de compression

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

Evaluation des charges et surcharges :

❖ Plancher terrasse :

➤ Charge permanentes :

$$G=6,38 \times 0,65=4,15 \text{ kN/ml}$$

➤ Surcharges d'exploitation :

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

❖ Plancher courant :

➤ Charge permanente :

$$G=5,34 \times 0,65=3,47 \text{ kN/ml}$$

➤ Surcharge d'exploitation :

$$Q = 2,5 \times 0,65 = 1.63 \text{ kN/ml}$$

Combinaison des charges :

➤ Plancher terrasse :

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 6.58 \text{ kN/ml}$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 4.8 \text{ kN/ml}$

➤ Plancher courant :

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 7.13 \text{ kN/ml}$

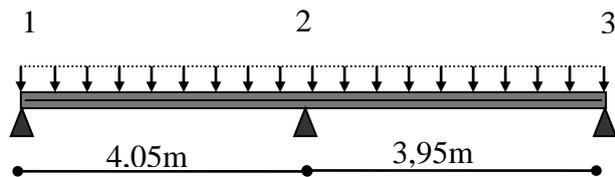
E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 5.1 \text{ kN/ml}$

Conclusion :

Le plancher courant est le plus sollicité.

Calcul des efforts internes :

1- Poutrelle à deux travées :



$$\begin{cases} q_u = 7,13 \text{ kN / ml} \\ q_{ser} = 5,1 \text{ kN / ml} \end{cases}$$

$$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4,05}{3,95} = 1,025 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Alors, on utilise la méthode *forfaitaire*

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1.63}{3.47 + 1,63} = 0,319$$

La valeur du moment fléchissant dans chaque travée :

Travée 1-2 :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{7,13 \times (4,05)^2}{8} = 14.62 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{5,1 \times (4,05)^2}{8} = 10.46 \text{ kNm}$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$M_{t_u} \geq 9.47 \text{ kNm}$$

$$M_{t_{ser}} \geq 6.78 \text{ kNm}$$

Travée 2-3 :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{7,13 \times (3,95)^2}{8} = 13,91 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{5,1 \times (3,95)^2}{8} = 9.95 \text{ kNm}$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$M_{t_u} \geq 9,01 \text{ kNm}$$

$$M_{t_{ser}} \geq 6,45 \text{ kNm}$$

$$M_0 = M_{\max}(14,62; 13,91) = 14,62 \text{ kNm}$$

Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite :

Travée 1-2 :

$$M_w = 0,2M_0 = 0,2 \cdot 14,62 = 2,92 \text{ kNm}$$

$$M_e = 0,6M_0 = 0,6 \cdot 14,62 = 8,77 \text{ kNm}$$

Travée 2-3 :

$$M_w = 0,6M_0 = 0,6 \cdot 14,62 = 8,77 \text{ kNm}$$

$$M_e = 0,2M_0 = 0,2 \cdot 13,91 = 2,78 \text{ kNm}$$

Effort tranchant :

$$T_w = 2 \frac{(M_w + M_t)}{a}$$

$$T_e = 2 \frac{(M_e + M_t)}{b}$$

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{(M_e + M_t)/(M_w + M_t)}}$$

$$b = L \frac{1}{1 + \sqrt{(M_w + M_t)/(M_e + M_t)}}$$

E.L.U :

Travée 1-2 :

$$a = 1,83 \rightarrow T_w = 13,54 \text{ kN}$$

$$b = 2,22 \rightarrow T_e = 16,43 \text{ kN}$$

Travée 2-3 :

$$a = 2,18 \rightarrow T_w = 16,31 \text{ kN}$$

$$b = 1,77 \rightarrow T_e = 13,32 \text{ kN}$$

E.L.S :

Travée 1-2 :

$$a = 1,79 \rightarrow T_w = 10,84 \text{ kN}$$

$$b = 2,26 \rightarrow T_e = 13,76 \text{ kN}$$

Travée 2-3 :

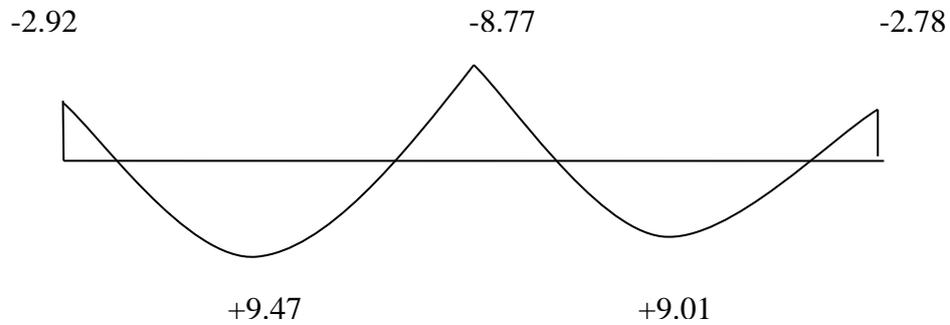
$$a = 2,22 \rightarrow T_w = 13,71 \text{ kN}$$

$$b = 1,73 \rightarrow T_e = 10,67 \text{ kN}$$

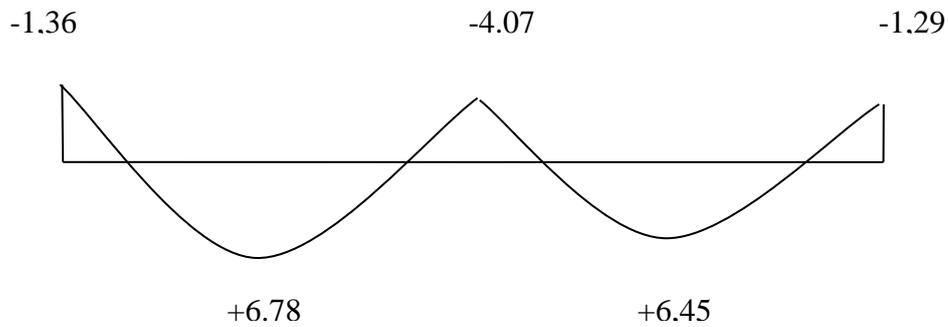
Diagrammes des efforts internes :

• Moment fléchissant :

E.L.U :

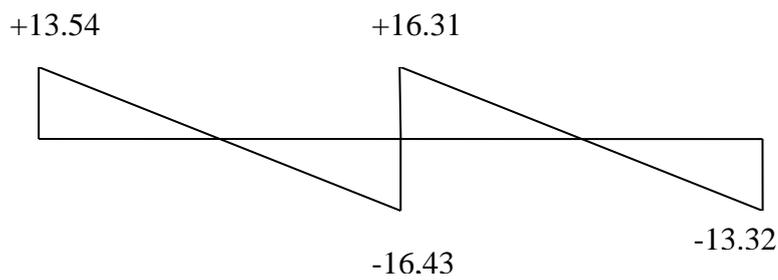


E.L.S :

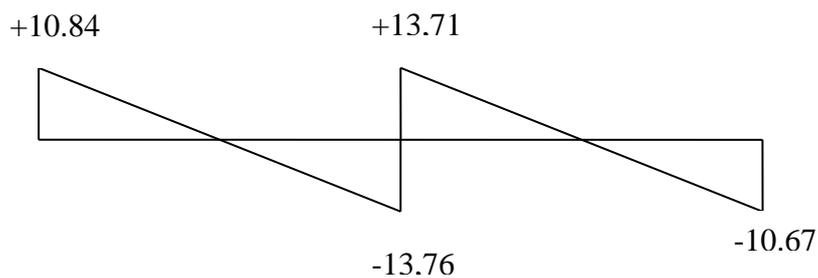


• Effort tranchant :

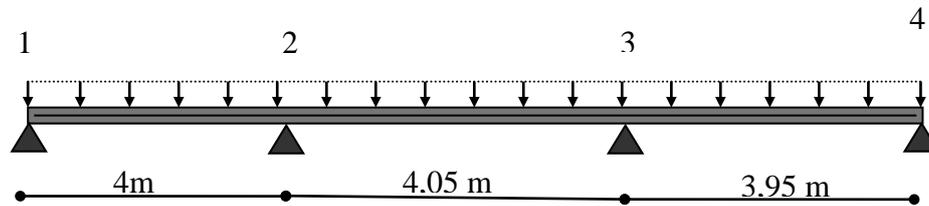
E.L.U :



E.L.S :



2- Poutrelles à trois travées :



$$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4}{4,05} = 0,98 > 0,8 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$$\frac{4,05}{3,95} = 1,03 > 0,8 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Alors, on utilise la méthode **forfaitaire**

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,63}{3,47 + 1,63} = 0,319$$

La valeur du moment fléchissant dans chaque travée :

Travée 1-2 :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{7,13 \times (4)^2}{8} = 14,26 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{5,1 \times (4)^2}{8} = 10,2 \text{ kNm}$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$M_{t_u} \geq 9,47 \text{ kNm}$$

$$M_{t_{ser}} \geq 6,78 \text{ kNm}$$

Travée 2-3 :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{7,13 \times (4,05)^2}{8} = 14,62 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{5,1 \times (4,05)^2}{8} = 10,46 \text{ kNm}$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$M_{t_u} \geq 9,47 \text{ kNm}$$

$$M_{t_{ser}} \geq 6,78 \text{ kNm}$$

$$M_0 = M_{\max} (14,62; 14,26) = 14,62 \text{ kNm}$$

Travée 3-4 :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{7,13 \times (3,95)^2}{8} = 13,91 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{5,1 \times (3,95)^2}{8} = 9,95 \text{ kNm}$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$M_{t,u} \geq 9,01 \text{ kNm}$$

$$M_{t,ser} \geq 6,45 \text{ kNm}$$

$$M_0 = M_{\max}(14,62; 13,91) = 14,62 \text{ kNm}$$

Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite :

Travée 1-2 :

$$M_w = 0,2 M_0 = 0,2 \cdot 14,62 = 2,85 \text{ kNm}$$

$$M_e = 0,5 M_0 = 0,5 \cdot 14,62 = 7,31 \text{ kNm}$$

Travée 2-3 :

$$M_w = 0,5 M_0 = 0,5 \cdot 14,62 = 7,31 \text{ kNm}$$

$$M_e = 0,5 M_0 = 0,5 \cdot 14,62 = 7,31 \text{ kNm}$$

Travée 3-4 :

$$M_w = 0,5 M_0 = 0,5 \cdot 14,62 = 7,31 \text{ kNm}$$

$$M_e = 0,2 M_0 = 0,2 \cdot 13,91 = 2,78 \text{ kNm}$$

Effort tranchant :

$$T_w = 2 \frac{(M_w + M_t)}{a}$$

$$T_e = 2 \frac{(M_e + M_t)}{b}$$

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{(M_e + M_t)/(M_w + M_t)}}$$

$$b = L \frac{1}{1 + \sqrt{(M_w + M_t)/(M_e + M_t)}}$$

E.L.U :

Travée 1-2 :

$$a = 1,84 \rightarrow T_w = 13,14 \text{ kN}$$

$$b = 2,16 \rightarrow T_e = 15,32 \text{ kN}$$

Travée 2-3 :

$$a = 2,03 \rightarrow T_w = 16,53 \text{ kN}$$

$$b = 2,03 \rightarrow T_e = 16,53 \text{ kN}$$

Travée 3-4 :

$a = 2,14 \rightarrow T_w = 15,25 \text{ kN}$

$b = 1,82 \rightarrow T_e = 12,96 \text{ kN}$

E.L.S :

Travée 1-2 :

$a = 1,81 \rightarrow T_w = 10,45 \text{ kN}$

$b = 2,19 \rightarrow T_e = 12,71 \text{ kN}$

Travée 2-3 :

$a = 2,03 \rightarrow T_w = 13,88 \text{ kN}$

$b = 2,03 \rightarrow T_e = 13,88 \text{ kN}$

Travée 3-4 :

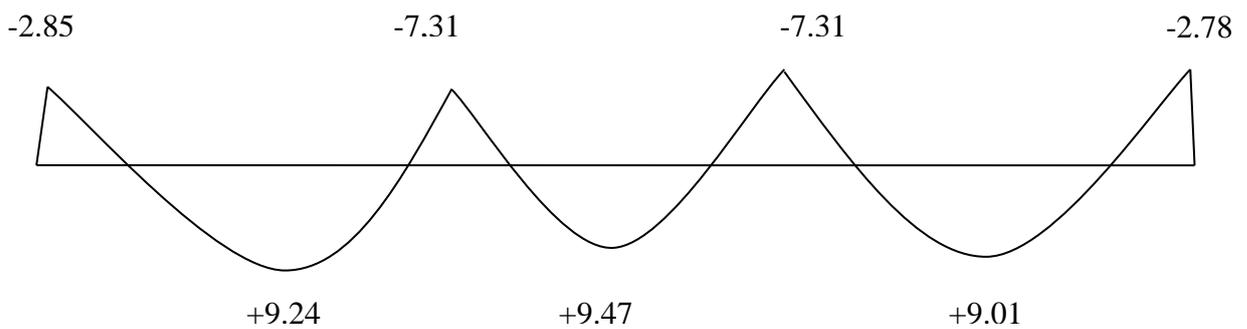
$a = 2,17 \rightarrow T_w = 12,68 \text{ kN}$

$b = 1,78 \rightarrow T_e = 10,37 \text{ kN}$

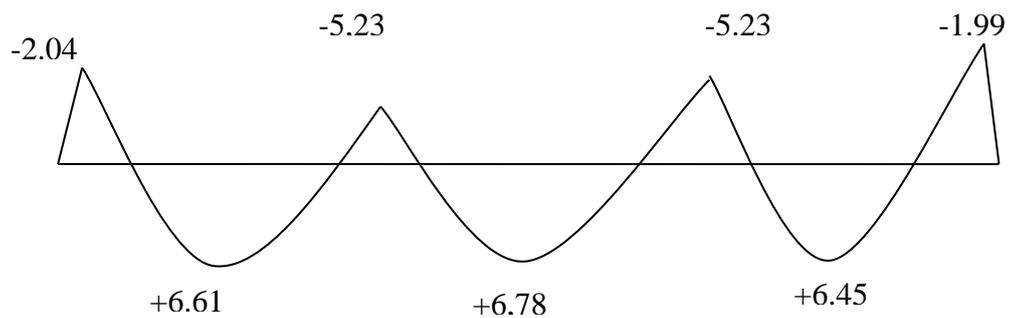
Diagrammes des efforts internes :

- **Moment fléchissant :**

E.L.U :

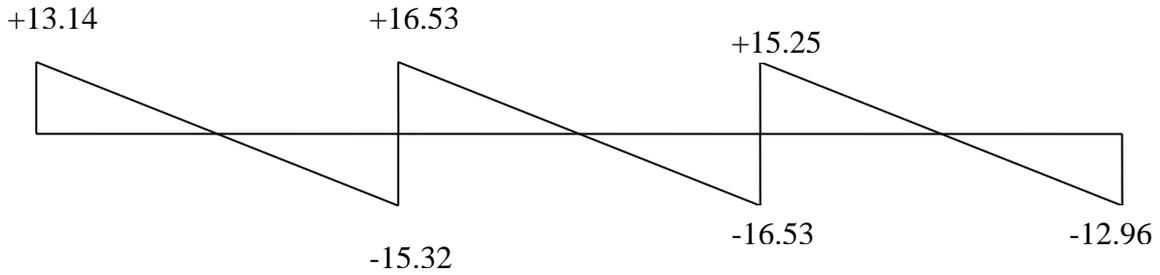


E.L.S :

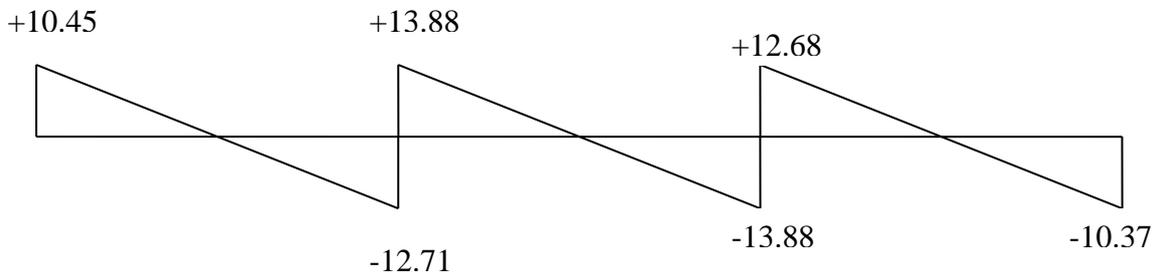


• Effort tranchant :

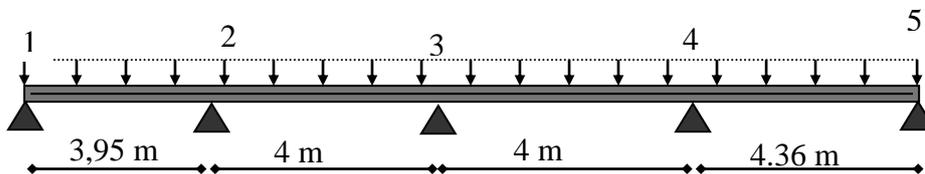
E.L.U :



E.L.S :



3- Poutrelles à quatre travées :



$$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3.95}{4} = 0,99 > 0,8 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$$\frac{4.0}{4.0} = 1.0 > 0,8 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$$\frac{4.0}{4.36} = 0,92 > 0,8 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Alors, on utilise la méthode *forfaitaire*

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.63}{3.47+1,63} = 0,319$$

La valeur du moment fléchissant dans chaque travée :

Travée 1-2 :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{7,13 \times (3,95)^2}{8} = 13,91 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{5,1 \times (3,95)^2}{8} = 9,95 \text{ kNm}$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$M_{t_u} \geq 9,01 \text{ kNm}$$

$$M_{t_{ser}} \geq 6,45 \text{ kNm}$$

Travée 2-3 :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{7,13 \times (4,0)^2}{8} = 14,26 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{5,1 \times (4,0)^2}{8} = 10,2 \text{ kNm}$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$M_{t_u} \geq 9,24 \text{ kNm}$$

$$M_{t_{ser}} \geq 6,61 \text{ kNm}$$

$$M_0 = M_{\max}(13,91; 14,26) = 14,26 \text{ kNm}$$

Travée 3-4 :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{7,13 \times (4,0)^2}{8} = 14,26 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{5,1 \times (4,0)^2}{8} = 10,2 \text{ kNm}$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$M_{t_u} \geq 9,24 \text{ kNm}$$

$$M_{t_{ser}} \geq 6,61 \text{ kNm}$$

$$M_0 = M_{\max}(14,26; 14,26) = 14,26 \text{ kNm}$$

Travée 4-5 :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{7,13 \times (4,36)^2}{8} = 16,94 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{5,1 \times (4,36)^2}{8} = 11,12 \text{ kNm}$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$M_{t_u} \geq 10,98 \text{ kNm}$$

$$M_{t_{ser}} \geq 7,2 \text{ kNm}$$

$$M_0 = M_{\max}(14,26; 16,94) = 16,94 \text{ kNm}$$

Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite :

Travée 1-2 :

$$M_w = 0,2M_0 = 0,2 \cdot 13,91 = 2,78 \text{ kNm}$$

$$M_e = 0,5M_0 = 0,5 \cdot 14,26 = 7,13 \text{ kNm}$$

Travée 2-3 :

$$M_w = 0,5M_0 = 0,5 \cdot 14,26 = 7,13 \text{ kNm}$$

$$M_e = 0,4M_0 = 0,4 \cdot 14,26 = 5,7 \text{ kNm}$$

Travée 3-4 :

$$M_w = 0,4M_0 = 0,4 \cdot 14,26 = 5,7 \text{ kNm}$$

$$M_e = 0,5M_0 = 0,5 \cdot 16,94 = 8,47 \text{ kNm}$$

Travée 4-5 :

$$M_w = 0,5M_0 = 0,5 \cdot 16,94 = 8,47 \text{ kNm}$$

$$M_e = 0,2M_0 = 0,2 \cdot 16,94 = 3,39 \text{ kNm}$$

Effort tranchant :

$$T_w = 2 \frac{(M_w + M_t)}{a}$$

$$T_e = 2 \frac{(M_e + M_t)}{b}$$

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{(M_e + M_t)/(M_w + M_t)}}$$

$$b = L \frac{1}{1 + \sqrt{(M_w + M_t)/(M_e + M_t)}}$$

E.L.U :

Travée 1-2 :

$$a = 1,82 \rightarrow T_w = 12,96 \text{ kN}$$

$$b = 2,13 \rightarrow T_e = 15,16 \text{ kN}$$

Travée 2-3 :

$$a = 2,05 \rightarrow T_w = 15,97 \text{ kN}$$

$$b = 1,95 \rightarrow T_e = 15,32 \text{ kN}$$

Travée 3-4 :

$$a = 1,92 \rightarrow T_w = 15,56 \text{ kN}$$

$$b = 2,08 \rightarrow T_e = 17,03 \text{ kN}$$

Travée 4-5 :

$$a = 2,35 \rightarrow T_w = 16,55 \text{ kN}$$

$$b = 2,02 \rightarrow T_e = 14,23 \text{ kN}$$

E.L.S :

Travée 1-2 :

$a = 1,79 \rightarrow T_w = 10,31 \text{ kN}$

$b = 2,17 \rightarrow T_e = 12,52 \text{ kN}$

Travée 2-3 :

$a = 2,06 \rightarrow T_w = 13,34 \text{ kN}$

$b = 1,95 \rightarrow T_e = 12,63 \text{ kN}$

Travée 3-4 :

$a = 1,9 \rightarrow T_w = 12,96 \text{ kN}$

$b = 2,1 \rightarrow T_e = 14,36 \text{ kN}$

Travée 4-5 :

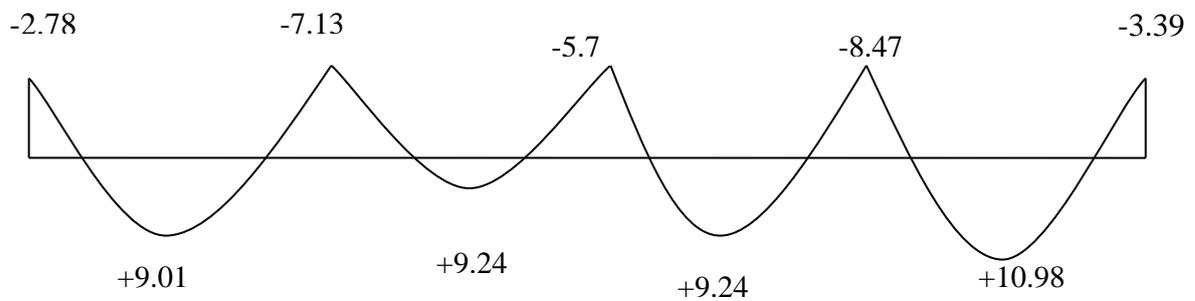
$a = 2,39 \rightarrow T_w = 13,11 \text{ kN}$

$b = 1,97 \rightarrow T_e = 10,72 \text{ kN}$

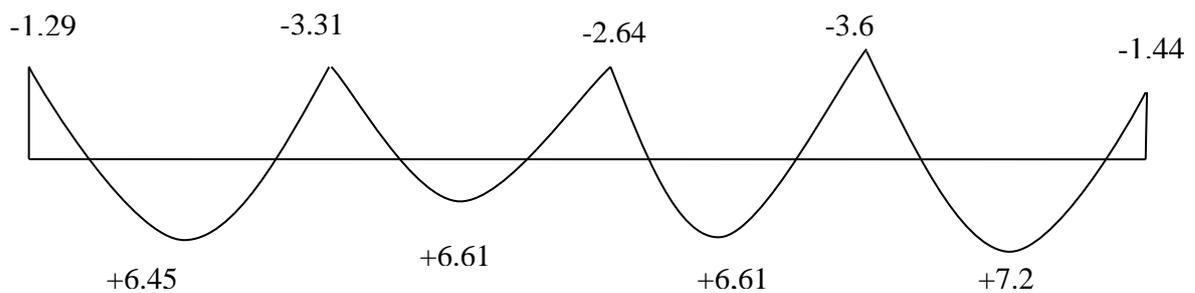
Diagrammes des efforts internes :

- **Moment fléchissant :**

E.L.U :

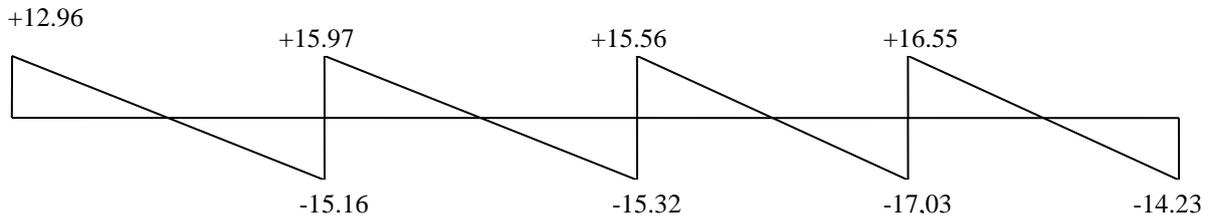


E.L.S :

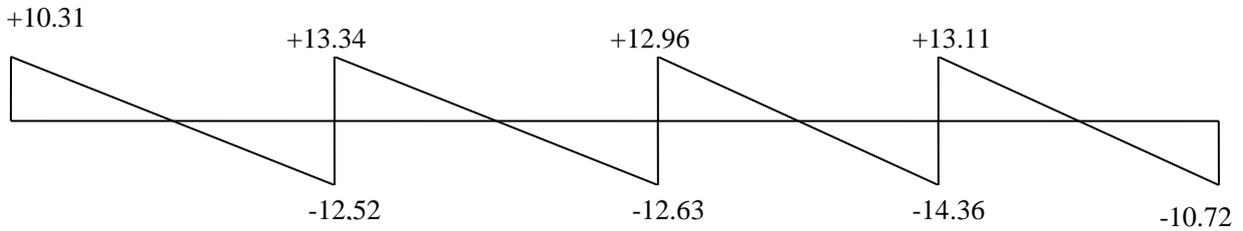


• Effort tranchant :

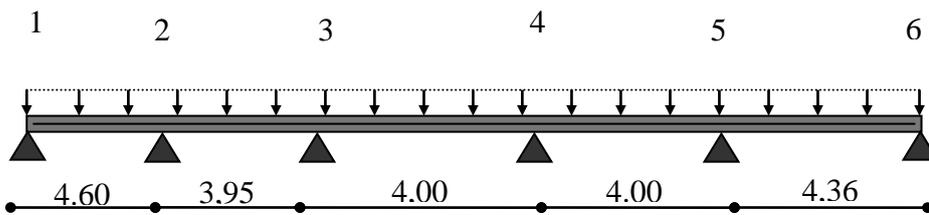
E.L.U :



E.L.S :



4- Poutrelles à cinq travées :



$$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4.6}{3.95} = 1.16 > 0,8 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3.95}{4} = 0,99 > 0,8 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$$\frac{4.0}{4.0} = 1.0 > 0,8 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$$\frac{4.0}{4.36} = 0,92 > 0,8 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Alors, on utilise la méthode *forfaitaire*

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1,63}{3,47+1,63} = 0,319$$

La valeur du moment fléchissant dans chaque travée :

Travée 1-2 :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{7,13 \times (4,6)^2}{8} = 18,86 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{5,1 \times (4,6)^2}{8} = 13,49 \text{ kNm}$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$M_{tu} \geq 12,22 \text{ kNm}$$

$$M_{tser} \geq 8,74 \text{ kNm}$$

Travée 2-3 :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{7,13 \times (3,95)^2}{8} = 13,91 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{5,1 \times (3,95)^2}{8} = 9,95 \text{ kNm}$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$M_{tu} \geq 9,01 \text{ kNm}$$

$$M_{tser} \geq 6,45 \text{ kNm}$$

$$M_0 = M_{\max}(18,86; 13,91) = 18,86 \text{ kNm}$$

Travée 3-4 :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{7,13 \times (4,0)^2}{8} = 14,26 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{5,1 \times (4,0)^2}{8} = 10,2 \text{ kNm}$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$M_{tu} \geq 9,24 \text{ kNm}$$

$$M_{tser} \geq 6,61 \text{ kNm}$$

$$M_0 = M_{\max}(13,91; 14,26) = 14,26 \text{ kNm}$$

Travée 4-5 :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{7,13 \times (4,0)^2}{8} = 14,26 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{5,1 \times (4,0)^2}{8} = 10,2 \text{ kNm}$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$M_{tu} \geq 9,24 \text{ kNm}$$

$$M_{tser} \geq 6,61 \text{ kNm}$$

$$M_0 = M_{\max}(14,26; 14,26) = 14,26 \text{ kNm}$$

Travée 5-6 :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{7,13 \times (4,36)^2}{8} = 16,94 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{5,1 \times (4,36)^2}{8} = 11,12 \text{ kNm}$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$M_{tu} \geq 10,98 \text{ kNm}$$

$$M_{tser} \geq 7,2 \text{ kNm}$$

$$M_0 = M_{\max}(14,26; 16,94) = 16,94 \text{ kNm}$$

Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite :

Travée 1-2 :

$$M_w = 0,2 M_0 = 0,2 \cdot 18,86 = 3,77 \text{ kNm}$$

$$M_e = 0,5 M_0 = 0,5 \cdot 18,86 = 9,43 \text{ kNm}$$

Travée 2-3 :

$$M_w = 0,5 M_0 = 0,5 \cdot 18,86 = 9,43 \text{ kNm}$$

$$M_e = 0,4 M_0 = 0,4 \cdot 14,26 = 5,7 \text{ kNm}$$

Travée 3-4 :

$$M_w = 0,4 M_0 = 0,4 \cdot 14,26 = 5,7 \text{ kNm}$$

$$M_e = 0,4 M_0 = 0,4 \cdot 14,26 = 5,7 \text{ kNm}$$

Travée 4-5:

$$M_w = 0,4 M_0 = 0,4 \cdot 14,26 = 5,7 \text{ kNm}$$

$$M_e = 0,5 M_0 = 0,5 \cdot 16,94 = 8,47 \text{ kNm}$$

Travée 5-6:

$$M_w = 0,5 M_0 = 0,5 \cdot 16,94 = 8,47 \text{ kNm}$$

$$M_e = 0,2 M_0 = 0,2 \cdot 16,94 = 3,39 \text{ kNm}$$

Effort tranchant :

$$T_w = 2 \frac{(M_w + M_t)}{a}$$

$$T_e = 2 \frac{(M_e + M_t)}{b}$$

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{(M_e + M_t)/(M_w + M_t)}}$$

$$b = L \frac{1}{1 + \sqrt{(M_w + M_t)/(M_e + M_t)}}$$

E.L.U :**Travée 1-2 :**

$$a = 2.13 \rightarrow T_w = 15.01 \text{ kN}$$

$$b = 2.48 \rightarrow T_e = 17.46 \text{ kN}$$

Travée 2-3 :

$$a = 2.09 \rightarrow T_w = 17.65 \text{ kN}$$

$$b = 1.86 \rightarrow T_e = 15.82 \text{ kN}$$

Travée 3-4 :

$$a = 2.00 \rightarrow T_w = 14.94 \text{ kN}$$

$$b = 2.00 \rightarrow T_e = 14.94 \text{ kN}$$

Travée 4-5 :

$$a = 1.92 \rightarrow T_w = 15.56 \text{ kN}$$

$$b = 2.09 \rightarrow T_e = 16.95 \text{ kN}$$

Travée 5-6 :

$$a = 2.35 \rightarrow T_w = 16.55 \text{ kN}$$

$$b = 2.02 \rightarrow T_e = 14.23 \text{ kN}$$

E.L.S :**Travée 1-2 :**

$$a = 2.09 \rightarrow T_w = 11.97 \text{ kN}$$

$$b = 2.51 \rightarrow T_e = 14.48 \text{ kN}$$

Travée 2-3 :

$$a = 2.11 \rightarrow T_w = 15.05 \text{ kN}$$

$$b = 1.84 \rightarrow T_e = 13.21 \text{ kN}$$

Travée 3-4 :

$$a = 2.00 \rightarrow T_w = 12.31 \text{ kN}$$

$$b = 2.00 \rightarrow T_e = 12.31 \text{ kN}$$

Travée 4-5 :

$$a = 1.9 \rightarrow T_w = 12.96 \text{ kN}$$

$$b = 2.1 \rightarrow T_e = 14.36 \text{ kN}$$

Travée 5-6 :

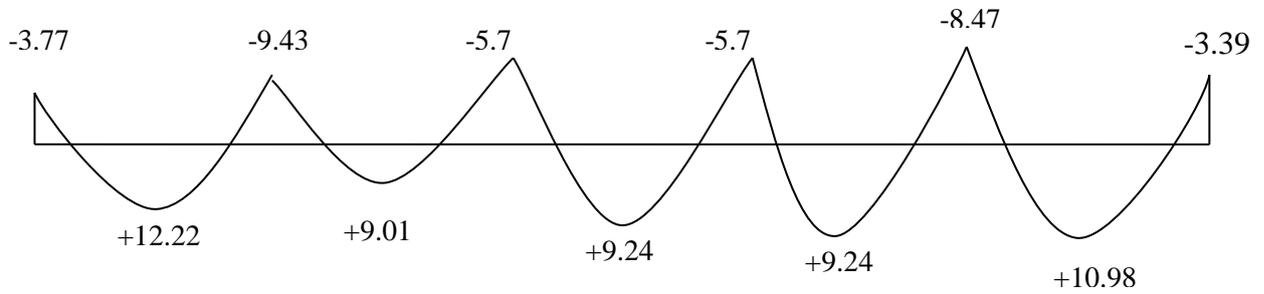
$$a = 2.39 \rightarrow T_w = 13.11 \text{ kN}$$

$$b = 1.97 \rightarrow T_e = 10.75 \text{ kN}$$

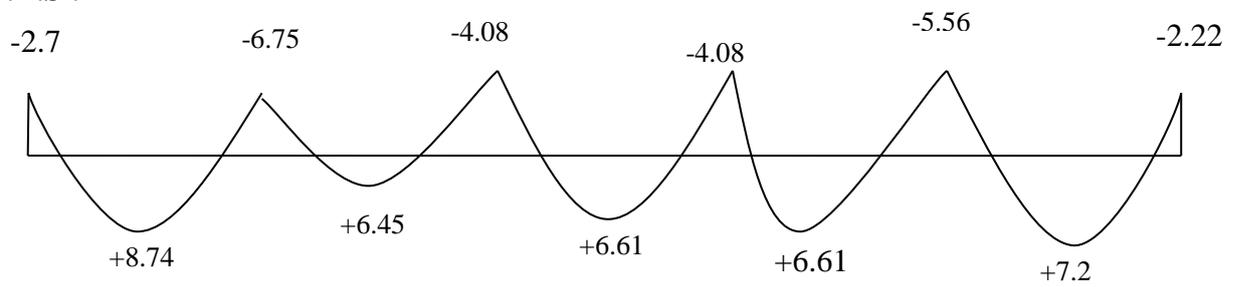
Diagrammes des efforts internes :

- Moment fléchissant :

E.L.U :

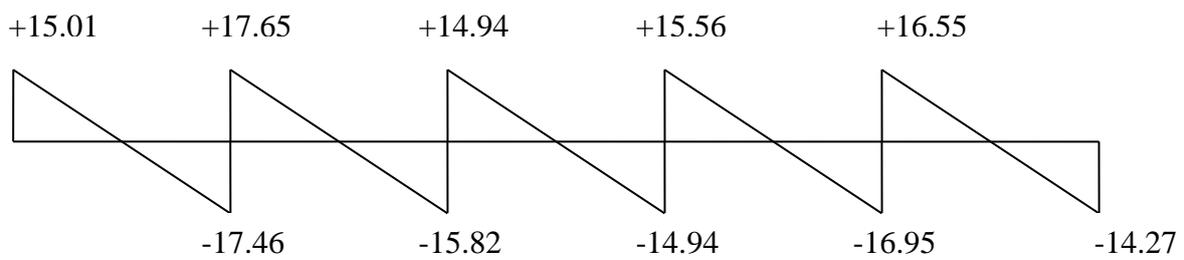


E.L.S :

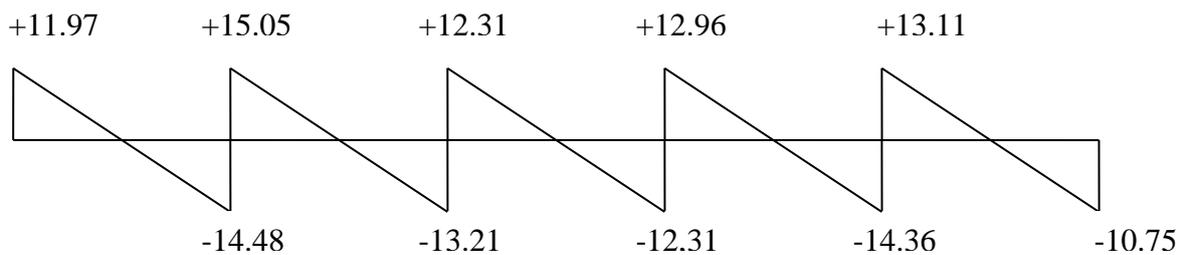


- Effort tranchant :

E.L.U :



E.L.S :



b. Calcul du ferrailage :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$\underline{\text{E.L.U.}} : M_{tu}^{max} = 12,22 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{max} = 9,43 \text{ kNm}$$

$$T_u^{max} = 17,65 \text{ kN}$$

$$\underline{\text{E.L.S.}} : M_{tser}^{max} = 8,74 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{max} = 9,43 \text{ kNm}$$

b.1. Ferrailage en travée :

$h=21\text{cm}$; $h_0=5\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=18,9\text{cm}$; $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$; $f_e=500\text{MPa}$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $f_{t28}=2,4\text{MPa}$

Le calcul des sections en forme de "Té" s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

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

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 90,61 \text{ kNm}$$

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

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

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

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

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

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

$M_{tu}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
12,22	0,031	Oui	0	0,039	18,6	Oui	10‰	435	1,51

b.1.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}\{1,56 \text{ cm}^2 ; 1,51 \text{ cm}^2\} = 1,56 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T10 ($A_s = 2,36 \text{ cm}^2$)

b.2. Ferrailage sur appuis :

On a : $M_{au}^{max} = 9,43 \text{ kNm} < M_{tab} = 90,61 \text{ kNm}$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 \times h$) en flexion simple.

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

$M_{au}(kNm)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
9.43	0,129	Oui	0	0,173	17.59	oui	10‰	435	1.23

b.2.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,29cm^2$$

$$A_s = 1,23cm^2 > A_s^{min} = 0,29cm^2$$

Choix : 1T10+1T12 ($A_s = 1.92cm^2$)

c. Vérifications :

c.1. Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{max} = 17.65kN$.

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

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} = 4MPa \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0d} = 0,778MPa < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis :

• **Appuis de rives :**

- **Vérification de la compression du béton [1] :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 15.01kN$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{15.01 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,735MPa < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales [1] :**

$$A_s = 1.92cm^2 \geq \frac{T_u}{f_e \gamma_s} = 0,35cm^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **Appuis intermédiaires :**

- **Vérification de la contrainte de compression [1] :**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{max}}{0,9b_0d} = \frac{17.65 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,865MPa < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales [1] :**

$$A_s = 1.92cm^2 \geq \frac{T_u^{max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

c.2. Vérification à l'E.L.S :

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

c.2.1. Vérification des contraintes du béton [1] :

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

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

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

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18MPa$

Détermination de l'axe neutre :

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

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

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b=65cm(travée)$; $b_0=12cm(appuis)$; $c=c'=2cm$

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

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

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

qui suivent :

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

Tableau.III.3 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$A'_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	Vérification
Travée	8.74	2,36	1,13	4.41	10738.37	3,59	Vérifiée
Appuis	6.75	1.92	2,36	3.47	7838.62	2.99	Vérifiée

c.2.2. Vérification de la flèche :

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

Les conditions à vérifier : [3]

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

Avec :

$h=21cm ; b_0=12cm ; d=18,9cm ; L=4,60m ; M_{tser}=8.74kNm ; A_s=2,36cm^2 ; f_e=500MPa.$

Alors:

- $\frac{h}{L} = 0,0457 < 0,0625.....nonvérifiée$
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0104 > 0,0084.....nonvérifiée$
- $\frac{h}{L} = 0,0457 < 0,064.....nonvérifiée$

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

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [1].

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,92cm \quad (L < 5m)$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre « y_1 » [1] :

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 » [1] :

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs [3] :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau.III.4 : Récapitulatif du calcul de la flèche

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
8.47	2,36	$\frac{11.2}{9}$	0,010	195,95	4.7	1,88	0,59	37123.12	10823.07	17600.57

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 34179.56 \text{MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 11393.19 \text{MPa}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 0,49 \text{cm} \quad (L = 4,6 \text{m})$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 0,89 \text{cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,4 \text{cm} < \bar{f} = 0,92 \text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

d. Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa)

- **«BAEL 91 modifié 99» [1] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij} K}{0,8 fe} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{cm}) \\ \bullet \frac{A_t fe}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- **« RPA 99 version 2003 » [2] :**

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

Avec :

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

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \text{Min}(0,6\text{cm} ; 1\text{cm} ; 1,2\text{cm}) = 0,6\text{cm}$$

On adopte : $\phi_l = 6\text{mm}$

Donc :

- **« BAEL 91 modifié 99 » [1] :**

- $$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 8,94.10^{-3} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 17,01\text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 1,2.10^{-2} \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **« RPA 99 version 2003 » [2] :**

- $$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 5,25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zonenodale} \\ \bullet S_t \leq 10,50\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Choix des armatures :

On adopte : $A_t = 2\phi_6 = 0,57\text{cm}^2$

Choix des espacements :

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

- Donc :
- $$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zonenodale} \\ S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

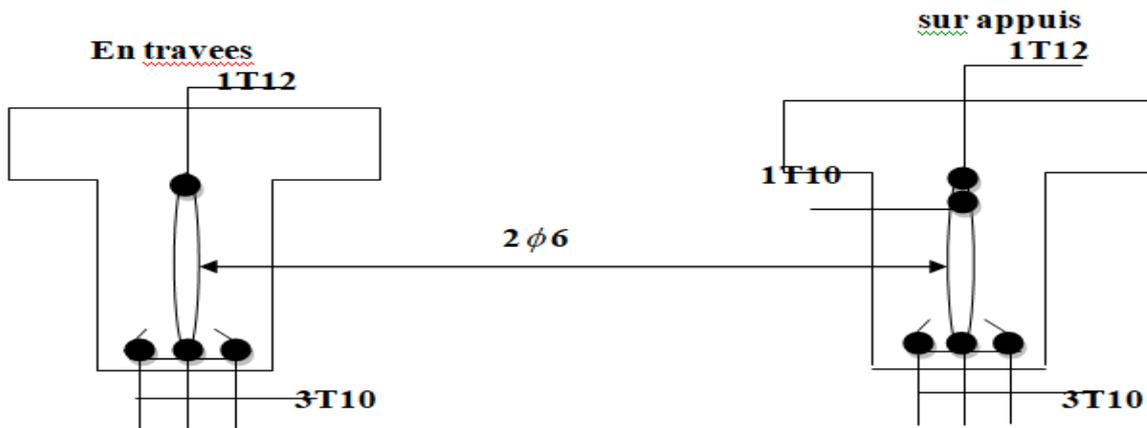


Figure.III.6 : Disposition constructive des armatures des poutrelles

e. Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{fe} & (L_1 \text{ en cm}) \\ L_1 \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{fe} \end{cases}$$

Avec :

L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1=65\text{cm}$)

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$Fe=520\text{MPa}$ (quadrillage de TS.TIE520 $\rightarrow \varnothing \leq 6\text{mm}$)

On a : $L=65\text{cm}$

Donc on obtient : $A_1=0,5\text{cm}^2/\text{ml}$

On prend : $6T5=1,18\text{cm}^2$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

Armatures de répartitions :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,49\text{cm}^2$$

Soit : $6T5=1,18\text{cm}^2 \rightarrow S_t=20\text{cm}$

Conclusion :

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20cm et armatures T8 suivant les deux sens qui est plus utilisable.

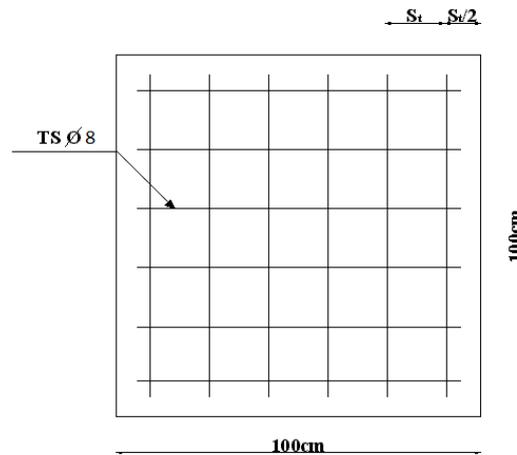


Figure III.7 : Disposition constructive des armatures de la table de compression

III.3. PLANCHER EN DALLE PLEINE

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis. Des dalles pleines en porte à faux (console) existent aussi.

Dans notre structure, on a des dalles pleines :

- sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis, pour le calcul on choisi la dalle la plus sollicitée.

III.3.1. DALLE

III.3.1.1. EVALUATION DES CHARGES

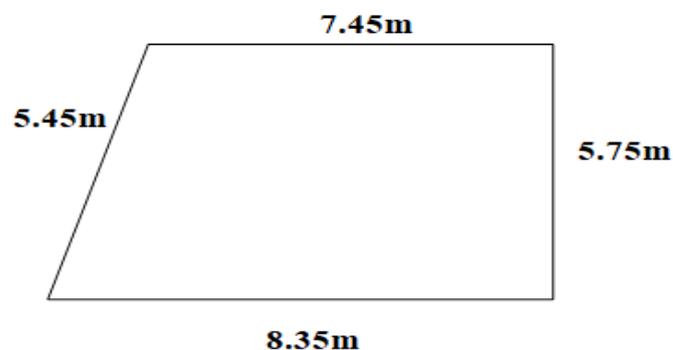


Figure III.8. la dalle la plus sollicitée

$$G=7,54kN/m^2, Q=2,5kN/m^2.$$

ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 13,93 \text{ kN/m}^2$$

ELS :

$$q_{ser} = G + Q = 10,04 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,75}{8,35} = 0,69 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

III.3.1.2. CALCUL DES MOMENTS

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires [1].

$$\rho = 0,69 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0697 \\ \mu_y = 0,4181 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 32,1 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 13,42 \text{ kNm}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 24,08 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 11,41 \text{ kNm}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = -0,50 \times M_x = -16,05 \text{ (kN.m)}$$

$$M_{ay} = -0,30 \times M_x = -9,63 \text{ (kN.m)}$$

III.3.1.3. FERRAILLAGE DE LA DALLE

$b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9h = 18 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ; \sigma_s = 435 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.5 : Ferrailage de la dalle pleine

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	24,08	0,044	0	0,056	17,59	3,15	5T10	3,93	25
	y-y	11,41	0,021	0	0,027	17,8	1,48	4T10	3,14	33
Appuis	x-x	16,05	0,029	0	0,037	17,73	2,09	4T10	3,14	33
	y-y	9,63	0,02	0	0,025	17,82	1,24	4T10	3,14	33

Espacement :

Travée :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(3h;33cm) = 33cm \dots\dots\dots Vérifier$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{3} = 33cm < Min(4h;45cm) = 45cm \dots\dots\dots Vérifier$

Appuis :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{3} = 33cm < Min(3h;33cm) = 33cm \dots\dots\dots Vérifier$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{3} = 33cm < Min(4h;45cm) = 45cm \dots\dots\dots Vérifier$

III.3.1.4. CONDITION DE NON FRAGILITÉ

On a : $12cm \leq e \leq 30cm$
 $h=e=20cm ; b=100cm$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,85cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,6cm^2 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0,8\%_{00} \text{ pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,69 \end{cases}$

Travée :

- Sens x-x : $A_x = 3,93cm^2 > A_s^{min} = 1,85cm^2 \dots\dots\dots Vérifiée$
- Sens y-y : $A_y = 3,14cm^2 > A_s^{min} = 1,6cm^2 \dots\dots\dots Vérifiée$

Appuis :

- Sens x-x : $A_x = 3,14cm^2 > A_s^{min} = 1,85cm^2 \dots\dots\dots Vérifiée$
- Sens y-y : $A_y = 3,14cm^2 > A_s^{min} = 1,6cm^2 \dots\dots\dots Vérifiée$

III.3.1.5. CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,5MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{13,93 \times 5,75 \times 8,35}{2 \times 5,75 + 8,35} = 33,69 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 26,7 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 33,69 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{33,69 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0,187 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

III.3.1.6. VÉRIFICATION À L'ELS

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,69 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0755 \\ \mu_y = 0,5704 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 25,06 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 14,29 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_x = 18,8 \text{ kNm} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 12,15 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax} = 0,5 M_x = 12,53 \text{ kNm} \\ M_{ay} = 0,3 M_x = 7,52 \text{ kNm} \end{cases}$$

b. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

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

y : position de l'axe neutre, déterminée par l'équation suivante :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} - 15 A_z (d - y) + 15 \hat{A}_z (y - \hat{d}) = 0$$

I : moment d'inertie, donné par :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_z (d - y)^2 + \hat{A}_z (y - \hat{d})^2]$$

Acier : nous devons vérifier que :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) \right) \text{ fissuration prejudiciable}$$

$$\Rightarrow \boxed{\bar{\sigma}_s = 250 \text{ Mpa}}$$

Avec :

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

Les résultats trouvés sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : Vérification des contraintes à l'ELS

		Sens	Y(cm)	I(cm ⁴)						
Travée		x-x	4.05	13686.16						
		y-y	3.67	11319.63						
Appuis		x-x	3.67	11319.63						
		y-y	3.67	11319.63						

	Sens	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	VI.1.4 BS	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	OBS
Travée	x-x	18.8	3.93	5.56	15	OK	287.44	250	NO
	y-y	12.15	3.14	4.43	15	OK	230.15	250	OK
Appuis	x-x	12.53	3.14	4.57	15	OK	237.93	250	OK
	y-y	7.52	3.14	2.75	15	OK	142.97	250	OK

Correction de la contrainte d'acier :

On pose: $\sigma_s = \bar{\sigma}_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y) \rightarrow I = 15 \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s} \cdot (d - y)$

$$A_s = \left[I - \frac{b \times y^3}{3} - 15 \times A'_s (y - d') \right] \frac{1}{15(d-y)^2}$$

Tableau III-7 : Correction des contraintes d'acier à l'ELS

	Sens	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	x-x	18.8	4.63	6T10	4.71
	y-y	12.15	3.14	4T10	3.14
Appuis	x-x	12.53	3.14	4T10	3.14
	y-y	7.52	3.14	4T10	3.14

Vérification de la flèche :

Moment d'inertie de la section rectangulaire homogène I₀ :

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

Calcul des moments d'inerti fictifs :

$$f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \cdot E_i \cdot I f_i} ; \quad f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \cdot E_v \cdot I f_v}$$

Avec :

b=100cm ; h=20 cm ; d=0.9h= 18 cm ; A_s= 4.71 cm² ;

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L_x}{1000}$$

$$\Rightarrow \bar{f} = 1.05 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta_{f_{tot}} > \bar{f} \dots \dots \dots \text{YES}$$

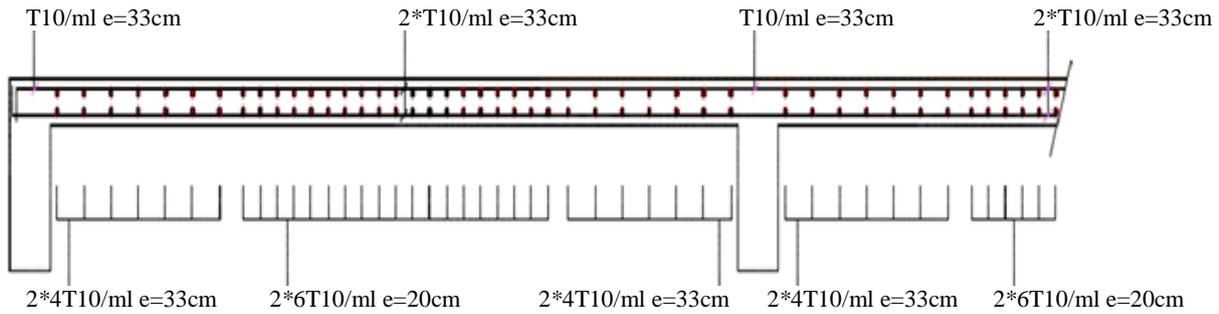


Figure.III.9 : ferrailage de la dalle pleine

III.4. ESCALIER

III.4.1. INTRODUCTION

Les escaliers sont des éléments constitués d’une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment. Notre bâtiment comporte un seul type d’escalier.

III.4.2. DEFINITION DES ÉLÉMENTS D’UN ESCALIER

On appelle « marche » la partie horizontale (*M*) des gradins constituant l’escalier, et « contre marche » la partie verticale (*C.M*) de ces gradins.

- h* : Hauteur de la marche.
- g* : Largeur de la marche.
- L* : Longueur horizontale de la paillasse.
- H* : Hauteur verticale de la paillasse.

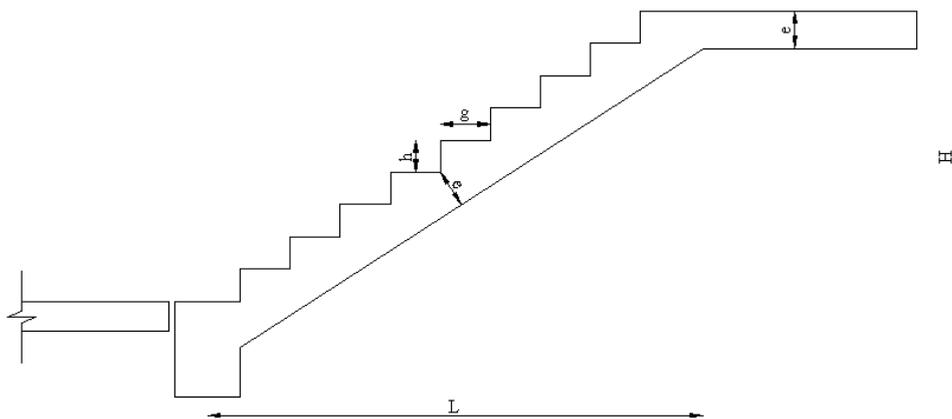


Figure .III.10 : Dimensions de l’escalier

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

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

- $2h+g=64$ (1)
- $n \times h = H$ (2)
- $(n-1)g=L$ (3)

Avec :

n : Le nombre des contre marches

$(n-1)$: Le nombre des marches

Dans notre structure on a un escalier balancé.

On prend :

- le nombre de contre marches $n=14$

- le nombre des marches $n-1=13$

Alors :

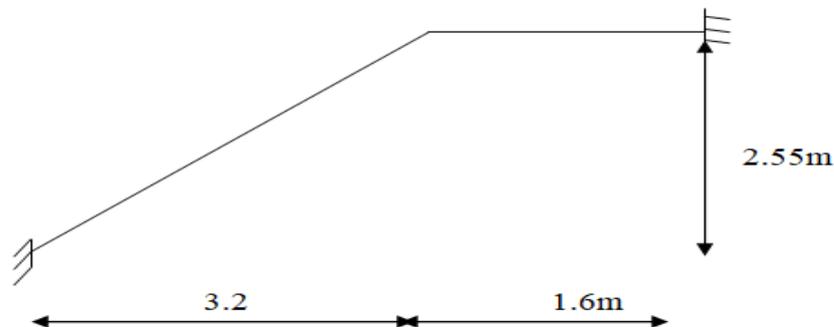
$$h = \frac{H}{n} = \frac{2.55}{14} = 0,184m = 18.5cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 0,24m = 25cm$$

Vérification de l'équation de "BLONDEL" :

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)cm \\ (16 \leq h \leq 20)cm \\ (22 \leq g \leq 33)cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 62cm \\ h = 18.5cm \\ g = 25cm \end{cases} \quad \text{vérifiée}$$

1^{er} Paillasse :



a. Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \quad \Rightarrow \quad 18.9cm \leq e \leq 28.4cm$$

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,6 = \sqrt{(3.2)^2 + (2.55)^2} + 1,6 = 5.69m$$

On prend donc l'épaisseur $e=20 cm$

N.B :

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

b. Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{255}{3.2} = 0,796 \Rightarrow \alpha = 38.55^\circ$$

III.4.3. EVALUATION DES CHARGES

a. Palier :

a. 1. Charges permanentes :

- Carrelage ($e=2\text{cm}$)	0,44KN/m ²
- Lit de sable ($e=2\text{cm}$)	0,4KN/m ²
- Dalle pleine ($e=20\text{cm}$)	5.00KN/m ²
- Enduit en ciment ($e=2\text{cm}$)	0.36KN/m ²
	$G_1=6,20\text{KN/m}^2$

a. 2. Charge d'exploitation :

$$Q_1=2,50\text{KN/m}^2$$

b. Paillasse :

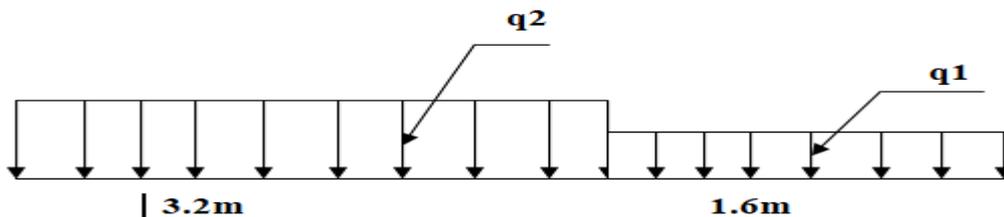
b. 1. Charges permanentes:

- Poids propre de la paillasse $\left(\frac{25 \times 0,20}{\cos 38.55}\right) =$	6.39KN/m ²
- Carrelage H et V ($e=2\text{cm}$)	0,88KN/m ²
- Mortier de pose H et V ($e=2\text{cm}, e=3\text{cm}$)	1,00KN/m ²
- Poids propre de la marche $\frac{25 \times 0,185}{2} =$	2,04KN/m ²
- Garde corps	1,00KN/m ²
- Enduit en ciment ($e=2\text{cm}$)	0,36KN/m ²
	$G_2=11.67\text{KN/m}^2$

b. 2. Charge d'exploitation :

$$Q_2=2,50\text{KN/m}^2$$

III.4.4. SCHÉMA STATIQUE



III.4.5. COMBINAISON DES CHARGES

E.L.U :

$$q_{u1}=1,35G_1+1,5Q_1$$

$$q_{u2}=1,35G_2+1,5Q_2$$

E.L.S :

$$q_{ser1} = G_1 + Q_1$$

$$q_{ser2} = G_2 + Q_2$$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

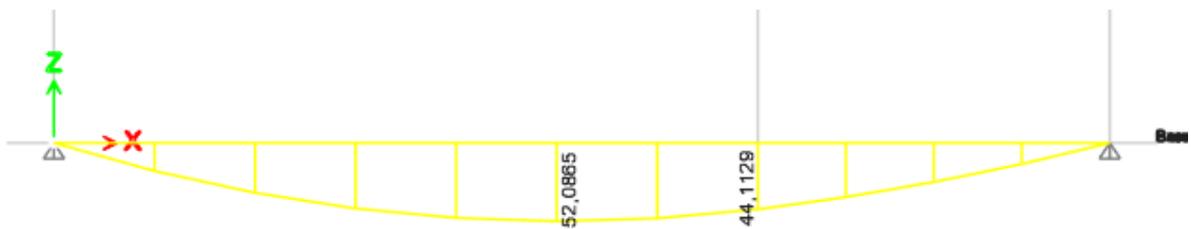
Tableau III.8 : Charge à l'ELU et l'ELS

	q_1 (KN/ml)	q_2 (KN/ml)
<i>ELU</i>	12,12	19.5
<i>ELS</i>	8,70	14.17

III.4.6. DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES

- **Moment fléchissant :**

E.L.U :

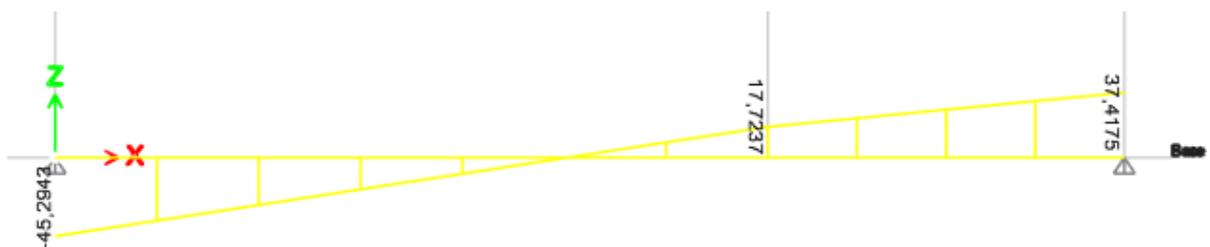


E.L.S :



- **Effort tranchant :**

E.L.U :



E.L.S :



Notre escalier est semi-encastré à deux extrémités

$$M_u^{\max} = 52.08 \text{ kNm} \text{ et } T_u^{\max} = 45.29 \text{ KN}$$

$$M_{tu} = 0,85 M_u^{\max} = 44.27 \text{ kNm}$$

$$M_{au} = 0,5 M_u^{\max} = 26.04 \text{ kNm}$$

III.4.7. CALCUL DES ARMATURES

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $(b \times h)$
Tel que : $b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$
- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur
(organigramme I, voir annexe)

$$f_{c28} = 30\text{MPa} ; f_{bc} = 14,17\text{MPa} ; f_{t28} = 2,4\text{MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=18$$

$$\sigma_s = 435\text{MPa} ; \gamma_s = 1,15 ; f_e = 500\text{MPa}$$

Tableau III.9 : Ferrailage de l'escalier

	M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
Travée	44.27	0.08	Oui	0	0.104	17,25	5.89	6T12	6,79
Appuis	26.04	0.047	Oui	0	0.06	17,56	3.41	5T10	3.93

Espacement :

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

On prend : $esp=20\text{cm}$

- **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{4} = 25\text{cm}$

On prend : $esp=25\text{cm}$

Armature de répartition :

- **En travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,698\text{cm}^2 / ml \leq A_r \leq 3.395\text{cm}^2 / ml$

Le choix est de 5T10=3.93cm² avec $S_t=25\text{cm}$

- **Sur appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,983\text{cm}^2 / ml \leq A_r \leq 1,965\text{cm}^2 / ml$

Le choix est de 4T10=3.14cm² avec $S_t=33\text{cm}$

III.4.8. VÉRIFICATIONS

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,98cm^2$$

En travée : $A_s = 6,79cm^2 > A_s^{\min} = 2,28cm^2$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 3,93cm^2 > A_s^{\min} = 2,28cm^2$ vérifiée

b. Effort tranchant :

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right) = 4MPa \dots\dots\dots(Fissuration peu nuisible)$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{45,29 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,25MPa < \bar{\tau}_u = 4MPa \dots\dots\dotsvérifiée$$

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

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

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

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

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 45,29.10^3 - \frac{52,08.10^6}{0,9 \times 180} = -276,2KN < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

▪ **Vérification des armatures transversales :**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,25MPa < 0,05f_{c28} = 1,5MPa \dots\dots\dotsvérifiée$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c. Vérification à l'E.L.S :

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

c. 1. Vérification des contraintes du béton :

- Position de l'axe neutre :

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

- Moment d'inertie :

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

Avec :

$$n=15 ; c'=2cm ; d=18cm ; b=100cm ; A'_s=0$$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18MPa$$

$$M_{ser}^{max} = 37.78kNm \text{ et } T_{ser}^{max} = 32,88 KN$$

$$M_{t,ser} = 0,85 M_{ser}^{max} = 31.11kNm$$

$$M_{a,ser} = 0,5 M_{ser}^{max} = 18.89kNm$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau III.10 : Vérification à l'E.L.S

	$M_{ser}(KNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	31.11	6.79	5.12	21370.27	7,45	Vérifiée
Appui	18.89	3,93	4.06	13686.16	5.6	Vérifiée

c. 2. Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{569} = 0,0352 \geq 0,0625 \text{ non vérifiée} \\ \frac{6.79}{100 \times 18} = 0,00348 \leq 0,0105 \text{ vérifiée} \\ 0,0352 \geq \frac{1}{10} = 0,082 \text{ non vérifiée} \end{array} \right.$$

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

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [1].

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

• **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \text{ Moment d'inertie fictifs.}$$

Avec :

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

$E_i=34179.56MPa$; $E_v=11393.19MPa$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

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

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
31.11	6.79	0,0038	254.5	6.32	2,53	0,33	73185.07	26090.09	39885.05

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 1.13cm \\ f_v = 2.22cm \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 1.09cm$$

Donc : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{569}{500} = 1.14cm$

$\Rightarrow \Delta f_T = 1.09cm < \bar{f} = 1.14cm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

2^{ème} Paillasse :

On a escalier symétrie alors les mêmes calculs et le même ferrailage

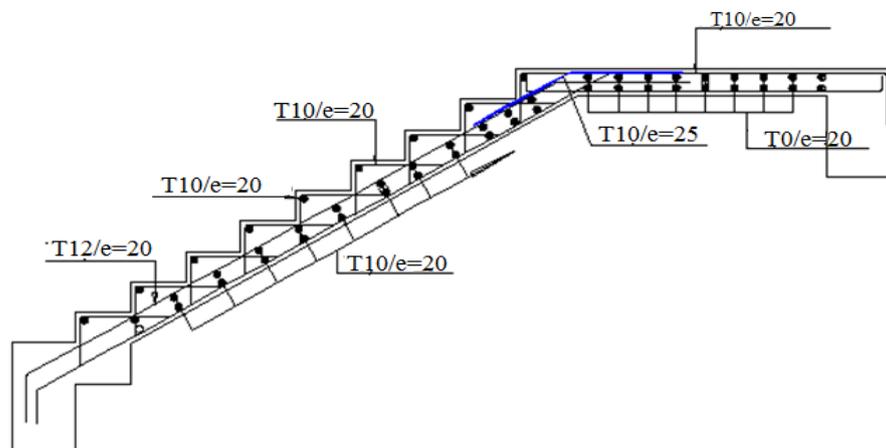


Figure .III.11 : Ferrailage de l'escalier

III.5. BALCON

III.5.1.1. INTRODUCTION

Le balcon se calcule comme une console soumise à :

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du mur extérieur.
- Dalle à un appui, assimilée à une console de portée $1,45m$

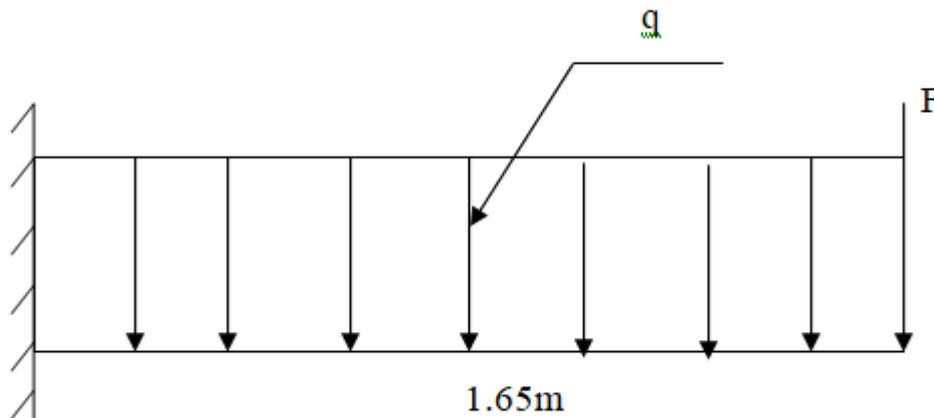
Le calcul se fait pour une bande de $1m$.

III.5.1.2. EVALUATION DES CHARGES

- Charge permanente: $G=6,36kN/m^2$
- Charge d'exploitation: $Q=3,50kN/m^2$
- Charge concentrée "F": (Poids du mur)

- Mur: $G=1,46kN/m^2$
- Hauteur du mur: $h=1,2m$
 $F=1,46 \times 1,2 \times 1 = 1,75kN$

III.5.1.3. SCHÉMA STATIQUE



III.5.1.4. COMBINAISON DES CHARGES

Tableau.III.12 : Combinaison des charges

	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
$q(kN/ml)$	13.84	9.86
$F(kN)$	2,36	1,75

III.5.1.5. CALCUL DES EFFORTS INTERNES

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

- **Moment fléchissant:** $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx\right)$
- **Effort tranchant:** $T(x) = (qx + F)$

Tableau.III.13 : Calcul des efforts internes

	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
<i>M (kNm)</i>	-17.97	-12.9
<i>T (kN)</i>	22.43	16.05

Diagramme des efforts internes:

E.L.U:



E.L.S:



Figure .III.12 : Diagramme des efforts internes

III.1.1.6. CALCUL DE FERRAILLAGE

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m.
 $f_{c28}=30MPa$; $f_{t28}=2,4MPa$; $\sigma_{bc}=17MPa$; $b=100cm$; $h=20cm$; $d=18cm$; $f_e=500MPa$

Tableau.III.14: Ferrailage du balcon

$M_u(kNm)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A'_s(cm^2)$	A	$Z(cm)$	$A^{cal}_s(cm^2)$	Choix	$A^{adp}_s(cm^2)$	Esp(cm)
17.97	0,033	Oui	0	0,042	17.69	2,33	6T10	4.71	20

*** Espacement:**

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} (3h; 33cm) \dots\dots\dots \text{pour une charge répartie} \\ (2h; 22cm) \dots\dots\dots \text{pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 33cm \\ 22cm \end{cases} \Rightarrow S_t = 20cm \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

*** Armatures de répartitions:**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.78cm^2 \leq A_r \leq 2.36cm^2$$

Le choix est de: $4T8/ml = 2,01cm^2$ avec: $S_t = 33cm$

III.5.1.7. VÉRIFICATIONS

a. Condition de non fragilité:

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

$$A_s = 4,71cm^2 > A_s^{\min} = 1,98cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Vérification de l'effort tranchant:

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

Avec:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 3MPa \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{22,43.10^3}{1000 \times 180} = 0,15MPa < \bar{\tau}_u = 3MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c. Vérification de l'E.L.S:

On considère que la fissuration est préjudiciable.

c.1. Vérification des contraintes:

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

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

- **Moment d'inertie "I":**

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

Avec: $n=15$; $c'=2cm$; $d=18,0cm$; $b=100cm$; $A'_s=0$

On doit vérifier que:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18MPa \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{f_{tj}}) \right) = 250MPa \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

Tableau.III.15: Vérification des contraintes du balcon

$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
12.9	4.71	0.19	22410.13	0.11	vérifiée	153.78	vérifiée

c.2. Vérification de la flèche [3]:

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{15}{126} = 0,119 > 0,0625 \dots \dots \dots$ vérifiée
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{4.71}{100 \times 18} = 0,0026 < 0,0084 \dots \dots \dots$ vérifiée
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,119 \geq 0,1 \dots \dots \dots$ vérifiée

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

b. Vérification à la torsion:

La poutre est une section pleine qui doit être assimilée à une section creuse (d'après le formulaire de béton armé [3]) d'une épaisseur de paroi égale à "b₀" :

$$b_0 = \frac{a}{6} = \frac{70}{6} = 11,67cm$$

La contrainte tangente de torsion "τ_{ut}" doit être cumulée avec la contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant "τ_{uv}".

On doit vérifier: $\tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2 \leq \tau_{lim}^2$

Avec: $\tau_{ut} = \frac{T_u}{2\Omega b_0}$ (Contrainte de torsion)

$$\tau_{uv} = \frac{V_u}{bxh}$$
 (Contrainte de cisaillement)

$$\tau_{lim} = 5MPa$$
 (Contrainte limite)

Tel que:

T_u : Moment de torsion.

V_u : Effort tranchant.

Ω : Aire du contour à mi-épaisseur de la paroi.

b_0 : Epaisseur de la paroi.

b : Largeur de la poutre.

h : Hauteur de la poutre.

$$\Omega = (40 - 11,67) \times (70 - 11,67) = 1652,49 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{ut} = \frac{17,97 \cdot 10^6}{2 \times 0,1653 \cdot 10^6 \times 116,7} = 0,47 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uv} = \frac{22,43 \cdot 10^3}{400 \times 700} = 0,080 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2 = 0,23 \text{ MPa} < 25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

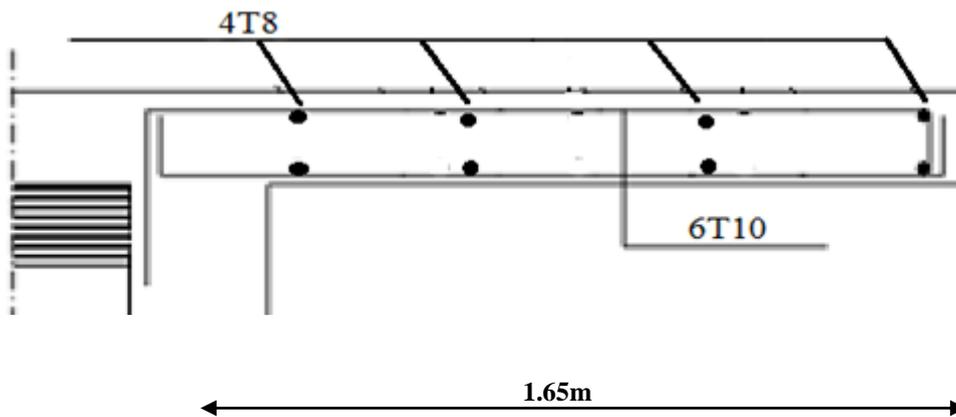
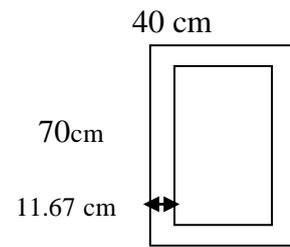


Figure .III.14 : Ferrailage du balcon

IV.1. INTRODUCTION

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

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismique consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

IV.2. ÉTUDE DYNAMIQUE

IV.2.1. INTRODUCTION

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.2.2. CARACTÉRISTIQUES DYNAMIQUES PROPRES

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Avec : $[M]$: Matrice de masse de la structure.

$[K]$: Matrice de rigidité de la structure.

$\{\ddot{x}\}$: Vecteur des accélérations relatives.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements relatifs.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\left\{ \ddot{x} \right\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \dots \dots \dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues "A_i". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω est nul c'est à dire :

$$\Delta_{\omega} = [K] - \omega^2 [M] = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée «**Equation caractéristique**».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω²).

Les (n) solutions (ω₁²; ω₂²;; ω_n²) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω₁ et il est appelé mode fondamental (ω₁ < ω₂ < ... < ω_n)

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre {A_i} ou forme modale (modale shape).

IV.3. MODÉLISATION DE LA STRUCTURE

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

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

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelques années et qui est à notre portée : il s'agit du **ETABS (version 17)** .

IV.3.1. MODÉLISATION DE LA RIGIDITÉ

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

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).
- * Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- * Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément coque (shell) à quatre nœuds (rectangulaire).

- Les planchers ne sont pas modéliser, cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan (donc indéformable).
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

IV.3.2. MODÉLISATION DE LA MASSE

- Pour la masse des planchers ; nous avons concentré en chaque nœud d'un panneau de dalle le $(1/4)$ de la masse de ce panneau. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été concentrée aux niveaux des nœuds qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été concentrée au niveau des quatre nœuds délimitant la cage d'escalier (par plancher).
- La masse de chaque balcon a été concentrée au niveau des deux nœuds de la poutre servant d'appui au balcon.

IV.4. RÉSULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE DU BLOC 1 :

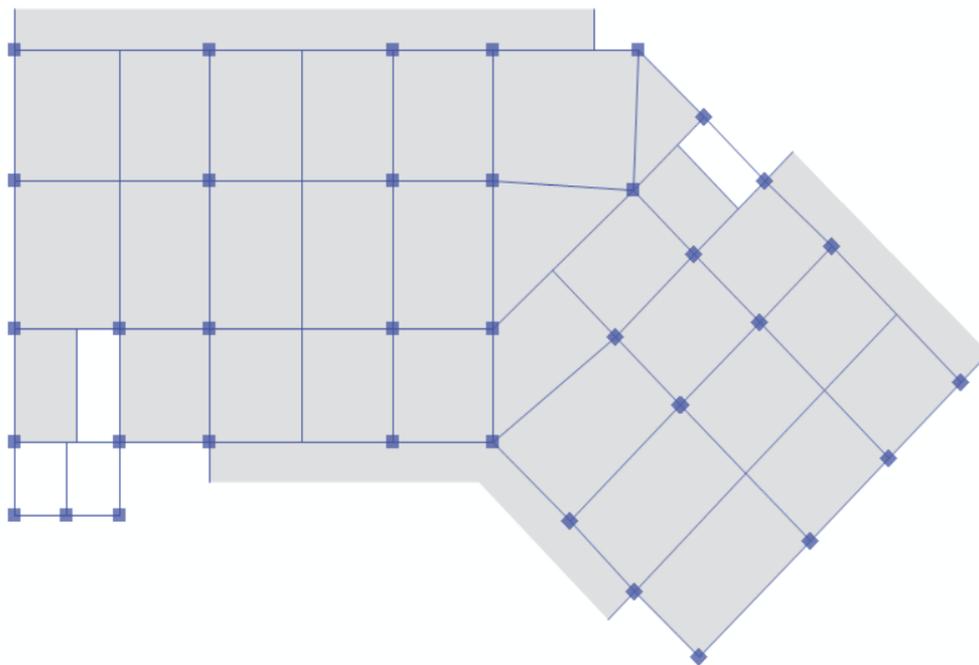


Figure IV.1 : Modèle initial

IV.4.1. LES RÉSULTATS A PARTIR DU FICHER DE SORTIE DE L'ETABS

Tableau.IV.1 :Période et facteurs de participation massique du modèle initial

Modes	Période(s)	Facteur de participation massique (%)					
		U_x	U_y	R_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣR_z
1	0.97	0.0715	0.6955	0,0559	0.0715	0.6955	0,0512
2	0.846	0.1073	0.0172	0,6901	0.1789	0.7127	0,746
3	0.803	0.6481	0.1105	0,0728	0.827	0.8232	0,8188
4	0.332	0.01	0.0952	0,0114	0.837	0.9184	0,8302
5	0.29	0.0125	0.0046	0,1024	0.8495	0.9229	0,9327
6	0.281	0.0956	0.0164	0,0037	0.945	0.9393	0,9363
7	0.193	0.0038	0.024	0,0063	0.9488	0.9633	0,9426
8	0.168	0.0017	0.0073	0,0246	0.9505	0.9706	0,9673
9	0.165	0.0244	0.001	0,0019	0.9749	0.9717	0,9692
10	0.136	0.0023	0.0083	0,0046	0.9772	0.98	0,9738
11	0.122	0.0055	0.0036	0,0004	0.9826	0.9836	0,9741
12	0.116	0.0035	0.0002	0,0088	0.9862	0.9838	0,9829

Remarque :

Les résultats du tableau précédent correspondant à la structure initiale comportant uniquement les portiques.

IV.4.2. CONSTATATIONS

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : $T=0,97s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 6^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de rotation $\rightarrow R_z=0,6901 > (U_x; U_y)$
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à X-X

IV.4.3. INTERPRÉTATION

L'irrégularité en plan de la structure c'est traduite par une présence importante des modes de torsion.

IV.5. ÉTUDE SISMIQUE

IV.5.1. INTRODUCTION

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **ETABS 17** qui utilise une

approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basés sur le principe de la superposition modale.

IV.5.2. CHOIX DE LA MÉTHODE DE CALCUL

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le "RPA99 version 2003". Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

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

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié ne sont pas vérifiés (car la structure est irrégulière en plan avec une hauteur supérieur à 17m), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.5.3. DÉCOMPOSITION MODALE DES ÉQUATIONS DE MOUVEMENT

Soit un système structural linéaire, à masse concentrée ayant plusieurs degrés de liberté et dont la base repose sur plusieurs supports. Ce système est soumis à une excitation sismique de translation (dans une seule direction) de nature uniforme. Les équations couplées du mouvement peuvent s'écrire sous la forme matricielle suivante :

$$[M]\{\ddot{x}\} + [c]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{P(t)\}.....(7)$$

Si la structure étudiée est un bâtiment à plusieurs étages pour lequel les déplacements de la structure sont mesurés parallèlement au mouvement du sol alors $\{P(t)\}$ peut s'écrire :

$$\{P(t)\} = \{R\}^T [M] \ddot{U}_g(t).....(8)$$

Où :

$\ddot{U}_g(t)$: Est l'accélération du sol.

$\{R\}$: Est un vecteur colonne unitaire.

$[M], [c]$ et $[K]$: Sont les matrices masse, amortissement et rigidité respectivement.

$\{\ddot{x}\}, \{\dot{x}\}$ et $\{x\}$: Sont les vecteurs accélérations absolues, vitesses et déplacements relatifs respectivement.

L'équation (7) représente un système d'équations différentielles couplées. Elle peut être résolue directement par l'intégration directe des équations couplées. Cependant lors de l'analyse de la réponse sismique des structures linéaires, il semble plus efficace de transformer le système d'équation en un système de coordonnées normales en vue de découpler les équations différentielles du mouvement.

En effet, pratiquement, il a été démontré que ce type d'excitation de support tend à exciter particulièrement les quelques premiers modes de vibration. Subséquemment, une approximation satisfaisante de la réponse sismique de système ayant un nombre élevé de degré de liberté peut être obtenue en excluant de l'analyse modale un certain nombre de modes.

Il est donc certain que la technique de superposition modale reste un moyen performant permettant d'approcher au mieux les solutions du système d'équation différentielles données par (7).

Elle nécessite l'introduction de la transformation suivante :

$$\{x\} = [\phi]\{y\} \dots \dots \dots (9)$$

Où :

$[\phi]$: Est la matrice de transformation et $\{y\}$ est identique au vecteur des coordonnées normales. Dans ce cas la substitution de l'équation (9) dans l'équation (7) et la pré multiplication par $[\phi]^T$ permet d'écrire :

$$([\phi]^T [M [\phi]])\{\ddot{y}\} + ([\phi]^T [c [\phi]])\{\dot{y}\} + ([\phi]^T [K [\phi]])\{y\} = -[\phi]^T \{R\}^T [M] \ddot{U}_g(t)$$

Supposons à présent que la structure est amortie de manière classique cette hypothèse permet de découpler les équations de mouvement en une série d'équations modales indépendantes et cela en utilisant les vecteurs et valeurs propres réels correspondants au système non amorti. L'application des propriétés d'orthogonalité permet alors d'écrire :

$$\ddot{Y}_K + (2\xi_K W_K) \dot{Y}_K + W_K^2 Y_K = -\gamma_K \ddot{U}_g(t) \dots \dots \dots (10)$$

Où :

Y_K : Est la K ème coordonné modale.

ξ_K : Est le facteur d'amortissement modale donné par : $2\xi_K W_K = \frac{\{\phi\}_K^T [c] \{\phi\}_K}{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K}$

W_K : Est la fréquence angulaire propre (modale) donnée par : $W_K^2 = \frac{\{\phi\}_K^T [K] \{\phi\}_K}{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K}$

γ_K : Est le facteur de participation du mode K est donné par :

$$\gamma_K = \frac{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K \{R\}}{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K} = \frac{L_K}{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K} = \frac{L_K}{M_K}$$

La définition de L_K est analogue à celle de γ_K .

$\{\phi\}_K$: Est le vecteur propre du K ème mode de vibration.

L'équation (10) est analogue à l'équation d'équilibre gouvernante d'un oscillateur à un degré de liberté. Sa résolution peut se faire soit par intégration numérique (intégral de Duhamel), ce qui nécessite la connaissance de l'exacte évolution temporelle du chargement $\ddot{U}_g(t)$, soit par la méthode du spectre de réponse, ce qui implique la connaissance du spectre de réponse de l'excitation mais qui fournit uniquement la réponse modale maximale, c'est à dire, $\max(Y_K)$. Dans notre cas l'excitation sismique est définie par son spectre de réponse.

IV.5.4. DÉTERMINATION DE LA RÉPONSE PHYSIQUYE

En effet, les réponses modales maximales représentent les ordonnées du spectre de réponse caractérisant un mouvement sismique donné. De ce fait, pour chaque mode individuel de la structure, la réponse maximale peut être obtenue directement par simple lecture à partir du spectre de réponse, ce qui s'écrit par exemple pour le vecteur déplacement relatif maximum associé au mode " K " comme suit :

$$\{X_K, \max\} = \{\phi\}_K \gamma_K S_d(\xi_K, \xi_K)$$

Où : $S_d(\xi_K, \xi_K)$: Représente le déplacement spectrale correspondant à l'amortissement et à la période duième mode de vibration.

Par ailleurs, la réponse physique (par opposition à modale) maximale de la structure ne peut être approchée par simple addition des réponses modales maximales, car ces derniers ne sont pas nécessairement toutes atteints au même instant. Par conséquent, la superposition (S.A.V sum of absolute values) des réponses modales (maximales) fournit incontestablement une limite supérieure de la réponse et de manière générale sur estime le maximum escompté de manière significative. Il apparaît donc plus raisonnable, de combiner de manière judicieuse les réponses modales. La plus simple des méthodes de combinaison modale fréquemment utilisée est sans doute, La S.R.S.S (square root of sum of square).

Par exemple pour le vecteur déplacement, elle s'écrit :

$$\{x\}_{\max} = \sqrt{\{x_1, \max\}^2 + \{x_2, \max\}^2 + \dots + \{x_n, \max\}^2} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \{x_i, \max\}^2}$$

Où : n : Représente le nombre de mode considéré dans l'analyse, alors que les termes sous la racine carrée représentent le carré des vecteurs déplacements relatifs maximum associé à chaque mode.

Néanmoins, la S.R.S.S bien que plus raffinée que la S.A.V, peut mener à une sous estimations de la réponse. Pour palier ses aspects négatifs d'autres règles de combinaisons plus élaborées ont été développés. Elles se basent sur la théorie des vibrations aléatoires et tiennent compte de l'inter corrélation modale par l'introduction dans la combinaison de coefficient de corrélation inters modaux. A titre d'exemple nous pouvons citer la règle de combinaison dite C.Q.C (complète quadratique combinaison) qui est justement utilisée par le **ETABS17** pour déterminer la réponse de la structure vis-à-vis d'une composante de l'excitation sismique.

Par ailleurs, pour la détermination de la réponse totale due à plusieurs composantes de l'excitation sismique (appliquées simultanément à la structure), le **ETABS17** combine les réponses sismiques individuelles (dû à chaque composante du séisme) selon la règle S.R.S.S.

IV.5.5. SPECTRE DE RÉPONSE

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

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

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

A : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

- L'ouvrage est du " groupe 2 " (bâtiment d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de **ORAN** (zone IIa).

Donc : $A=0,15$

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,8819$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique ($\xi=7\%$).

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

$R=5$ (portique auto stable sans remplissage en maçonnerie rigide. catégorie A.1.a).

T, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (site 3 : $T_1=0,15s$ et $T_2=0,5s$).

Q : Facteur de qualité ($Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q = 1,20$).

Tableau IV.2:facteur de qualité

Critère q	Observée (o/n)	Q // xx	Observée (o/n)	Q // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05	non	0.05
Régularité en plan	Non	0.05	non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.05	non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00	Oui	0.00
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00	Oui	0.00

$$Q//xx=1+(0.05+0.05+0.05+0.05+0+0)=1.20.$$

$$Q//yy=1+(0.05+0.05+0.05+0.05+0+0)=1.20.$$

La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des n modes utiles considérés dans le calcul de la réponse.

Une fois le spectre de réponse injecté dans les fichiers de données la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

IV.5.6. RÉSULTANTE DES FORCES SISMQUES DE CALCUL

L'une des $I^{\text{ères}}$ vérifications préconisées par le « **RPA99 version 2003** » est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

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

- **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

$$W = 7534.238 \text{ t} \quad (\text{calcul automatique}).$$

$$A = 0,15 \text{ (groupe 2, zone IIa)} ; Q = 1,20 ; R = 5$$

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

Plusieurs formules empirique pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le « **RPA99 version 2003** », nous choisirons la formules qui donne la plus petite valeur soit :

$$T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

Où :

h_N : La hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N

L : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

On a : $h_N=40.1m$

Selon x-x : $L_x = 41.3m \Rightarrow T_x = \min(0.797;0.56) = 0,56s$

Selon y-y : $L_y = 25.2m \Rightarrow T_y = \min(0.797;0.72) = 0,72s$

Or $\begin{cases} T_1 = 0,15s & (site3) \\ T_2 = 0,50s & (site3) \end{cases}$

Ce qui donne : $T_2 \leq (T_x \text{ et } T_y) < 3s \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$

$$D_x = 2,5(0,8819) \left(\frac{0,50}{0,56}\right)^{2/3} = 2,041$$

$$D_y = 2,5(0,8819) \left(\frac{0,50}{0,72}\right)^{2/3} = 1,731$$

On trouve :

$$V^x = \frac{0,15(2,041)(1,20)}{5} 75342.38 = 5534.54kN \Rightarrow 0,8V^x = 4427.63kN$$

$$V^y = \frac{0,15(1,731)(1,20)}{5} 75342.38 = 4694.24kN \Rightarrow 0,8V^y = 3755.39kN$$

D'après le fichier des résultats du **ETABS 17** on a : $\begin{cases} F_1 = V_t^x = 5314.72kN \\ F_2 = V_t^y = 3665.57kN \end{cases}$

Ce qui donne : $V_t^x > 0,8V^x$ et $V_t^y < 0,8V^y$

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 0,833 < 1 \\ r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,025 > 1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1 \\ r_y = 1,025 \end{cases}$$

Les déplacements utilisés dans la vérification qui suit seront multipliés soit par r_x soit par r_y (selon le cas).

IV.5.7. VÉRIFICATION DES DÉPLACEMENTS LATÉRAUX INTERS ÉTAGE

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10 du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01he$

Où : he représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ dans le sens $x-x$ (idem dans le sens $y-y$, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens $x-x$ (idem dans le sens $y-y$, δ_{eK}^y).

Données : $r_x=1$; $r_y=1,025$; $R=5$

Tableau IV.3: Vérification des déplacements inter étages avant renforcement (modèle initial)

Z(m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
6.1	3.346	3.32	16.73	16.600	16.73	16.60	51	Vérifiée
9.5	5.482	5.949	27.41	29.745	10.68	13.15	34	Vérifiée
12.9	7.487	8.52	37.435	42.600	10.03	12.86	34	Vérifiée
16.3	9.733	11.275	48.665	56.375	11.23	13.78	34	Vérifiée
19.7	11.824	13.888	59.12	69.440	10.46	13.07	34	Vérifiée
23.1	13.802	16.271	69.01	81.355	9.89	11.92	34	Vérifiée
26.5	15.807	18.518	79.035	92.590	10.03	11.24	34	Vérifiée
29.9	17.515	20.403	87.575	102.015	8.54	9.42	34	Vérifiée
33.3	18.875	21.877	94.375	109.385	6.80	7.37	34	Vérifiée
36.7	20.036	23.07	100.18	115.350	5.81	5.97	34	Vérifiée
40.1	20.554	23.963	102.77	119.815	2.59	4.47	34	Vérifiée

L'augmentation de la section des poteaux risque de réduire la surface exploitable de la structure, en revanche, l'ajout des voiles de contreventement est la solution inévitable dans notre cas vu que la hauteur du bâtiment dépassé les 8 mètres en zone IIa. Ce qui d'après le «**RPA99 version 2003**» rend nécessaire l'introduction des voiles dans le système de contreventement ; c'est donc cette deuxième solution qui sera retenue pour la suite de l'analyse. Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

IV.6. RENFORCEMENT DE L'OSSATURE DU BÂTIMENT

Les voiles de contreventement seront disposées de manière symétrique. Donc dans ce qui suit il faudra déterminer ; le nombre de voile nécessaire à rajouté et la position des voiles rajoutés.

Présentation des résultats :

a. Modèle 1 :

a.1. Dessin de disposition des voiles :

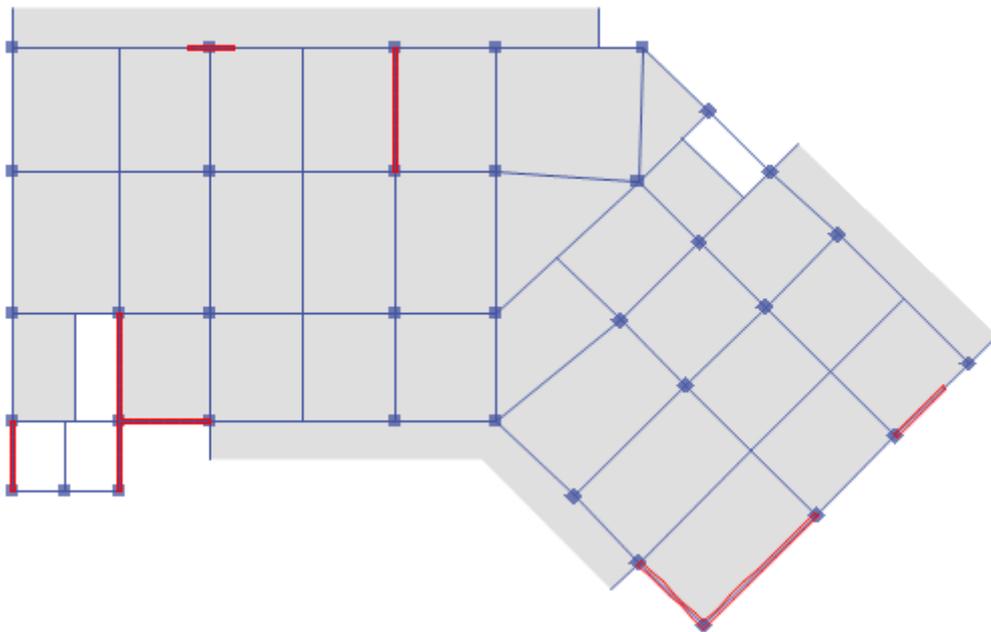


Figure IV.2 : Modèle du bloc 1

a.2. Caractéristiques dynamiques propres :

Tableau IV.4 : Période et facteurs de participation massique du modèle 1

Modes	Période(s)	Facteur de participation massique (%)					
		U_x	U_y	R_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣR_z
1	0.705	0.5684	0.0659	0,1586	0.5684	0.0659	0,1586
2	0.603	0.0283	0.642	0,0329	0.5966	0.7079	0,1914
3	0.449	0.1739	0.013	0,529	0.7705	0.7209	0,7204
4	0.234	0.1002	0.0059	0,0265	0.8707	0.7268	0,7469
5	0.184	0.0001	0.1123	0,0149	0.8708	0.8391	0,7618

6	0.144	0.0124	0.0221	0,0792	0.8832	0.8613	0,841
7	0.139	0.0487	0.0105	0,0034	0.9319	0.8718	0,8444
8	0.115	0.0025	0.056	0,0088	0.9343	0.9277	0,8532
9	0.101	0.0133	0.0001	0,0165	0.9477	0.9278	0,8697
10	0.093	0.0194	0.0001	0,0663	0.967	0.9279	0,936
11	0.073	0.0057	0.006	0,0004	0.9728	0.9339	0,9364
12	0.07	0.0041	0.0242	0,0016	0.9768	0.9581	0,938

a.3. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

$W=81456.9708t ; R=5 ; D_x=2.041 ; D_y=1.731 ; Q=1,20 ; A=0,15$

On a :

$$V^x = \frac{0,15(2.041)(1,20)}{5} 81456.9708 = 5983.7 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^x = 4786.9690 \text{ kN}$$

$$V^y = \frac{0,15(1.731)(1,20)}{5} 81456.9708 = 5075.2 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^y = 4060.1690 \text{ kN}$$

D'après le fichier des résultats du **ETABS17** on a :
$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 5269.1 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 4863.69 \text{ kN} \end{cases}$$

Ce qui donne : $V_t^x > 0,8V^x$ et $V_t^y > 0,8V^y$

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 0,908 < 1 \\ r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 0,835 < 1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1 \\ r_y = 1 \end{cases}$$

Données : $r_x=1 ; r_y=1 ; R=5$

IV.6.1. Calcul des déplacements :

Tableau IV.5 : Vérification des déplacements inter étages (modèle 1)

Z(m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
6.1	2.081	0.804	10.405	4.020	10.41	4.02	51	Vérifiée
9.5	3.87	1.763	19.35	8.815	8.95	4.80	34	Vérifiée
12.9	5.78	2.947	28.9	14.735	9.55	5.92	34	Vérifiée
16.3	7.909	4.33	39.545	21.650	10.65	6.92	34	Vérifiée
19.7	9.997	5.843	49.985	29.215	10.44	7.57	34	Vérifiée
23.1	11.958	7.423	59.79	37.115	9.81	7.90	34	Vérifiée
26.5	13.824	9.034	69.12	45.170	9.33	8.06	34	Vérifiée
29.9	15.452	10.622	77.26	53.110	8.14	7.94	34	Vérifiée
33.3	16.81	12.168	84.05	60.840	6.79	7.73	34	Vérifiée
36.7	17.922	13.896	89.61	69.480	5.56	8.64	34	Vérifiée
40.1	18.89	15.48	94.45	77.400	4.84	7.92	34	Vérifiée

a. Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T=0,705s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 2^{ème} mode est mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

b. Vérification de l'effort normal réduit : (Art. 7.4.3.1, RPA 99/version2003)

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Où :

- v: effort normal réduit
- N_d: effort normal de compression sous sollicitations accidentelles.
- B_c: section brute de l'élément.
- f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit

Etages	S _{poteaux}	N _d	v	V _{RPA}	Observations
RDC-2eme	75x75	4409.747	0,261	0,3	vérifiée
	70x70	4263.28	0,29	0,3	
3eme-5eme	60x60	2916.2	0,27	0,3	vérifiée
6eme-8eme	55x55	1623,1	0,179	0,3	vérifiée
9eme etage tec	50x50	890,87	0,119	0,3	vérifiée

c. Justification du coefficient de comportement:

Pour un système de contreventement de structure en portiques par des voiles en béton armé (structure 4a selon RPA99 version 2003) le coefficient de comportement dynamique R est pris égale à 5 ; néanmoins il y a lieu de vérifier que :

- Les voiles reprennent au plus 20 % des sollicitations dues aux charge verticales
- Les voiles reprennent la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales. tout fois, en zone sismique IIa, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

Tableau IV.7 : Distribution des efforts sur les voiles et le portique

	Effort à la base (KN)		
	Effort normal ELS(KN)	Effort tranchant E _x (KN)	Effort tranchant E _y (KN)
Voiles	18386.24	2791.50	3315.85
Poteaux	76423.32	2577.63	1501.67
Poteaux+ Voiles	94809.56	5266.87	4743.49

➤ **Efforts normal à ELS :**

- Voiles :

$$- V_{ELS} = \frac{E_{Voiles}}{E_{Totale}} = \frac{18386.24}{94809.56} = 0,1939 \Rightarrow 19.39\% < 20\% \dots\dots \text{vérifié.}$$

➤ **Effort tranchant :**

- Poteaux :

$$- V_{Ex} = \frac{E_{Poteaux}}{E_{Totale}} = \frac{2577.63}{5266.87} = 0,4894 \Rightarrow 48.94\% > 25\% \dots\dots \text{vérifié.}$$

$$- V_{Ey} = \frac{E_{Poteaux}}{E_{Totale}} = \frac{1501.67}{4743.49} = 0,3166 \Rightarrow 31.66\% < 25\% \dots\dots \text{vérifié.}$$

Constatations:

Les critères donnés par le **RPA99 version 2003** sont vérifiés d'où le choix de coefficient de comportement $R=5$, par ce que les voiles reprennent **moins** de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, alors on considère le système comme "un système de contreventement mixte portiques/voiles avec interaction".

IV.6.2. JUSTIFICATION VIS À VIS DE L'EFFET P-Δ

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

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003" [2]}$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "K".

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

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K"

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

h_K : Hauteur de l'étage "K"

- Si $0,10 < \theta_K \leq 0,20$, Les effets $P-\Delta$ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_K)}$
- Si $\theta_K > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec:

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \\ F_t = 0,07TV & \text{si } T > 0,7s \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants:

Tableau IV.8: Calcul de l'effort tranchant V_{Kx} et V_{Ky}

Niveaux	H (m)	V_{Kx} (kN)	V_{Ky} (kN)
RDC	5.10	5269.1062	4863.6885
1 ^{er}	3.40	5081.2739	4744.1555
2 ^{ème}	3.40	4814.618	4551.7391
3 ^{ème}	3.40	4481.6297	4291.0022
4 ^{ème}	3.40	4077.5468	3953.1888
5 ^{ème}	3.40	3595.0869	3519.8452
6 ^{ème}	3.40	3028.507	2993.2712
7 ^{ème}	3.40	2362.9158	2370.2172
8 ^{ème}	3.40	1584.198	1638.1411
ETAGE TECH	3.40	743.6319	872.5976
TERRASSE	3.40	284.4552	395.4926

Tableau IV.9: Calcul de θ_x et θ_y

Niveaux	P_K (kN)	$\Delta_x 10^{-3}$ (m)	$\Delta_y 10^{-3}$ (m)	V_{Kx} (kN)	V_{Ky} (kN)	h_K (m)	θ_x	θ_y	$\theta(x ; y) \leq 0,1$
RDC	81456.97	2.081	0.804	5269.1062	4863.6885	5.10	0.032	0.013	OK
1 ^{er}	71686.27	3.87	1.763	5081.2739	4744.1555	3.40	0.037	0.021	OK

2 ^{ème}	63114.33	5.78	2.947	4814.618	4551.7391	3.40	0.037	0.024	OK
3 ^{ème}	54542.38	7.909	4.33	4481.6297	4291.0022	3.40	0.038	0.026	OK
4 ^{ème}	46329.79	9.997	5.843	4077.5468	3953.1888	3.40	0.035	0.026	OK
5 ^{ème}	38117.2	11.958	7.423	3595.0869	3519.8452	3.40	0.031	0.025	OK
6 ^{ème}	29904.61	13.824	9.034	3028.507	2993.2712	3.40	0.027	0.024	OK
7 ^{ème}	21852.58	15.452	10.622	2362.9158	2370.2172	3.40	0.022	0.022	OK
8 ^{ème}	13800.55	16.81	12.168	1584.198	1638.1411	3.40	0.017	0.019	OK
Etage tec	5748.521	17.922	13.896	743.6319	872.5976	3.40	0.013	0.017	OK
terrasse	1919.558	18.89	15.48	284.4552	395.4926	3.40	0.010	0.011	OK

IV.7.RÉSULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE DU BLOC 2:

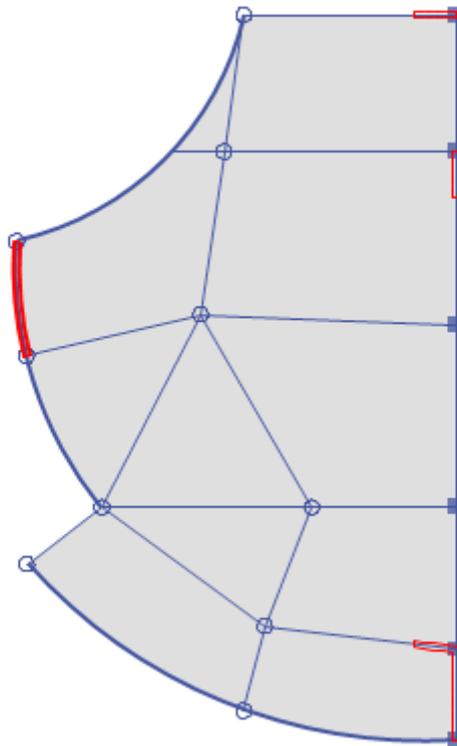


Figure IV.3 : Modèle du bloc 2

IV.7.1. LES RÉSULTATS A PARTIR DU FICHER DE SORTIE DE L'ETABS

Tableau.IV.10:Période et facteurs de participation massique du modèle

Modes	Période(s)	Facteur de participation massique (%)					
		U_x	U_y	R_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣR_z
1	0,275	0,9374	0,0111	0,0006	0,9374	0,0111	0,0006
2	0,145	0,011	0,742	0,1695	0,9484	0,7531	0,1701
3	0,128	0,0005	0,1659	0,7489	0,9489	0,919	0,919
4	0,066	0,0503	0,0006	0,00004381	0,9992	0,9196	0,919
5	0,036	0,0008	0,0778	0,0011	1	0,9975	0,9201
6	0,032	0,000001814	0,0024	0,0799	1	0,9999	1
7	0,009	0	0	0	1	0,9999	1
8	0,009	0	0	0,000003816	1	0,9999	1
9	0,008	0	0	0	1	0,9999	1
10	0,008	6,806E-07	0,000003886	0,00000316	1	0,9999	1

IV.7.2. CONSTATATIONS

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : $T=0,275s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 3^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation $\rightarrow R_z=0,7489 > (U_x; U_y)$
- **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

$W= 464.4 \text{ t}$ (calcul automatique).

$A=0,15$ (groupe 2, zone IIa) ; $Q=1,15$; $R=5$

Tableau IV.11 : Facteur de qualité.

Critère q	Observée (o/n)	Q // xx	Observée (o/n)	Q // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05	non	0.05
Régularité en plan	Non	0.05	non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0.00	Oui	0.00
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00	Oui	0.00
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00	Oui	0.00

$$Q//xx=1+(0.05+0.05+0.05+0.05+0+0)=1.15.$$

$$Q//yy=1+(0.05+0.05+0.05+0.05+0+0)=1.15.$$

$$T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

Où :

h_N : La hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N

L : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

On a : $h_N = 9.5m$

Selon x-x : $L_x = 14.38m \Rightarrow T_x = \min(0.23; 0.271) = 0,23s$

Selon y-y : $L_y = 23.96m \Rightarrow T_y = \min(0.17; 0.271) = 0,17s$

Or $\begin{cases} T_1 = 0,15s & (\text{site3}) \\ T_2 = 0,50s & (\text{site3}) \end{cases}$

Ce qui donne : $0 < (T_x \text{ et } T_y) < T_2 \Rightarrow D = 2,5\eta$

$$D_x = 2,5(0,8819) = 2,205$$

$$D_y = 2,5(0,8819) = 2,205$$

On trouve :

$$V^x = \frac{0,15(2,205)(1,15)}{5} 4643,8 = 353,25kN \Rightarrow 0,8V^x = 282,6kN$$

$$V^y = \frac{0,15(2,205)(1,15)}{5} 4643,8 = 353,25kN \Rightarrow 0,8V^y = 282,6kN$$

D'après le fichier des résultats du **ETABS 17** on a : $\begin{cases} F_1 = V_t^x = 541,33kN \\ F_2 = V_t^y = 488,6kN \end{cases}$

Ce qui donne : $V_t^x > 0,8V^x$ et $V_t^y > 0,8V^y$

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 0,522 < 1 \\ r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 0,58 < 1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1 \\ r_y = 1 \end{cases}$$

IV.7.3 VÉRIFICATION DES DÉPLACEMENTS LATÉRAUX INTERS ÉTAGE

Tableau IV.12 : Vérification des déplacements inter étages

Z(m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
6.1	1,73	0.837	8,65	4.185	8,65	4.19	51	Vérifiée
9.5	2,79	1.335	13,95	6.675	5,30	2.49	34	Vérifiée

a. Vérification de l'effort normal réduit : (Art. 7.4.3.1, RPA 99/version2003)

Tableau IV.13 : Vérification de l'effort normal réduit

Etages	S _{poteaux}	N _d	v	V _{RPA}	Observations
RDC.1er	50D	929,03	0,158	0,3	vérifiée
	50x50	468.17	0,062	0,3	

Conclusions:

- 1- On constate d'après le (tableauIV.8) que la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet $P-\Delta$.
- 2- Ce sont les éléments de la structure correspondant au modèle finale qui seront ferrillés dans les chapitres qui suivent.

V.1 Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91 modifié 99**, **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

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

- 1- Poteaux
- 2- Poutres
- 3- Voiles (étude comparative).

V.2 Ferraillage des poteaux :

V.2.1 Introduction :

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

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

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

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

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

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

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	30	17	1,15	500	435
Accidentelle	1,15	30	22,17	1	500	500

V.2.2 Combinaison d'action :

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

a- Selon CBA 93 :

Situation durable :

ELU : 1,35G + 1,5Q

ELS : G + Q

b- Selon RPA 99 :

Situation accidentelle : $\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$

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

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

V.2.3 Recommandation selon RPA99 version 2003 :

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique IIa, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :

$$0,8\% < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$0,8\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $40\varnothing$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

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

$A_s^{min} = 0,8\%B$ selon RPA99 version 2003

N.B : On utilise Le logiciel de **SOCOTEC** pour le ferraillage des sections et ce logiciel calculer le ferraillage selon l'équation de flexion composée

$$\boxed{N_U = M_U / e} \quad \text{tel que } \psi_1 = \frac{N_U}{b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}$$

a)-Ferraillage des poteaux

1. Situation durable :

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

Poteaux:

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

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

Niveaux	Section [cm^2]	N^{max} [kN]	M^{corr} [$kN.m$]	Sollicitation	A_s [cm^2]	A_s' [cm^2]	$A_{s,min}$ RPA
RDC => 2 ^{émé}	75x75	5920.1	23.32	SEC	0	0	45
	70x70	4401.87	56.43	SEC	0	0	39.2
3er => 5 ^{émé}	60x60	3891.98	49.55	SEC	0	0	28.8
6 ^{émé} => 8 ^{émé}	55x55	2130.18	57.85	SEC	0	0	24.2
9 ^{émé} => teras	50x50	992.03	67.76	SEC	0	0	20

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

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

Niveaux	Section [cm ²]	N^{corr} [kN]	M^{\max} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA
	70×70	3790,9	149,8	SEC	0	0	39.2
3er => 5 ^{émé}	60×60	1124,3	171,1	SPC	0	0	28.8
6 ^{émé} => 8 ^{émé}	55×55	592.99	174.67	SPC	1,58	0	24.2
9 ^{émé} => teras	50×50	345.42	218.94	SPC	7,91	0	20

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

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

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\min} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA
	70×70	464.18	8.45	SEC	0	0	39.2
3er => 5 ^{émé}	60×60	261.77	11.54	SEC	0	0	28.8
6 ^{émé} => 8 ^{émé}	55×55	123.79	5.15	SPC	0	0	24.2
9 ^{émé} => teras	50×50	22,02	47,17	SPC	0	0	20

d. Poteau circulaire :

Tableau V.5 : Ferraillages de poteau circulaire en situation durable.

Niveaux	Section [cm ²]	N [kN]	M [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA
(N^{\max} , M^{corr})	50D	1243,55	38,33	SEC	0	0	22,6
(M^{\max} , N^{corr})	50D	644,97	57,85	SEC	0	0	22,6
(N^{\min} , M^{corr})	50D	61,55	5,81	SEC	0	0	22,6

2. Situation accidentelle :

- Combinaison : G+Q+E

Poteaux :

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

Tableau V.6 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\max} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC => 2 ^{émé}	75×75	4345.71	65.41	SEC	0	0	45
	70×70	4306.25	60.04	SEC	0	0	39.2
3er => 5 ^{émé}	60×60	2884.01	42.08	SEC	0	0	28.8
6 ^{émé} => 8 ^{émé}	55×55	1606.54	26.88	SEC	0	0	24.2
9 ^{émé} => teras	50×50	904.98	92.57	SEC	0	0	20

b. (N^{corr} , M^{max})

Tableau V.7 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{corr} , M^{max}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{corr} [kN]	M^{max} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s,min}$ RPA
RDC => 2 ^{ème}	70×70	1950.00	309.2	SEC	0	0	39.2
3 ^{er} => 5 ^{ème}	60×60	2131.05	282.84	SEC	0	0	28.8
6 ^{ème} => 8 ^{ème}	55×55	897.36	243.82	SEC	0	0	24.2
9 ^{ème} => teras	50×50	205.48	198.72	SEC	3.92	0	20

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

Tableau V.8 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{min} , M^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{min} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s,min}$ RPA
RDC => 2 ^{ème}	75×75	2873,47	21,05	SEC	0	0	45
	70×70	1700.62	47.1	SEC	0	0	39.2
3 ^{er} => 5 ^{ème}	60×60	548.07	22.33	SEC	0	0	28.8
6 ^{ème} => 8 ^{ème}	55×55	90.02	13.27	SPC	0	0	24.2
9 ^{ème} => terras	50×50	54.3	20.67	SPC	0.36	0	20

d.Poteau circulaire :

Tableau V.9 : Ferraillages de poteau circulaire situation accidentelle

Niveaux	Section [cm ²]	N [kN]	M [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s,min}$ RPA
(N^{max} , M^{corr})	50D	909,23	75,41	SEC	0	0	22,6
(M^{max} , N^{corr})	50D	450,1	80,5	SPC	0	0	22,6
(N^{min} , M^{corr})	50D	156,88	2,3	SEC	0	0	22,6

- Combinaison : **0,8G+E**

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

Tableau V.10 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\max} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
RDC => 2 ^{éme}	75x75	2873,47	21,05	SEC	0	0	45
	70x70	3595.54	106.2	SEC	0	0	39.2
3er => 5 ^{éme}	60x60	2229.94	27.38	SEC	0	0	28.8
6 ^{éme} => 8 ^{éme}	55x55	1252.45	32.64	SEC	0	0	24.2
9 ^{éme} => teras	50x50	693.84	76.38	SPC	0	0	20

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

Tableau V.11 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{corr} , M^{\max}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{corr} [kN]	M^{\max} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
RDC => 2 ^{éme}	75x75	2873,47	21,05	SEC	0	0	45
	70x70	1058.31	299.85	SPC	4.2	0	39.2
3er => 5 ^{éme}	60x60	1117.46	259.14	SPC	1.53	0	28.8
6 ^{éme} => 8 ^{éme}	55x55	554.17	207.16	SPC	3.86	0	24.2
9 ^{éme} =>teras	50x50	135.19	156.18	SPC	5.49	0	20

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

Tableau V.12 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{\min} , M^{\max}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\min} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
RDC => 2 ^{éme}	75x75	2873,47	21,05	SEC	0	0	45
	70x70	1798.87	40.79	SEC	0	0	39.2
3er => 5 ^{éme}	60x60	610.46	19.25	SEC	0	0	28.8
6 ^{éme} => 8 ^{éme}	55x55	116.52	11.58	SPC	0	0	24.2
9 ^{éme} =>teras	50x50	65.19	22.02	SPC	0.3	0	20

d.Poteau circulaire :

Tableau V.13 : Ferraillages de poteau circulaire situation accidentelle

Niveaux	Section [cm ²]	N [kN]	M [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
(N^{\max} , M^{corr})	50D	571,76	62,32	SEC	0	0	22,6
(M^{\max} , N^{corr})	50D	571,76	62,32	SEC	0	0	22,6
(N^{\min} , M^{corr})	50D	170,94	11,4	SEC	0	0	22,6

V.2.4. Choix des armatures :

1)- choix de ferrailage des poteaux :

Tableau V.14 : Choix des armatures des poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (Z.R) (cm ²)	A _s ^{max} (Z.C) (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC => 2 ^{émé}	75×75	0	45	337.5	225	12T20+8T16	53,78
	70×70	7.24	39.2	294	196	12T20+4T16	45,78
3er => 5 ^{émé}	60×60	7.94	28.8	216	144	4T20+12T16	36,7
6 ^{émé} => 8 ^{émé}	55×55	3.86	24.2	181.5	121	16T16	32,17
9 ^{émé} => teras	50×50	7.89	20	150	100	12T16	24.13
RDC et 1er	50D	0	22,6	169.5	113	12T16	24.13

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

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

● Béton : σ_{bc} = 18 Mps

● Acier:

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

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

Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{1}{3} f_e, 110 \eta \right)$

Avec : η=1,5 pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc σ_s=250MPa.

➤ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

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

Tableau V.15 : Vérification des contraintes pour les poteaux (M^{corr}, N^{Max})

Niveaux	Sections (cm ²)	N _{ser} ^{max} (kN)	M _{ser} ^{corr} (kN.m)	Section	Sollicitati n	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ _{bc} sup (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérif icatio n
RDC => 2 ^{émé}	75×75	4283.86	16.79	47.5	SEC	76.6	250	8,99	18	OK
	70×70	3188.94	40.67	41.21	SEC	60.9	250	8,11	18	OK
3er => 5 ^{émé}	60×60	2817.65	35.77	32,68	SEC	70.9	250	9.91	18	OK
6 ^{émé} => 8 ^{émé}	55×55	1157.24	50.69	28.15	SEC	22.4	250	6,00	18	OK
9 ^{émé} => teras	50×50	702.81	49.32	24.13	SEC	4.85	250	5.39	18	OK
RDC et 1er	50D	899,26	27,33	24,13	SEC	23,3	250	4,63	18	OK

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

Tableau V.16 : Vérification des contraintes pour les poteaux ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser}^{\min} (kN)	$M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (kN.m)	Section	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa) sup	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC => 2 ^{ème}	75x7	667,41	10,61	47.5	SEC	10.9	250	1.5	18	OK
	70x7	347.38	6.36	41.21	SEC	6.31	250	0.91	18	OK
3er => 5 ^{ème}	60x60	196.01	8.43	32,68	SEC	3.41	250	0.83	18	OK
6 ^{ème} => 8 ^{ème}	55x55	92.82	3.8	28.15	SEC	2,02	250	0.59	18	OK
9 ^{ème} => teras	50x50	23.44	10.19	24.13	SPC	6.96	250	0,61	18	OK
RDC et 1 ^{er}	50D	44,9	8,73	24,13	SPC	2,66	250	0,52	18	OK

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

Tableau V.17 : Vérification des contraintes pour les poteaux ($N^{\text{corr}}, M^{\text{max}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	$N_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (kN)	$M_{\text{ser}}^{\text{max}}$ (kN.m)	Section	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa) sup	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC => 2 ^{ème}	75x75	2021,78	29	47.5	SEC	102,2	250	6,94	18	OK
	70x70	281.00	293.82	41.21	SPC	97.4	250	6.04	18	OK
3er => 5 ^{ème}	60x60	182.97	237.7	32,68	SPC	126.7	250	7.49	18	OK
6 ^{ème} => 8 ^{ème}	55x55	43.68	149.45	28.15	SPC	112.5	250	5.79	18	OK
9 ^{ème} => teras	50x50	251.21	159.04	24.13	SPC	124,5	250	9.02	18	OK
RDC et 1er	50D	131,4	41,3	24,13	SPC	20,8	250	2,23	18	OK

V.2 .6 Vérification De L'effort Tranchant :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b: la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\bar{\tau}_u$ égale à :

Selon le BAEL 91 : [1]

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

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10f_{c28}, 4MPa)$Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon RPA99 ver.2003 : [2]

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0,075$si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$si l'élancement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élancement du poteau $\left(\lambda = \frac{L_f \times \sqrt{12}}{a} \right)$

i : Rayon de giration.

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

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

➤ Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V.18 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	T _u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	τ_u^{BAEL} (MPa)	Vérification
RDC => 2 ^{émé}	70×70	164.17	0.37	17.66	0,075	2.25	3	OK
3 ^{er} => 5 ^{émé}	60×60	238.3	0.74	13.74	0,075	2.25	3	OK
6 ^{émé} => 8 ^{émé}	55×55	239.66	0.88	14.99	0,075	2.25	3	OK
9 ^{émé} => teras	50×50	142.05	0.66	16.48	0,075	2.25	3	OK
RDC et 1 ^{er}	50D	34,5	0,15	23,8	0,075	2,25	3	OK

V.2.7 Ferraillage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

Selon BAEL91 modifié 99 :

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

A_t : Section d'armatures transversales.
 b : Largeur de la section droite.
 h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.
 ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.
 ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

- **Selon le RPA99 version 2003 : [2]**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.
 S_t : Espacement des armatures transversales.
 T_u : Effort tranchant à l'ELU.
 f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
 h : Hauteur totale de la section brute.
 ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.
 $\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$
 $\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$
 λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :
 $S_t \leq \text{Min}(15\text{cm}; 10\phi_t)$ Zone nodale (zone IIa).
 $S_t \leq 15\phi_t$ Zone courante (zone IIa).

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

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

a : Dimension de la section droite du poteau.
 L_f : Longueur du flambement du poteau.
 Pour les armatures transversales $f_e = 500 \text{ MPa}$.

➤ Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux

Tableau V.19 : Espacement maximale selon RPA99 des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC => 2 ^{ème}	75×75	12T20+8T16	16	15	24
	70×70	12T20+4T16	16	15	24
3 ^{ème} => 5 ^{ème}	60×60	4T20+12T16	16	15	24
6 ^{ème} => 8 ^{ème}	55×55	16T16	16	15	24
9 ^{ème} => teras	50×50	12T16	16	15	24
RDC et 1 ^{er}	50D	12T16	16	15	24

➤ Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.20: Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC => 2 ^{ème}	75×75	3.57	4.76	3.75	164.17	N	15	2,46	6T10	4,71
						C	20	3,94	6T10	4,71
	70×70	2.38	3.4	3.75	164.17	N	15	2,63	6T10	4,71
						C	20	3,51	6T10	4,71
3 ^{ème} => 5 ^{ème}	60×60	2.38	3.97	3.75	238.3	N	15	4,47	6T10	4,71
						C	20	4,	6T10	4,71
6 ^{ème} => 8 ^{ème}	55×55	2.38	4.33	3.75	239.66	N	15	4,9	6T10	4,71
						C	20	5,1	6T10	4,71
9 ^{ème} => teras	50×50	2.38	4.76	3.75	142.05	N	15	3,2	6T10	4,71
						C	20	4,26	6T10	4,71
RDC et 1 ^{er}	50D	3,57	5,95	3,75	34,5	N	15	1,29	2T10	1,57
						C	20	2,07	4T10	3,14

V.2.8 Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : L_r=40Ø_l en zone IIa.

Pour :

- Ø=16mm.....L_r=64cm
- Ø=20mm.....L_r=80cm

V.2.9.Ferraillage des Poteaux du Sous-sol

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferraillage est donné par :

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

$$\left[B_r : \text{Section réduite du poteau considéré (} B_r = (a-2)(b-2) \text{) cm}^2 \right.$$

α : Coefficient dépendant de l'élançement.

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \dots\dots\text{poteau carrée}$$

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}}\right)$.

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

$B_r = (a-0,02)^2 [m^2]$ Poteau carré

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

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

a. Calcul de l'effort normal pondéré

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est de:

$N_{u(RDC)} = 5920.1 \text{ KN}$

- Plancher RDC : $7.54 \times 41.7 = 314.42 \text{ KN}$
- Poids des poutres principales $(0.40 \times (0.7 - 0.2) \times 25 \times 8,28) = 41,38 \text{ KN}$
- Poids des poutres secondaire..... $(0.4 \times (0.55 - 0.2) \times 25 \times 5,1) = 17,85 \text{ KN}$
- Poids du poteau $(3.06 - 0,7) \times (0,75)^2 \times 25 = 33.18 \text{ KN}$

$G_1 = 406.83 \text{ KN}$

➤ Surcharge d'exploitation : **$Q_{RDC} = 2.5 \times 41.7 = 104.25 \text{ KN}$**

- Plancher sous sol : $6.3 \times 41.7 = 262,71 \text{ KN}$
- Poids des poutres principales $(0.40 \times (0.7 - 0.2) \times 25 \times 8,28) = 41,38 \text{ KN}$
- Poids des poutres secondaire..... $(0.4 \times (0.6 - 0.2) \times 25 \times 5,1) = 20,4 \text{ KN}$
- Poids du poteau $(2,8 - 0,7) \times (0,75)^2 \times 25 = 29,53 \text{ KN}$

$G_2 = 354,02 \text{ KN}$

➤ Surcharge d'exploitation : **$Q_{s,sol} = 2.5 \times 41.7 = 104.25 \text{ KN}$**

$G = G_1 + G_2 = 760,85 \text{ kN}$

$Q = Q_1 + Q_2 = 208.5 \text{ kN}$

$N_u = 1,35G + 1,5Q = 1339.9 \text{ kN}$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol :

$N_{u(ss)} = N_{u(RDC)} + N_u = 7260 \text{ KN}$

b. Calcul du ferrailage :

Le sous-sol est de section carré B= 75x75cm²

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 21,65$
- $\lambda = \frac{0,7 \times 3,06 \times 10^2}{21,65} = 9,05 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,83$
- $Br = (75-2)^2 = 5329 \text{ cm}^2$

D'où :

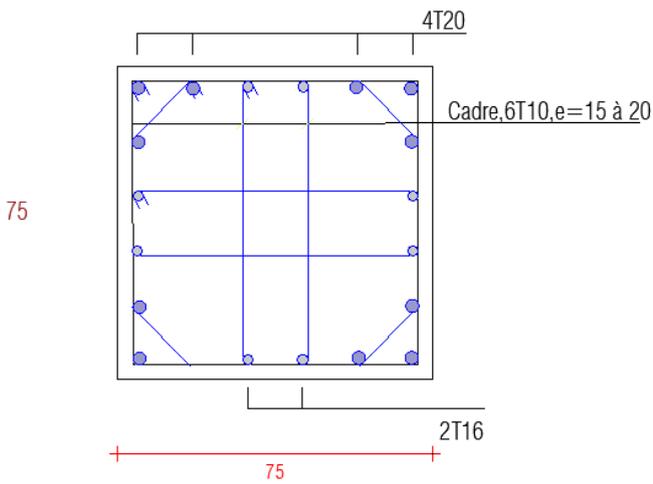
$$A_s = -52.60 \text{ cm}^2 < 0$$

Le ferrailage se fait par rapport $A_s^{\min} = 0,8\%B$ selon RPA99 version 2003

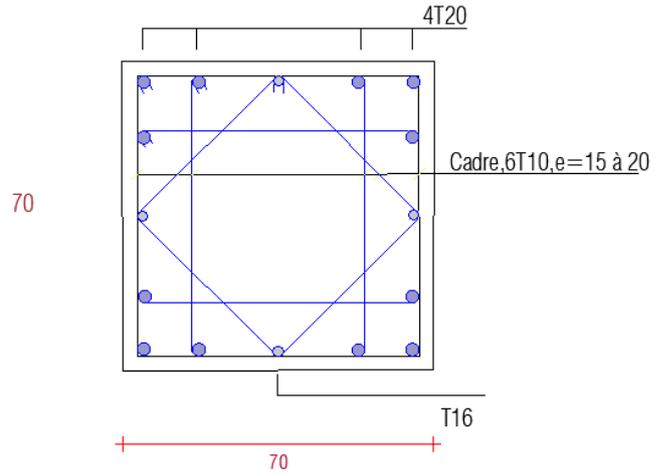
$$A_s = A_s^{\min} = 45 \text{ cm}^2.$$

Donc on a choisie le même ferrailage de poteau RDC : 10T20+8T16=47.5cm²

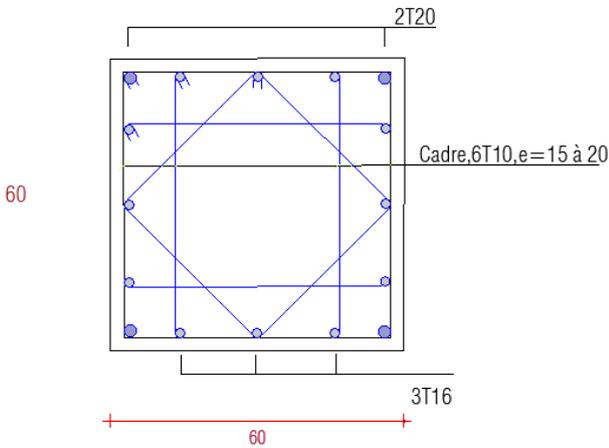
Poteaux 75x75



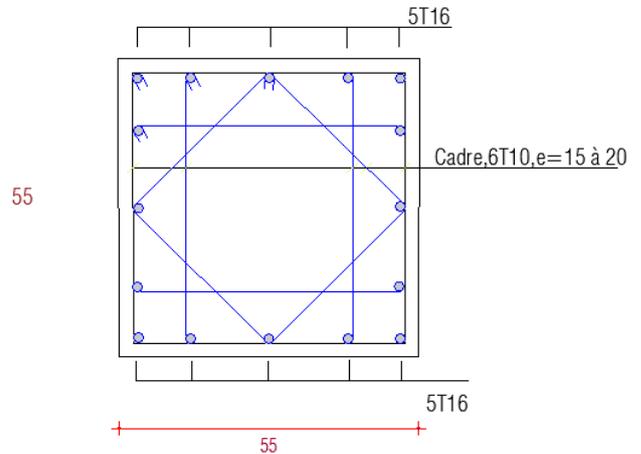
Poteaux 70x70



Poteaux 60x60



Poteaux 55x55



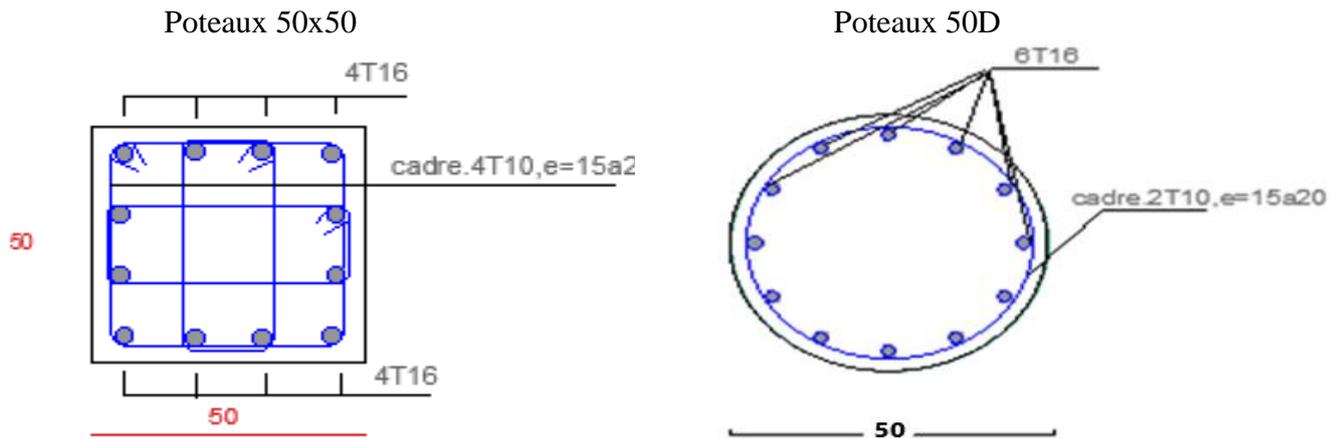


Figure V.1 : Schéma de ferrailage des poteaux.

V.3.Ferrailage des poutres :

V.3.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

On fait le calcul pour les situations suivantes :

a. Selon CBA 93 : [3]

Situation durable :

ELU: $1.35 G + 1.5 Q$

ELS: $G + Q$

b. Selon RPA 99 : [2]

Situation accidentelle

$0.8 G \pm E$

$G + Q + E$

V.3.2 Recommandations selon RPA99 version 2003 :

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ en zone IIa.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

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

- **Situation durable:**

Béton: $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 30$ MPa ; $\sigma_{bc} = 17$ MPa.

Acier: $\gamma_s = 1,15$; FeE 500 ; $\sigma_s = 435$ MPa.

- **Situation accidentelle:**

Béton: $\gamma_b = 1,15$; $f_{c28} = 30$ MPa ; $\sigma_{bc} = 22.17$ MPa.

Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 500 ; $\sigma_s = 500$ MPa.

V.3.3 Calcul de ferrailage :

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par logiciel **ETABS** .

On dispose 2 types de poutres :

- Poutres principales 40x70(cm²)
- Poutres secondaires 40x55(cm²)

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (SOCOTEC) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

et ce logiciel calculer le ferrailage selon l'équation de flexion simple

$$A_s = M_u / (Z \cdot \sigma_s)$$

1. Sens porteur:

a-Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau V.21 : Ferrailage des poutres porteuses 40x70.

Niveau	Poutre	Position	Mmax	As	As'
Terrasse	PP 40x70	Travée	182.71	6.47	0
		Appuie	-200.55	7.13	0
Etage Courant	PP 40x70	Travée	263.25	9.45	0
		Appuie	-511.24	19.37	0
RDC	PP 40x70	Travée	261.56	9.41	0
		Appuie	-317.47	11.55	0

b- Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau V.22: Ferrailage des poutres porteuses 40x70.

Niveau	Poutre	Position	Mmax	As	As'
Terrasse	PP	Travée	156.98	4.77	0
		Appuie	-199.96	6.11	0
Etage Courant	PP	Travée	298.3	9.22	0
		Appuie	-456.97	14.4	0
RDC	PP	Travée	235.64	7.23	0
		Appuie	-351.2	10.92	0

c. Situation accidentelle : 0.8G +E

Tableau V.23 : Ferraillage des poutres porteuses 40x70

Niveau	Poutre	Position	Mmax	As	As'
Terrasse	PP	Travée	121.59	3.38	0
		Appuie	-157.38	4.78	0
Etage Courant	PP	Travée	293.4	9.06	0
		Appuie	-325.6	10.09	0
RDC	PP	Travée	234.1	7.18	0
		Appuie	-278.76	8.59	0

2. Sens non porteur:

a. Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau V.24 : Ferraillage des poutres non porteuses (Situation durable).

Niveau	Poutre	Position	Mmax	As	As'
Terrasse	PS	Travée	109.14	4.98	0
		Appuie	-236.78	11.28	0
Etage Courant	PS	Travée	106.55	4.86	0
		Appuie	-292.03	14.19	0
RDC	PS	Travée	88.96	4.04	0
		Appuie	-221.31	10.48	0

b. Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau V.25 : Ferraillage des poutres non porteuses (Situation accidentelle).

Niveau	Poutre	Position	Mmax	As	As'
Terrasse	PS	Travée	85.24	3.33	0
		Appuie	-241.19	9.72	0
Etage Courant	PS	Travée	135.67	5.35	0
		Appuie	-313.2	12.83	0
RDC	PS	Travée	70.06	2.73	0
		Appuie	-202.68	8.11	0

c. Situation accidentelle : 0.8G +E

Tableau V.26 : Ferraillage des poutres non porteuses (Situation accidentelle).

Niveau	Poutre	Position	Mmax	As	As'
Terrasse	PS	Travée	61.82	2.41	0
		Appuie	-189.5	7.56	0
Etage Courant	PS	Travée	135.35	5.34	0
		Appuie	-230.91	9.29	0
RDC	PS	Travée	65.3	2.54	0
		Appuie	-137.36	5.42	0

V.3.4 Choix des armatures :

➤ Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau V.27 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 40x70

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	A_s^{max} (Z.C)(cm ²)	A_s^{max} (Z.R)(cm ²)	A_{sRPA}^{min} cm ²	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
Terrasse	40x70	Travée	112	168	14	6.47	6T20	18.85
		Appuis				7.13	6T20+4T16	26,89
Etage courant	40x70	Travée	112	168	14	9.45	6T20	18.85
		Appuis				19.37	6T20+6T16	30,91
RDC	40x70	Travée	112	168	14	9.41	6T20	18.85
		Appuis				11.55	6T20+4T16	26,89

Tableau V.28: Choix des armatures pour les poutres non porteuses 40x55.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	A_s^{max} (Z.C)(cm ²)	A_s^{max} (Z.R)(cm ²)	A_{sRPA}^{min} cm ²	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
Terrasse	40x55	Travée	88	132	11	4.98	6T20	18.85
		Appuis				11.28	6T20+2T16	22.75
Etage courant	40x55	Travée	88	132	11	5.35	6T20	18.85
		Appuis				14.19	6T20+2T16	22.75
RDC	40x55	Travée	88	132	11	4.04	6T20	18.85
		Appuis				10.48	6T20+2T16	22.75

V.3.5- Condition de non fragilité :

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

Avec :

$$f_{t28} = 2,4\text{MPa} ; f_e = 500\text{Mpa}$$

Tableau V.29: Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	$A_{s(min)}^{choisi}$ (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Vérification
40x70	18.85	2.78	Vérifiée

40x55	18.85	2.19	Vérifiée
-------	-------	------	----------

V.3.6- Vérification vis à vis de l'ELS :

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

- **Béton**
 $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 18\text{MPa}$
- **Acier** .

Fissuration préjudiciable :
$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} fe; \max(0,5 fe; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right)$$

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

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

On doit vérifier que
$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma'_b = 18\text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \sigma_s = 250\text{MPa}$$

Tableau V.30: Vérification des poutres (40X70) à l'ELS

Niveaux	Position	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Terrasse	Travée	133.72	4.64	18	120.6	250	OK
	Appui	-146.58	4.65		101.7		
Etage courant	Travée	189.78	5.74	18	114.4	250	OK
	Appui	-369.66	11.2		222.8		
RDC	Travée	188.46	6.54	18	169.9	250	OK
	Appui	-229.23	7.46		172.1		

Tableau V.31: Vérification des poutres (40X55) à l'ELS

Niveaux	Position	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Terrasse	Travée	79.8	4.23	18	94	250	OK
	Appui	-173.02	8.66		170.8		
Etage courant	Travée	76.71	4.07	18	90.4	250	OK
	Appui	-211.21	10.6		208.6		
RDC	Travée	63.94	3.39	18	75.4	250	OK
	Appui	-159.29	7.97		157.3		

V.3.7-Vérification de l'effort tranchant :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que :
$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.
 b: Largeur de la section de la poutre.
 d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPA}) = 3 \text{ MPA}$. (Fissuration préjudiciable) **Selon le BAEL91 modifié 99**

Tableau V.32: Vérification de la contrainte de cisaillement

Section (cm ²)	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
40x70	251.7	0.99	3	OK
40x55	185.25	0.94	3	OK

V.3.8-Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE50 ($f_e=500\text{MPa}$).

- Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :

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

- Selon le RPA 99 version 2003 [2] :

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

Avec : $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1.6\text{cm}$.

➤ Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.33: calcul des armatures transversales.

Section (cm ²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	BAEL91	RPA99		At (cm ²)	AtRPA (cm ²)	Choix	A_t^{adop}
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC				
40x70	251.7	0.99	40	17.5	35	1.08	4.2	6T10	4,71

40x55	185.25	0.94	40	13.75	27.5	0.88	3.3	6T10	4,71
-------	--------	------	----	-------	------	------	-----	------	------

V.3.9.Armature de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses

Pour les bâtiments courant on a 3cm² / m pour les armatures de peau [1]

$$A_p = 3 \frac{cm^2}{m} \times 0.7 = 2,1cm^2 \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Donc on prend : 2T14 = 3,08cm²

V.3.10.Recouvrement des armatures longitudinales :

L_r = 40Ø (zone IIa). L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- a. Ø=20mm.....L_r=80cm
- b. Ø=16mm.....L_r=64cm

V.3.11-Arrêt des barres :

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

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{MAX}}{4} & \text{Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{cases}$

Avec : L=Max (L gauche ; L droite)

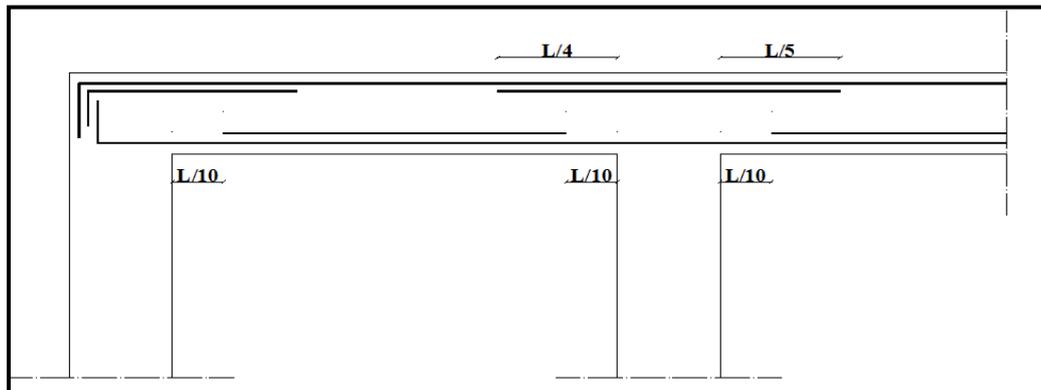


Figure V.2 : Arrêt des barres.

V.3.12-Vérification de la flèche :

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

Tel que : $f_1 = 0.5 + \frac{L}{500} = 2.21cm \Rightarrow L = 8.55 > 5m$

$f_2 = 0.5 + \frac{L}{500} = 1.7cm \Rightarrow L = 6.00 > 5m$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} I^2}{10 E_v I_{fv}}$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} I^2}{10 E_t I_{fi}}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

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

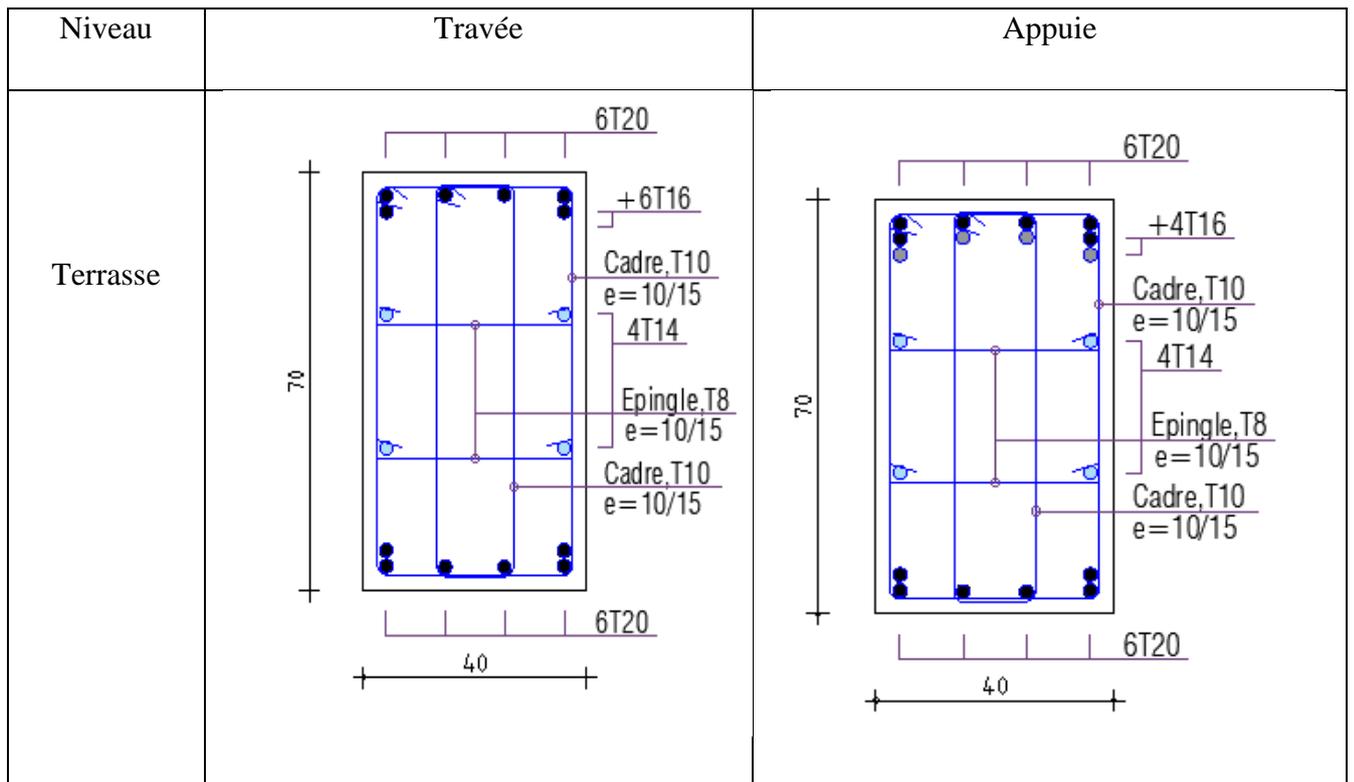
$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

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

Tableau V.34: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

Section (cm ²)	Longueur (m)	M _{ser} KNm	A _s ^{adp} (cm ²)	I ₀ (cm ⁴)	f _i (cm)	f _v (cm)	Δf _t (cm)	\bar{f} (cm)
40x70	8.55	189.78	18.85	1365009.33	0.63	0.94	0,31	2.21
40x50	6.00	79.8	18.85	691434.33	0,37	0.933	0,563	1.7



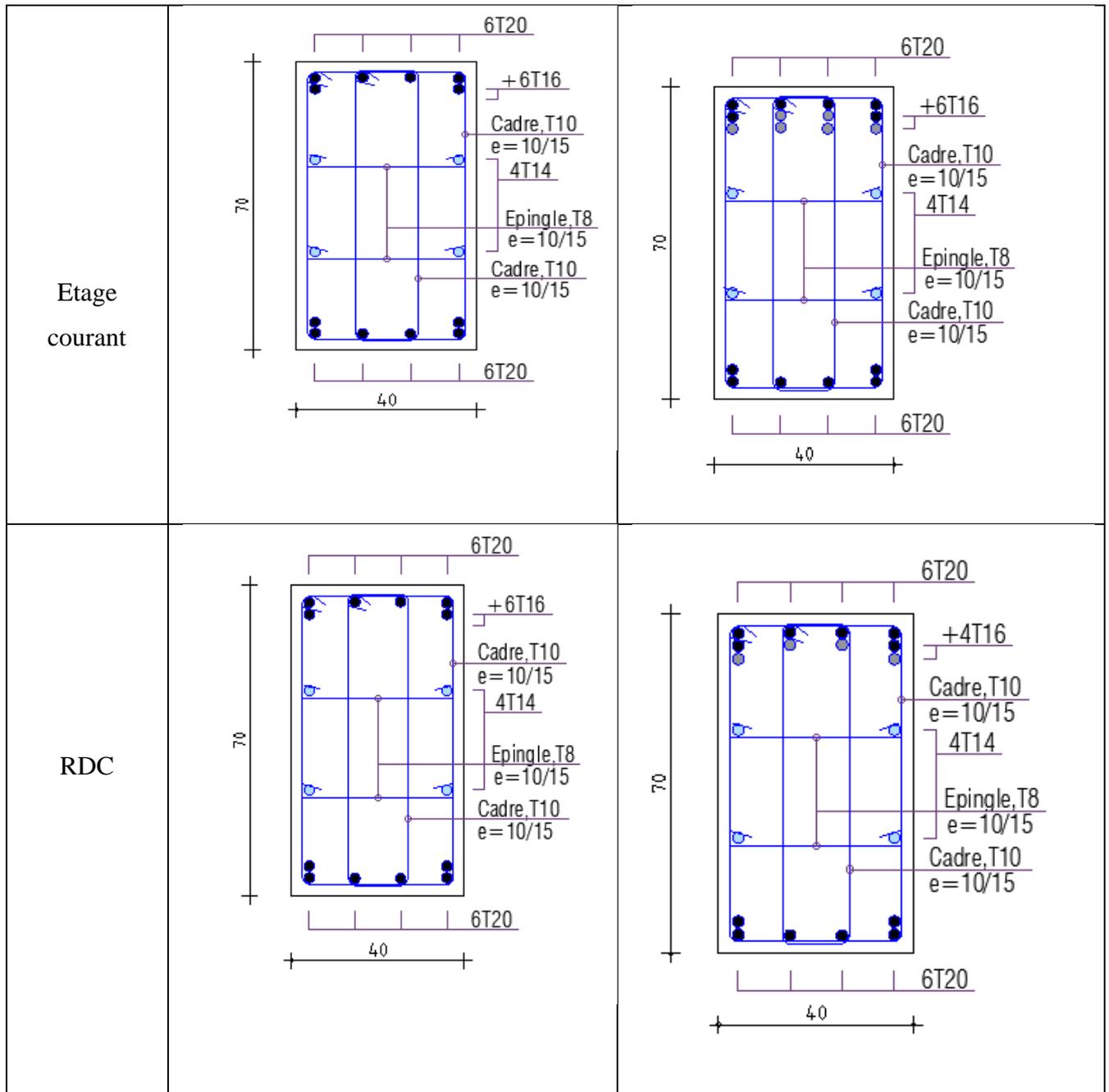


Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poutres (40x70)

Niveau	Travée	Appuie
--------	--------	--------

<p>Terrasse</p>	<p>6T20</p> <p>55</p> <p>40</p> <p>Cadre, T10 e=10/15</p> <p>2T14</p> <p>Epingle, T8 e=10/15</p> <p>Cadre, T10 e=10/15</p> <p>6T20</p>	<p>6T20</p> <p>55</p> <p>40</p> <p>2T16</p> <p>Cadre, T10 e=10/15</p> <p>2T14</p> <p>Epingle, T8 e=10/15</p> <p>Cadre, T10 e=10/15</p> <p>6T20</p>
<p>Etage courant</p>	<p>6T20</p> <p>55</p> <p>40</p> <p>Cadre, T10 e=10/15</p> <p>2T14</p> <p>Epingle, T8 e=10/15</p> <p>Cadre, T10 e=10/15</p> <p>6T20</p>	<p>6T20</p> <p>55</p> <p>40</p> <p>2T16</p> <p>Cadre, T10 e=10/15</p> <p>2T14</p> <p>Epingle, T8 e=10/15</p> <p>Cadre, T10 e=10/15</p> <p>6T20</p>

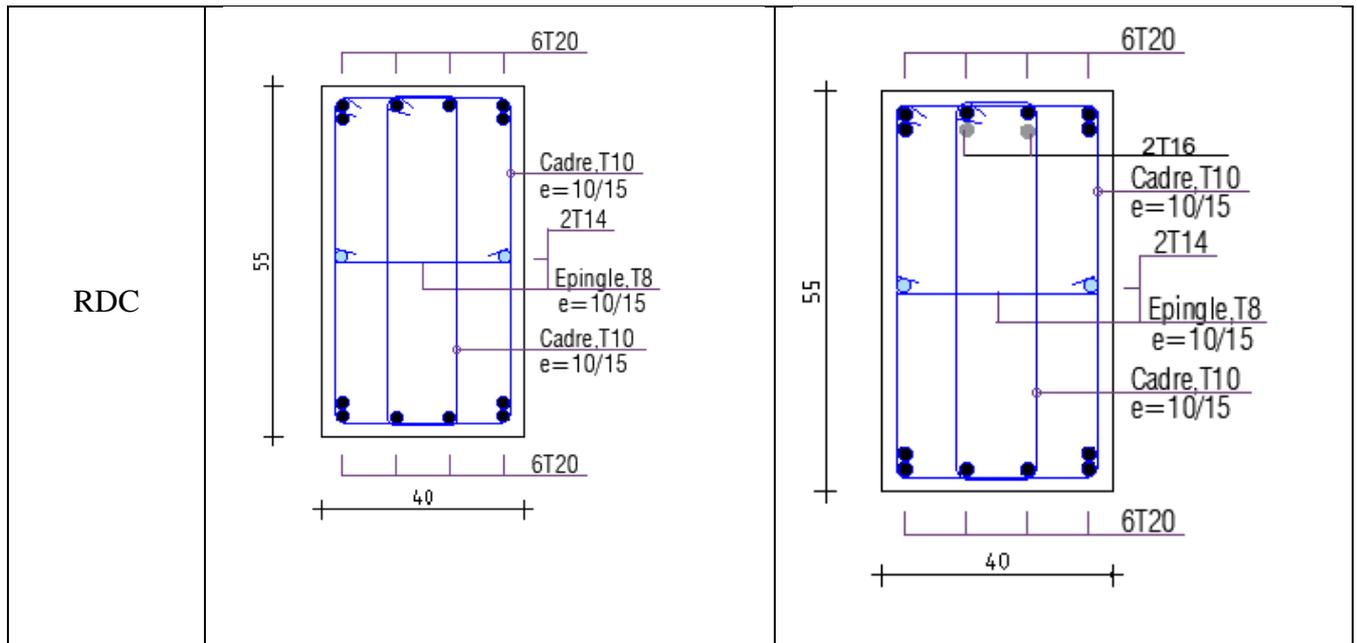


Figure V.4 : Schéma de ferrailage des poutres (40x55).

V.4.Ferraillage des voiles :

V.4.1.Généralistes :

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;
- En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

Remarque :

Le rôle des voiles et murs est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtel,..., et une protection incendie (coupe-feu).
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.
- Les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :
- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes).

- A leur jonction avec les planchers (chaînages) et à leurs extrémités.

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends.

Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. La rigidité d'un élément résistant aux efforts latéraux va en diminuant depuis le mur de contreventement plein jusqu'au portique, en passant par le mur de contreventement percé d'ouvertures.

Ce sont des éléments en béton armé ou non armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les murs voiles peuvent donc être assimilés à des consoles verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limite d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments constitutifs sont faibles par rapport à la déformation de l'ensemble. En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement.

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur.

V.4.2. Méthode des contraintes :

Principe des calculs :

a. Acier verticaux :

Cas 1 :

$\sigma_1, \sigma_2 < 0 \Rightarrow$ SEC : Donc on ferraille pour la section minimal dans la RPA.

$$A_{smin} = 0.2\% L.e$$

Cas 2 :

$\sigma_1, \sigma_2 > 0 \Rightarrow$ SET : En calculer le volume des contraintes de traction F_t

Et calculer la section des armatures verticales. $A_v = \frac{F_t}{F_e}$

- $A_v < A_{min} = 0.2\% . e.l$ on ferraille avec la section minimale

- $A_v > A_{min}$: on ferraille avec A_v

Cas 3 :

σ_1, σ_2 : sont de signe différent \Rightarrow SPC

On calculer les contraint pour la zone tendu

$$\sigma_1 = \frac{N}{s} - \frac{6M}{e.l^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{s} + \frac{6M}{e.l^2}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : moment fléchissons appliqué

S : section transversale du voile

e : épaisseur de voiles

l : longueur de voile

b. Aciers horizontale :

On calcule :

$$A_{h1} = \frac{\tau_u \cdot b_0 \cdot S_t}{0.8(0.8)f_e}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{a \cdot d}$$

$$\bar{V} = 1.4V_u, d = 0.9l$$

V_u : Effort tranchant

a : épaisseur de voile

L : longueur de voile

St : espacement maximale

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v \quad A_v = A_s \text{ précédemment défini}$$

c. Armatures de joint de bétonnage :

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

d. vérification de contraintes de compression :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{1.15} = 22.17 \text{ Mpa}$$

Condition de vérification : $|\sigma_c| < |\sigma_{bc}|$

e. vérification de contraint de cisaillement :

$$\bar{\tau}_{ub} = 0.2f_{c28} = 6 \text{ Mpa}$$

Condition de vérification : $\tau_u < \bar{\tau}_{ub}$

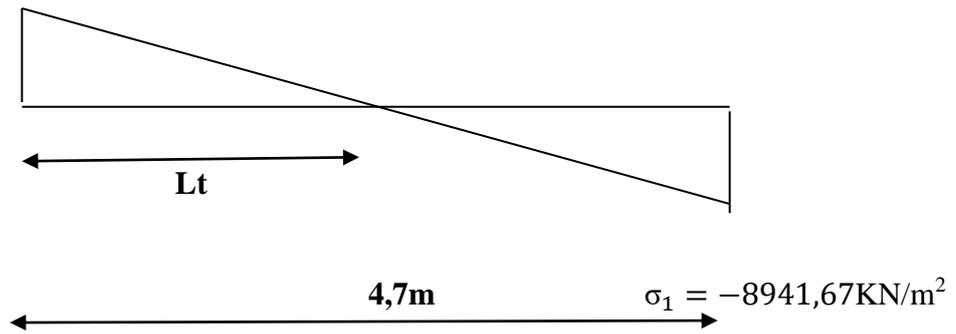
V.4.2.1. Exemple de calcul (voile V1) :

Soit le voile de longueur L = 4,7 m, a = 0,2 m (épaisseur) S = 0,94m²
 N = -671,13KN ; M = 6031,46KN.m ; V_u = 1092,7KN

a. Armature verticales :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{6M}{e \cdot l^2} \\ \sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{6M}{e \cdot l^2} \end{cases} \quad \begin{cases} \sigma_1 = \frac{-671,13}{0,94} - \frac{6 \cdot 6031,46}{0,2 \cdot 4,7^2} \\ \sigma_2 = \frac{-671,13}{0,94} + \frac{6 \cdot 6031,46}{0,2 \cdot 4,7^2} \end{cases} \quad \begin{matrix} \sigma_1 = -8941,67 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = 7510,69 \text{ KN/m}^2 \end{matrix}$$

$$\sigma_2 = 7510,69 \text{KN/m}^2$$



$$L_T = \frac{L}{\left| \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \right| + 1} = 2,14 \text{m}$$

$$F_T = \frac{\sigma_2 * l_t * e}{2} = 1607,29 \text{KN}$$

$$\Rightarrow A_V = \frac{F_T}{f_e} = 32,15 \text{cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.2\% * e * l = 8,56 \text{cm}^2$$

Choix d armatures : 2*14T14 ==> $A_s = 43,1 \text{cm}^2$

Verification d'espacement: $esp = \frac{214}{13} = 16,46 \text{cm}$

$S_t \leq (1.5a, 30 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 30 \text{cm} \Rightarrow$ verifier

b. armature horizontal :

$$\bar{V} = 1.4V_u = 1529,78 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{a.d} = \frac{1529,72}{0.2(0.9 \times 4,7)} = 2,14 \text{Mpa}$$

$$A_{h1} = \frac{\tau_u * a.s_t}{0.8(0.8f_e)} = \frac{2.14 \times 200 \times 200}{0.8(500 \times 0.8)} = 2.67 \text{cm}^2$$

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

$$A_{h2} = \frac{2}{3} * 43,1 = 28,73 \text{cm}^2$$

$$A_h = \max(2,51 ; 28,73 ; A_{smin} = 0.002 * 470 * 20 = 18,8 \text{cm}^2) = 28,73 \text{cm}^2$$

Choix d armatures : 2*14T12 ==> $A_s = 31,66 \text{cm}^2$

c. armature de joint de bétonnage :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

$$\bar{V} = 1,4V_u \Rightarrow \bar{V} = 1.4 \times 1092,7 = 1529,78 \text{ kN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1529,78 \times 10^3}{500} = 33,66 \text{cm}^2$$

$A_{vj} = 33,66 \text{cm}^2 \Rightarrow$ cette quantité d acier sera ajouté le long des joint de reprise de coulage

d. vérification de contraint de compression :

$$|\sigma_1| = \sigma_c = 8,94 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 22.17 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} > \sigma_c \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

e. vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = 1,63 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 6 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u > \tau_u \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

➤ Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Zone I : RDC

Zone II : 1^{er} étage 2^{eme}+3^{eme} étage+4^{eme}.

Zone III : 5^{me} étage+6^{eme}+7^{eme} +8^{eme} étage.

V.4.3 Armateur vertical :

- **Voiles (V1) :** L= 4,7m ; e= 0.2m

• **Tableau V.35:** Calcul des armatures vertical V1

Zone	N(KN)	M (KN,m)	σ_1 (KN/m2)	σ_2 (KN/m2)	Lt(m)	FT (cm ²)	As (cm ²)	choix d'armatures	esp	As adoptées (cm ²)
Zone I	-671,13	6031,46	-8941,67	7510,69	2,14	1607,29	32,15	2*14T14	15	43,1
Zone II	-1198,9	4442,43	-7308,6	4757,75	1,85	880,18	17,6	2*10T12	20	22,62
Zone III	-916,02	2477,00	-4354,89	2401,76	1,67	401,1	8,02	2*8T12	20	18,1

- **Voiles (V2) :** L= 3,05m ; e= 0.2m

Tableau V.36: Calcul des armatures vertical V2

Zone	N(KN)	M (KN,m)	σ_1 (KN/m2)	σ_2 (KN/m2)	Lt(m)	FT (cm ²)	As (cm ²)	choix d'armatures	esp	As adoptées (cm ²)
Zone I	-1080,2	5654,24	-20005,4	16463,7 6	1,38	2272,0	45,44	2*14T16	10	56,3
Zone II	-863,00	3549,27	- 12860,94	10031,4 3	1,34	1344,2 1	26,88	2*12T12	15	36,94
Zone III	-489,5	1096,59	-4338,9	2733,98	1,18	322,61	6,45	2*6T12	20	13,57

- **Voiles (V6) :** L= 6,85m ; e= 0.2m

Tableau V.37: Calcul des armatures vertical V6

Zone	N(KN)	M (KN,m)	σ_1 (KN/m2)	σ_2 (KN/m2)	Lt(m)	FT (cm ²)	As (cm ²)	choix d'armatures	esp	As adoptées (cm ²)
Zone I	- 1558,94	22043,5 4	- 15231,26	12955,8 6	3,15	4081,0 1	81,62	2*24T16	15	96,48
Zone II	- 2404,38	13830,8 1	- 10597,77	7087,73	2,75	1949,1 3	38,98	2*14T14	20	43,1
Zone III	-1622,7	4246,36	-3899,37	1530,47	1,93	295,38	7,72	2*10T12	20	22,62

- Voiles (V7) : L= 3,95m ; e= 0.2m

Tableau V.38: Calcul des armatures vertical V7

Zone	N(KN)	M (KN,m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Lt(m)	FT (cm ²)	As (cm ²)	choix d'armatures	esp	As adoptées (cm ²)
Zone I	-3016,63	-3083,39	-230,55	-4173,3	/	0	15,8	2*21T12	20	47,46
Zone II	-2487,96	-1260,01	-726,61	-5572,02	/	0	15,8	2*21T12	20	47,46
Zone III	-777,56	-563,98	-921,96	-1876,25	/	0	15,8	2*21T12	20	47,46

- Voiles (V3) : L= 3,95m ; e= 0.2m

Tableau V.39: Calcul des armatures vertical V3

Zone	N(KN)	M (KN,m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Lt(m)	FT (cm ²)	As (cm ²)	choix d'armatures	esp	As adoptées (cm ²)
Zone I	-963,24	10148,81	-20733,08	18294,5	1,85	3384,48	67,69	2*20T16	10	80,4
Zone II	-1588,32	4389,04	-10449,64	6428,58	1,51	970,72	19,41	2*11T12	10	24,88
Zone III	-1167,83	1588,93	-4533,41	1576,88	1,02	160,84	3,22	2*6T12	20	13,57

- Voiles (V9) : L= 3,8m ; e= 0.2m

Tableau V.40: Calcul des armatures vertical V9

Zone	N(KN)	M (KN,m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Lt(m)	FT (cm ²)	As (cm ²)	choix d'armatures	esp	As adoptées (cm ²)
RDC+1er	-193,74	1243,96	-2839,33	2329,48	1,71	398,34	7,97	2*11T12	15	24,88

V.4.4. Armatures de joint de bétonnage :

- Voiles (V1) : L= 4,7m ; e= 0.2m

Tableau V.41: Calcul des armatures de joint de bétonnage V1

etage	Vu(KN)	\tilde{V}_u (KN)	fe (MPA)	As (cm ²)	choix d'armatures	esp	As adoptées (cm ²)
Zone I	1092,7	1529,78	500	33,66	2*20T12	25	45.24
Zone II	1136,72	1591,41	500	35,01	2*20T12	25	45.24
Zone III	928,01	1299,21	500	28,58	2*20T12	25	45.24

- Voiles (V2) : L= 3,05m ; e= 0.2m

Tableau V.42: Calcul des armatures de joint de bétonnage V2

etage	Vu(KN)	\tilde{V}_u (KN)	f_e (MPA)	A _s (cm ²)	choix d'armatures	esp	A _s adoptées (cm ²)
Zone I	551,86	772,6	500	17,00	2*15T12	25	33,92
Zone II	292,24	409,14	500	9,00	2*15T12	25	33,92
Zone III	157,42	220,4	500	4,85	2*15T12	25	33,92

- **Voiles (V3) :** L= 3,95m ; e= 0.2m

Tableau V.43: Calcul des armatures de joint de bétonnage V3

etage	Vu(KN)	\tilde{V}_u (KN)	f_e (MPA)	A _s (cm ²)	choix d'armatures	esp	A _s adoptées (cm ²)
Zone I	1684,56	2358,38	500	51,88	2*19T14	20	58,5
Zone II	1078,02	1509,23	500	33,2	2*18T12	20	40.72
Zone III	526,63	737,28	500	16,22	2*16T12	25	36.20

- **Voiles (V6) :** L= 6,85m ; e= 0.2m

Tableau V.44: Calcul des armatures de joint de bétonnage V6

etage	Vu(KN)	\tilde{V}_u (KN)	f_e (MPA)	A _s (cm ²)	choix d'armatures	esp	A _s adoptées (cm ²)
Zone I	1476,92	2067,69	500	45,49	2*26T12	25	58,8
Zone II	1292,33	1809,26	500	39,8	2*26T12	25	58,8
Zone III	889,93	1245,9	500	27,41	2*26T12	25	58,8

- **Voiles (V7) :** L= 3,95m ; e= 0.2m

Tableau V.45: Calcul des armatures de joint de bétonnage V7

etage	Vu(KN)	\tilde{V}_u (KN)	f_e (MPA)	A _s (cm ²)	choix d'armatures	esp	A _s adoptées (cm ²)
Zone I	1322,86	1852,00	500	40,74	2*16T14	25	49,26
Zone II	840,71	1177,00	500	25,89	2*16T12	25	36,2
Zone III	465,94	651,78	500	14,34	2*16T12	25	36,2

- **Voiles (V9) :** L= 3,8m ; e= 0.2m

Tableau V.46: Calcul des armatures de joint de bétonnage V9

etage	Vu(KN)	\tilde{V}_u (KN)	f _e (MPa)	A _s (cm ²)	choix d'armatures	esp	A _s adoptées (cm ²)
Zone I	90,4	126,56	500	2,78	2*15T12	25	33,92

V.4.5. Armature horizontale :

- **Voiles (V1) :** L= 4,7m ; e= 0.2m

Tableau V.47: Calcul des Armature horizontale V1

Etage	A _{H1} (cm ²)	choix d'armatures	esp	A _s adoptées (cm ²)
Zone I	2,04	2T12	20	2,26
Zone II	2,12	2T12	20	2.26
Zone III	1,73	2T12	20	2.26

- **Voiles (V2) :** L= 3,05m ; e= 0.2m

Tableau V.48: Calcul des Armature horizontale V2

Etage	A _{H1} (cm ²)	choix d'armatures	esp	A _s adoptées (cm ²)
Zone I	1,58	2T12	20	2,26
Zone II	0,84	2T12	20	2.26
Zone III	0,45	2T12	20	2.26

- **Voiles (V3) :** L= 3,95m ; e= 0.2

Tableau V.49: Calcul des Armature horizontale V1

Etage	A _{H1} (cm ²)	choix d'armatures	esp	A _s adoptées (cm ²)
Zone I	3,73	2T16	20	4.02
Zone II	2,39	2T14	20	3.08
Zone III	1,17	2T12	20	2.26

- **Voiles (V6) :** L= 6,85m ; e= 0.2m

Tableau V.50: Calcul des Armature horizontale V6

Etage	A _{H1} (cm ²)	choix d'armatures	esp	A _s adoptées (cm ²)
Zone I	1,89	2T12	20	2,26
Zone II	1,65	2T12	20	2.26

Zone III	1,14	2T12	20	2.26
----------	------	------	----	------

- **Voiles (V7) :** L= 3,95m ; e= 0.2m

Tableau V.51:Calcul des Armature horizontale V7

Etage	A_{H1} (cm ²)	choix d'armatures	esp	A_s adoptées (cm ²)
Zone I	2,04	2T12	20	3,08
Zone II	1,86	2T12	20	2.26
Zone III	1,03	2T12	20	2.26

- **Voiles (V9) :** L= 3,8m ; e= 0.2m

Tableau V.52:Calcul des Armature horizontale V9

Etage	A_{H1} (cm ²)	choix d'armatures	esp	A_s adoptées (cm ²)
Zone I	0,26	2T12	20	2,26

V.4.6.Vérification des contraint de compression et cisaillement :

- **Voiles (V1) :**

Tableau V.53:Vérification des contraint de compression et cisaillement V1

etage	δc	δbc	Obs	τu	τub	Obs
Zone I	8,94	22.17	Vérifier	1,63	6	Vérifier
Zone II	7,31	22.17	Vérifier	1,69	6	Vérifier
Zone III	2,4	22.17	Vérifier	1,38	6	Vérifier

- **Voiles (V2) :**

Tableau V.54:Vérification des contraint de compression et cisaillement V2

etage	δc	δbc	Obs	τu	τub	Obs
Zone I	20,01	22.17	Vérifier	1,26	6	Vérifier
Zone II	12,86	22.17	Vérifier	0,67	6	Vérifier
Zone III	4,34	22.17	Vérifier	0,36	6	Vérifier

- **Voiles (V3) :**

Tableau V.55: Vérification des contraintes de compression et cisaillement V3

etage	δc	δbc	Obs	τu	τub	Obs
Zone I	20,73	22.17	Vérifier	2,99	6	Vérifier
Zone II	10,45	22.17	Vérifier	1,91	6	Vérifier
Zone III	4,53	22.17	Vérifier	0,94	6	Vérifier

• **Voiles (V6) :**

Tableau V.56: Vérification des contraintes de compression et cisaillement V6

etage	δc	δbc	Obs	τu	τub	Obs
Zone I	15,23	22.17	Vérifier	1,51	6	Vérifier
Zone II	7,09	22.17	Vérifier	1,32	6	Vérifier
Zone III	3,9	22.17	Vérifier	0,91	6	Vérifier

• **Voiles (V7) :**

Tableau V.57: Vérification des contraintes de compression et cisaillement V7

etage	δc	δbc	Obs	τu	τub	Obs
Zone I	0,23	22.17	Vérifier	2,34	6	Vérifier
Zone II	0,73	22.17	Vérifier	1,49	6	Vérifier
Zone III	0,92	22.17	Vérifier	0,82	6	Vérifier

• **Voiles (V9) :**

Tableau V.58: Vérification des contraintes de compression et cisaillement V9

etage	δc	δbc	Obs	τu	τub	Obs
Zone I	2,84	22.17	Vérifier	0,17	6	Vérifier

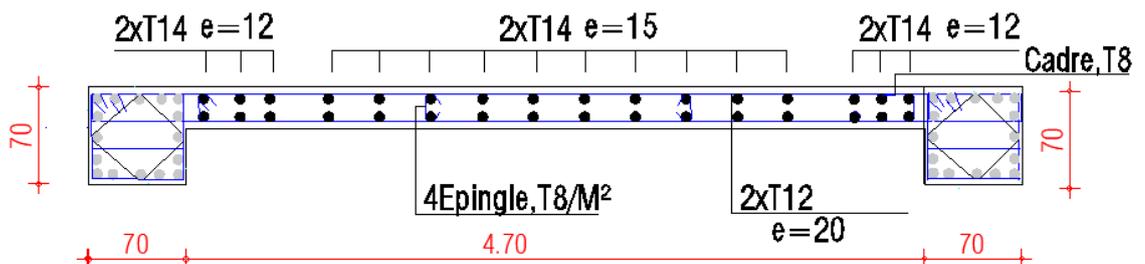
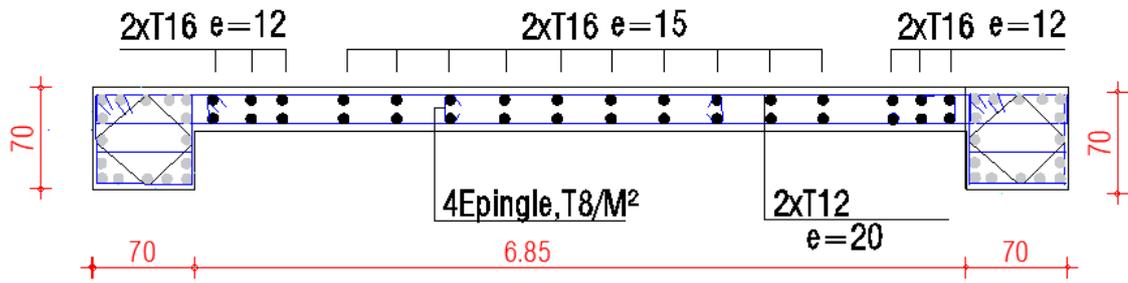
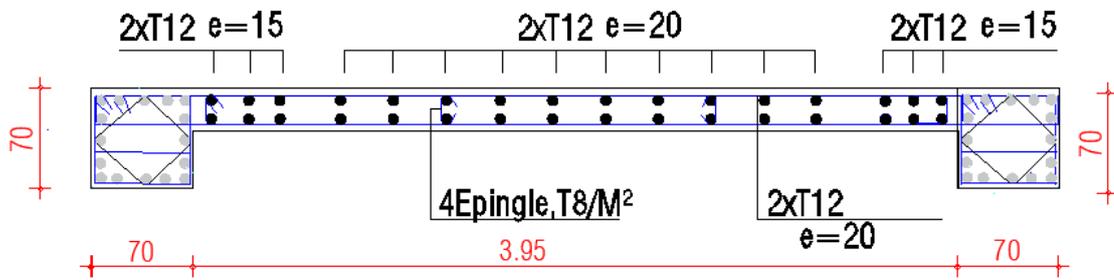


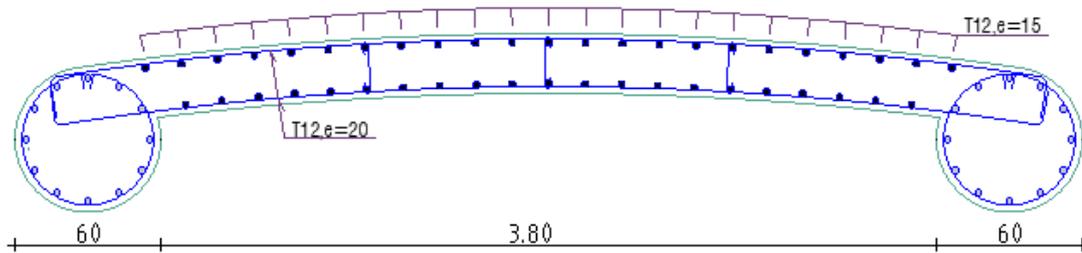
Figure V.5. Ferraillage du voile 1



FigureV.6. Ferraillage du voile 6



FigureV.7. Ferraillage du voile 7



FigureV.8. Ferraillage du voile 9

VI.1. Introduction :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondation :

Fondation superficielle :

- Semelle isolée
- Semelle filante sous mur
- Semelle filante sous poteaux
- Semelle filante croisées
- Radier général
- Fondation profonde (semelle sur pieux)

VI.2. Choix de type de fondation :

Choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- Les efforts transmis à la base.
- La contrainte du sol σ_{sol}
- La classification du sol

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2,5 bars. (**Selon le rapport de sol**)

VI.3. Calcul des fondations :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol.

On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

VI.3.1. semelle isolée:

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S=A^2$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

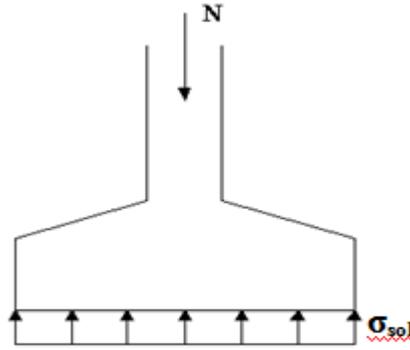


Figure VI.1 : semelles isolée sous poteaux

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

$N=N_1$ (revenant de la structure) calculé par la combinaison [G+Q].

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semll}} \leq \sigma_{sol}$$

L'effort normal total revenant aux fondations égale à :

$$N = 5360,87 \text{ kN}$$

$$D \text{ ou } S \geq \frac{5360,87}{250} = 21,44 \text{ m}^2$$

$$A = \sqrt{S} \Rightarrow A = \sqrt{21,44} = 4,63 \Rightarrow B = 4,70 \text{ m}$$

- Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que : $L_{min} \geq 1,5xB$

Tel que L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a : $L_{min} = 2,30\text{m} < 1,5xB = 7,05 \text{ m} \dots\dots$ non vérifie

Conclusion:

On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors a l'étude des semelles filantes.

VI.3.2. Semelles filantes

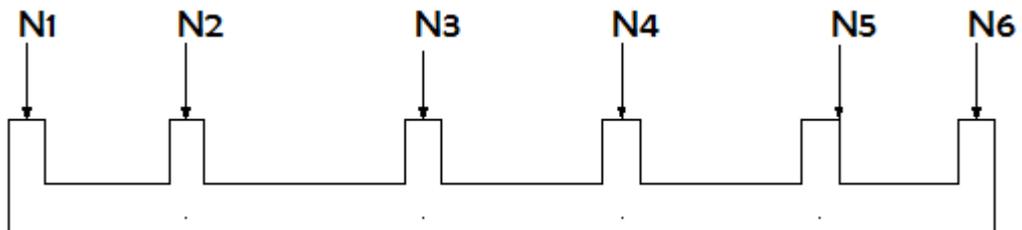


Figure VI.2 : Semelles filantes

- L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit:

Tableau VI.1 : Sections des semelles filantes

Files	N(kN)	S(m ²)	L(m)	B(m)	Bchoisie(m)
A	3202,4	32,7	32,7	0,39	1
B	3995,7	26,7	26,7	0,6	1
C	17579,5	73,15	20,9	3,36	3,5
D	17184,2	73,15	20,9	3,29	3,5
E	16714,6	73,15	20,9	3,2	3,5
F	14114,2	62,7	20,9	2,7	3,0
G	3967,3	15,93	4,55	3,48	3,5
H	2004,4	22,95	22,95	0,35	1
I	3181,8	19,85	19,85	0,64	1
J	13669,2	59,55	19,85	2,75	3,0
K	12882,8	55,13	15,75	3,27	3,5
L	11320,1	47,25	15,75	2,87	3,0
M	10114,8	42,0	12,00	3,37	3,5
N	214,3	1,5	1,5	0,57	1
O	1015,5	6,95	6,95	0,58	1
P	2180,8	11,4	11,4	0,77	1
Q	2909,0	14,1	14,1	0,83	1
R	2589,13	11,5	11,5	0,9	1
S	1567,8	12	12	0,52	1

➤ **Vérification**

Il fut vérifier que : $\frac{Ss}{Sb} < 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut : S semelles = 660,2m²

S bâtiment = 1097 m² (calculer par AUTOCAD)

$$\frac{Ss}{Sb} = \frac{660,2}{1097} = 60\% > 50\%$$

• **Conclusion :**

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des radier générale

VI.4. Radier général :

VI.4.1. Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur. Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique). L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

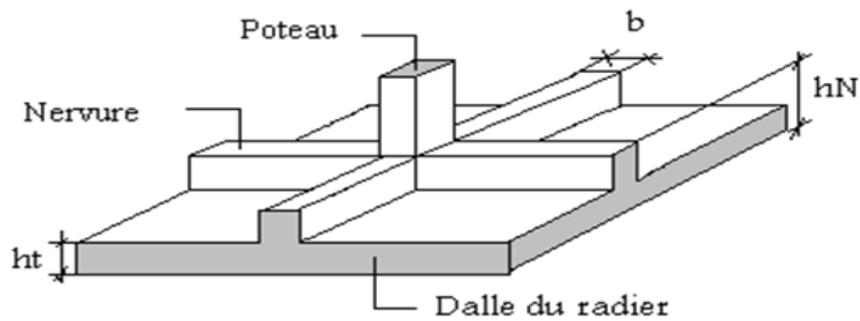


Figure VI.3. Schéma d'un radier

VI.4.2 Radier Nervuré :

VI.4.2.1 Pré dimensionnement du Radier:

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide et soumis à la réaction uniforme du sol.

a. Surface Nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier, il faut que: $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

Avec :

$$Nu = N_{superstructure} + N_{morce\ poteau}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} N = 1404724 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 2.50 \text{ bars} \end{cases}$$

On trouve: $S \geq 561,9 \text{ m}^2$

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment (1097 m^2). Avec un débord de 0,5m de chaque côté, la surface totale du radier devient $1211,4 \text{ m}^2$.

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

b. Condition forfaitaire..... [6] :

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec:

- L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.
- $L_{\max} = 8,55 \text{ m} \Rightarrow 34,2 \text{ cm} \leq h_1 \leq 42,75 \text{ cm} \rightarrow h_1 = 40 \text{ cm}$

c. Condition de cisaillement..... [4] :

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min.}(0,1f_{c28}; \dots 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$

$$\text{Avec: } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot 1 \text{ ml}}{S_{\text{rad}}}$$

$N_u = N_u$ (superstructure) + N amorce poteau

$N_u = 1404724 \text{ kN}$

$L = 8,55 \text{ m}$; $b = 1 \text{ m}$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u \cdot L \cdot 1 \text{ ml}}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u \cdot L}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u \cdot L \cdot 1 \text{ ml}}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot (0,9\bar{\tau})} = 18,36 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h \cdot 2 \geq 18,36 \text{ cm}$$

• **Le choix final :**

$h \geq \text{Max}(h_1 ; h_2) = 40 \text{ cm}$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$

VI.4.2.2 Dimensionnement Des Nervures:

a. largeur des nervures :

• **Condition de coffrage:**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = 855/10 = 85,5 \text{ cm}$$

On opte pour : $b = 90 \text{ cm}$.

b. La hauteur des nervures :**• Condition de la raideur :**

Pour étudier la raideur de la nervure, on utilise la notion de la longueur élastique définie

par l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=20000\text{MPa}$).

b : Largeur de radier

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3]$ → pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3]$ → pour un très bon sol.
- $L_{\max} = 8,55 \text{ m}$

$$\text{- On aura: } h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2L_{\max}}{\pi} \right)^4}{E}} \Rightarrow h_2 \geq 173,4 \text{ cm}$$

Pour notre cas on prend $K=4 [\text{kg/cm}^3]$

On a : $h_1 \geq 1,73\text{m} \Rightarrow h_1 = 1,75 \text{ m}$

Résumé :

- Epaisseur de la dalle du radier $h_r=40\text{cm}$
- Les dimensions de la nervure: $\begin{cases} h_N = 1,75\text{m} \\ b = 90\text{cm} \end{cases}$

VI.4.2.3. Caractéristiques géométriques du radier :**a. Position du centre de gravité:**

$$X_G = 31,0378 \text{ m}$$

$$Y_G = 20,2601 \text{ m}$$

b. Moments d'inertie:

$$I_{xx} = 98528,03 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 384796,5 \text{ m}^4$$

VI.4.2.4. Vérification de la Stabilité du Radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5\right)$

Avec

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

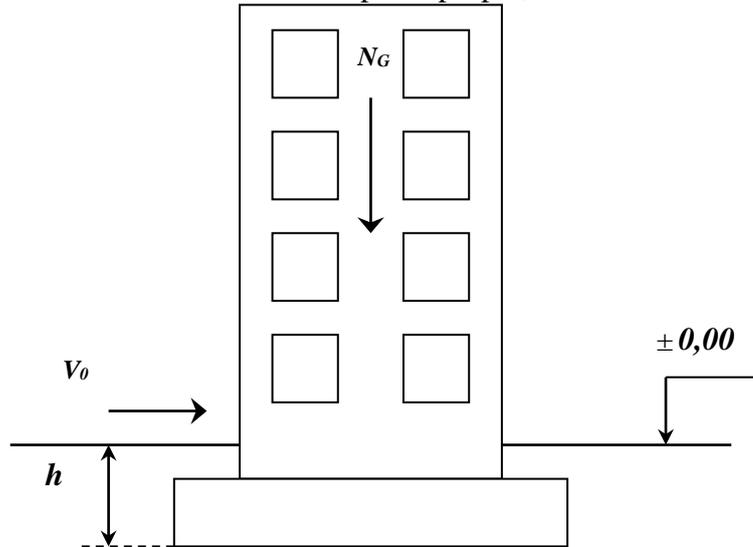


Figure VI.4 Schéma statique du bâtiment.

Sens x-x :

$M_0 = 129595,62 \text{ KN.m}$; $V_0 = 6153,03 \text{ kN}$; $h = 4,86 \text{ m}$

Donc: $M_R = 159499,35 \text{ KN.m}$

$N = N_G + N_Q$

Avec: $N_G = N_{G1} + N_{G2}$

N_{G1} : Poids propre de la structure.

N_{G2} : Poids propre du radier + nervures

N_Q : Poids de la surcharge d'exploitation de la structure.

On a: $N_{G1} = 115140,49 \text{ kN}$

$N_{G2} = \rho_b \cdot S \cdot h = 25(1211,4 \times 0,4 + 0,9 \times 167,7 \times 1,35) = 17207,9 \text{ kN}$

$N_Q = 26564,31 \text{ kN}$

Donc: $N = 158912,9 \text{ KN}$

$M_s = N \cdot x_G = 4932656,42 \text{ KN.m}$

$\frac{M_s}{M_R} = 30,92 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Sens y-y :

$M_0 = 98455,72 \text{ KN.m}$; $V_0 = 5737,42 \text{ kN}$; $h = 4,86 \text{ m}$

Donc: $M_R = 126339,58 \text{ KN.m}$

$M_s = N \cdot y_G = 3219575,35 \text{ KN.m}$

$\frac{M_s}{M_R} = 25,48 > 1,5 \dots \dots \dots \text{vérifié}$

▪ **Conclusion :**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5 ; donc notre structure est stable dans les deux sens.

VI.5.Vérification des contraintes dans le sol :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire : $\sigma_{sol}=2,5$ bars

On doit vérifier la contrainte du sol :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rod}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{141704,78}{1211,4} = 1.17bar < 2,5bar.....v\u00e9rifi\u00e9e$$

On doit v\u00e9rifier aussi les contraintes sous le radier (σ_1, σ_2) avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_r \times V_{max}}{I}$$

Avec : σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

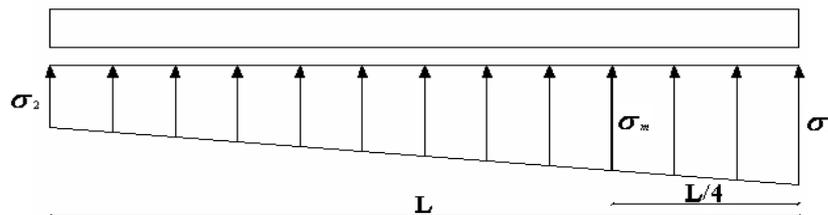


Figure VI.5.Contraintes sous le radier

☞ Si $\sigma_2 > 0$: la R\u00e9partition est trap\u00e9zo\u00efdale; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas d\u00e9passer la contrainte admissible σ_{sol} ($\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$).

☞ Si $\sigma_2 = 0$: la R\u00e9partition est triangulaire; La contrainte σ_1 ne doit pas d\u00e9passer 1,33 fois la contrainte admissible.

On v\u00e9rifie que :

σ_1 : Ne doit pas d\u00e9passer $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour \u00e9vite des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inf\u00e9rieur \u00e0 } 1,33\sigma_{sol} \quad (1)$$

ELU:

On a: $N_u = 1952861kN$

M : est le moment de renversement.

$\sigma_{sol}=250kN/m^2$

Le tableau suivant regroupe tous les r\u00e9sultats:

Tableau VI.2: Vérification des contraintes à l'ELU.

	$\sigma_1 (kPa)$	$\sigma_2 (kPa)$	$\sigma_m (kPa)$
Sens x-x	213,98	108,43	187,6
Sens y-y	167,84	154,57	164,52
vérification	$<1,5 \sigma_{sol} = 375kPa$	>0	$<1,33 \sigma_{sol} = 332,5kPa$

ELS:

On a : $N_{ser} = 14170478kN$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats:

Tableau VI.3. Vérification des contraintes à l'ELS.

	$\sigma_1 (kPa)$	$\sigma_2 (kPa)$	$\sigma_m (kPa)$
Sens x-x	169,75	64,2	143,36
Sens y-y	123,61	110,34	120,29
vérification	$<1,5 \sigma_{sol} = 375kPa$	>0	$<1,33 \sigma_{sol} = 332,5kPa$

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

d. Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU : } \sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 187,6kN / m^2$$

$$\text{ELS : } \sigma_{ser} = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 143,36kN / m^2$$

VI.6. Ferrailage du Radier :

VI.6.1. Ferrailage de la dalle du radier:

VI.6.1.1.Détermination des efforts:

- Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

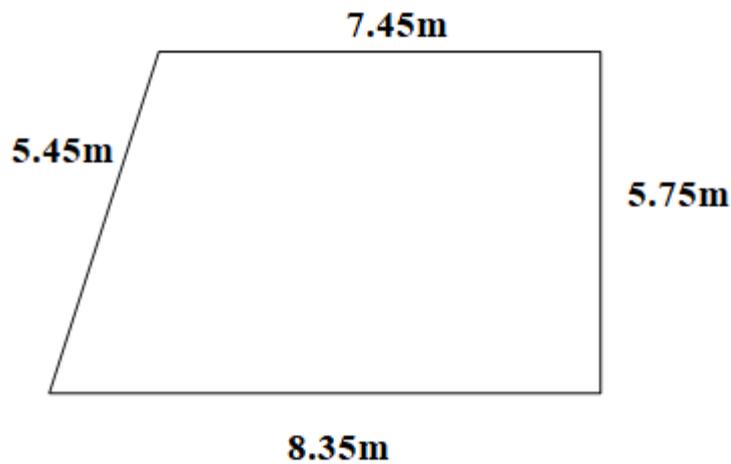
Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

a. Panneau de rive :

- Moment en travée: $\begin{cases} M_{tx}=0,85M_x \\ M_{ty}=0,85M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis: $\begin{cases} M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x & \text{(appui de rive)} \\ M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x & \text{(autre appui)} \end{cases}$

b. Panneau intermédiaire :

- Moment en travée: $\begin{cases} M_{tx}=0,75M_x \\ M_{ty}=0,75M_y \end{cases}$
 - Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$
 - Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.
 - Moment en travée: $M_t=0,85M_0$
 - Moment sur appuis: $M_a=0,5M_0$
- Avec: $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

**Figure VI.6** Schéma du panneau le plus sollicité.

a. Valeur de la pression sous radier :

ELU :

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 187,6kN / m$$

ELS :

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 143,36kN / m$$

c.1.Moment en travée et sur appuis à l'ELU (v=0) :

Le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.75}{8.35} = 0.869 \leq 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.4. Calcul des moments à l'ELU.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
5.75	8,35	0,69	0,0697	0,4181	187,6	432,32	324,24	180,75	135,56	216,16

c.2.Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2) :

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.5. Calcul des moments à l'ELS.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
5,75	8,35	0,69	0,0755	0,5704	143,36	357,86	268,4	204,12	153,1	178,93

VI.6.1.2.Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

f_{c28}=30 MPa; σ_{bc}=17MPa; f_c=500 MPa; σ_s=435 MPa; b=100 cm; h=40 cm ;d=0,9 h=36cm

Tableau VI.6. Ferrailage des Panneaux du Radier.

	Sens	M_u (kNm)	A_s^{cal} (cm²)	Choix	A_s^{adp}(cm²)
Travée	x-x	324,24	22,5	8T20	25.13
	y-y	135,56	8,95	5T16	10,05
Appui	x-x	216,16	14,56	8T16	16.08
	y-y				

a. Espacement:

$$Esp \leq Min..(3h;33cm) \Rightarrow S_t \leq Min..(120cm;33.cm) = 33cm$$

b. En travée :

Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{7} = 14.28.cm < 33cm$$

On opte $S_t=15$ cm.

Sens y-y :

$$Esp \leq Min(4h;40cm) \Rightarrow S_t \leq Min(160cm;40cm) = 40cm$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25cm < 40cm$$

On prend $S_t=25$ cm

c. Aux Appuis :

$$S_t = \frac{100}{7} = 14.28.cm < 33cm$$

On prend $S_t=15$ cm

VI.7.Vérifications nécessaires :

VI.7.1.Condition de non fragilité:

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,97 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.7. Vérifications CNF

	Sens	A_s^{adp} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Vérifications
Travée	x-x	25,13	2,97	oui
	y-y	10,05	2,98	oui
Appui	x-x	16,08	2,98	oui
	y-y			

VI.7.2.Vérification des contraintes à l'ELS:

Tableau VI.8. Vérification des contraintes.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	x-x	268,4	25.13	12,93	18	296,68	250	non
	y-y	153,1	10,05	10,29	18	423,16	250	non
App	x-x	178,93	16,08	10,08	18	309,1	250	non
	y-y							

Remarque :

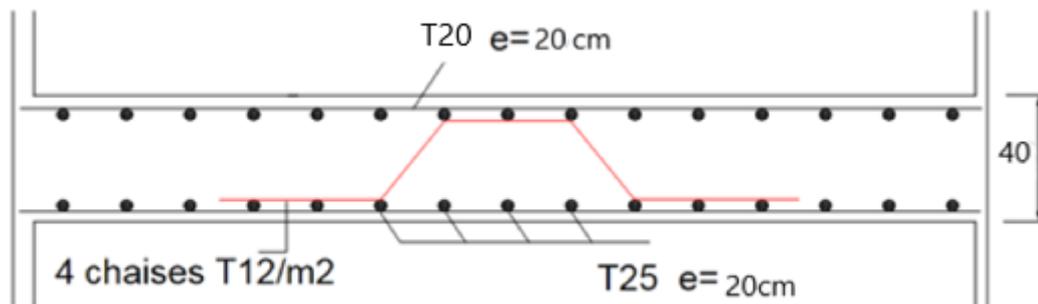
La contrainte d'acier n'est pas vérifié ni en travée ni en appuis donc on augmente la section de l'acier.

Tableau VI.9. Vérification des contraintes (correction).

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérif
Trav	x-x	268,4	34,36	7,95	18	234,6	250	Oui
	y-y	151,1	18,85	6,22	18	238,1	250	Oui
App	x-x	178,93	21,99	6,78	18	242,5	250	Oui
	y-y							

Tableau VI.10. Nouveau ferrailages de radier.

	Sens	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	S _t
Travée	x-x	7T25	34,36	20
	y-y	6T20	18,85	20
Appuis	x-x	7T20	21,99	20
	y-y			



Sens YY

Figure VI.7. Schéma de ferrailage de la dalle Radier.

VI.8. Ferrailage des nervures :

VI.8.1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire «BAEL91 modifier 99» [1]

On a : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,50M_0$

VI.8.2. Calcul des armatures :

b =90 cm ; h=175 cm ; d=157,5 cm

- **Sens porteur (x-x) :** L=8,35 m ; q=187,6 kN/ml.

Tableau VI.11. Ferrailage des nervures (x-x).

	M_u (kNm)	A_s^{cal} (cm²)	Choix	A_s^{adp} (cm²)
Travée	1389,74	20,69	4T20+5T16	22.62
Appuis	817,5	12.07	8T16	16,08

Sens non porteur (y-y) : L=5.75 m ; q=187,6kN/ml.

Tableau VI.12. Ferrailage des nervures (y-y).

	M_u (kNm)	A_s^{cal} (cm²)	Choix	A_s^{adp} (cm²)
Travée	659,02	9,71	8T16	16,08
Appuis	387,66	5,69	8T16	16,08

VI.8.3. Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité : [4]

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 13,69cm^2$$

Tableau VI.13. Vérification de la condition de non fragilité.

		A_s^{adp} (cm²)	A_s^{min}	Vérification
Sens X	Travée	22.62	13,69	Oui
	Appuis	16,08	13,69	Oui
SensY	Travée	16,08	13,69	Oui
	Appuis	16,08	13,69	Oui

2. Vérification des contraintes à l'ELS : [4]

Tableau VI.14. Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm²)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	σ̄_s (MPa)	Obs
Travée	x-x	1062,00	22.62	5,19	18	318,90	250	Non
	y-y	503,6	16,08	2,84	18	210,7	250	Oui
Appuis	x-x	624,7	16,08	3,52	18	261,3	250	Non
	y-y	296,24	16,08	1,67	18	123,9	250	Oui

- **Remarque :** La contrainte d'acier n'est pas vérifiée en travée

Tableau VI.15. Vérification des contraintes à l'ELS (correction).

	Sens	M _{ser} (kNm)	Choix	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Obs
Travée	x-x	1062,0	10T20	31,42	4,54	18	232,2	250	Oui
	y-y	503,6	8T16	16,08	2,84	18	210,7	250	Oui
Appuis	x-x	624,7	9T16	18,10	3,35	18	232,9	250	Oui
	y-y	296,24	8T16	16,08	1,67	18	123,9	250	Oui

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 3MPa$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec : $T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{187,6 \times 8,35}{2} = 783,23.kN$

$$\tau_u = \frac{783,23 \times 10^3}{900 \times 1575} = 0,55MPa < \bar{\tau}_u = 3MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

VI.8.4. Armatures transversales :

- **BAEL 91 modifié 99..... [4]**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) = 40cm$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) = 0,4MPa$$

- **RPA99 version 2003 [3]**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 19,2.cm \dots \dots \dots \text{Zonenodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 87,5.cm \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec : $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1,6cm$

Tableau VI.16.choix des armatures transversales

T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91 S _t (cm)	Ø _l (mm)	RPA99		S _t ^{adp}		A _t ^{min} RPA (cm ²)	A _t BAEL (cm ²)	Choix	A _s adp
				S _t (cm) ZN	S _t (cm) ZC	ZN(cm)	ZC(cm)				
783,23	0,55	40	16	19.2	87,5	15	30	5,18	2.78	6T12	6,79

On trouve :

S_t=15cm.....Zone nodale.

S_t=20cm.....Zone courante.

VI.8.5.Armature de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses

Pour les bâtiments courant on a 3cm² / m pour les armatures de peau [1]

$$A_p = 3 \frac{cm^2}{m} \times 1.750 = 5,25cm^2 \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Donc on prend : **4T14 = 6,79cm²**

VI.8.6.Schéma de ferrailages des nervures

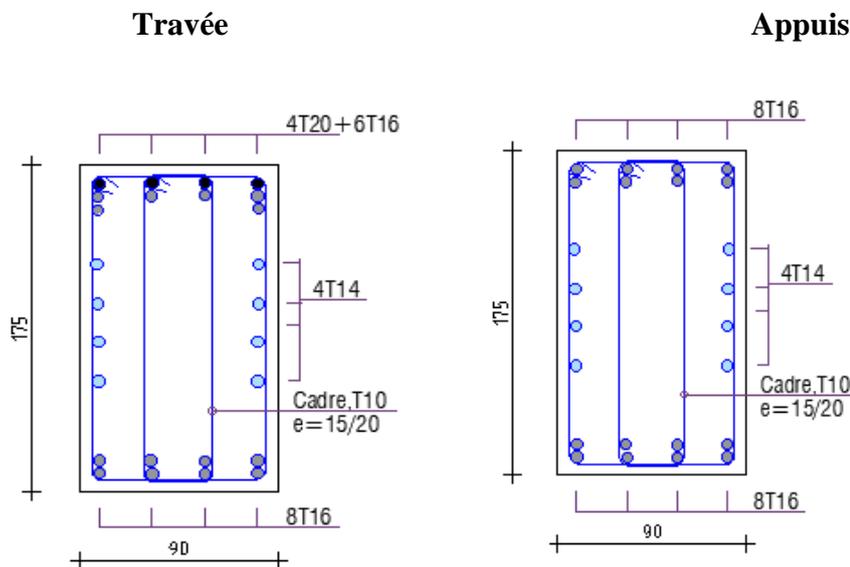


Figure VI.8. Ferrailage des nervures XX

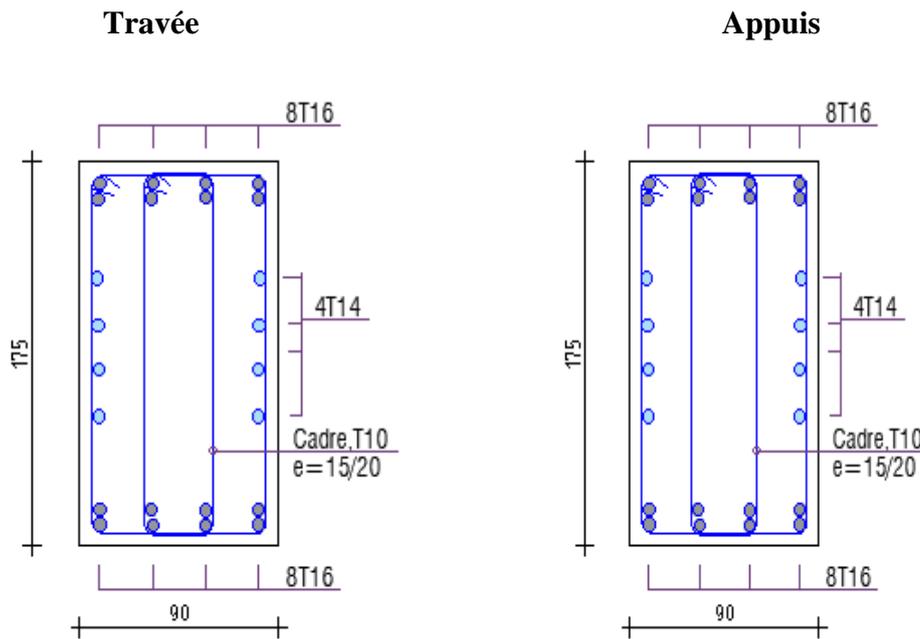


Figure VI.9 Ferrailage des nervures YY

VI.9.Ferrailage du Débord :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=0,5m$, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

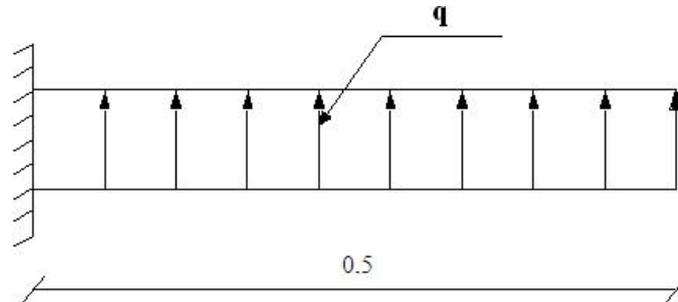


Figure VI.10 Schéma statique des débords.

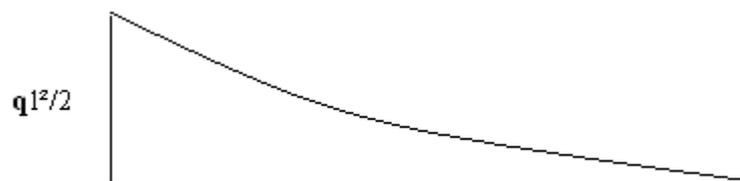


Figure VI.11 Diagramme des Moments.

VI.9.1. Calcul de ferrailage :

$q_u=187,6 \text{ ml}$, $b=100\text{cm}$, $h=40 \text{ cm}$, $f_{c28}=30\text{MPa}$, $\sigma_{bc}=17 \text{ MPa}$.

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 23,45 \text{ kNm} \quad ; \quad \sigma_s = 435\text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,011$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,0028$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 35,95\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 1,5\text{cm}^2$$

As=4T12=4.52 esp =15 cm

VI.9.1.1. Vérifications :

a. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,97\text{cm}^2 < 4,52\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

VI.9.2. Armature de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,13\text{cm}^2 \leq A_r \leq 2,26\text{cm}^2$$

On prend **4T10=3.14 cm²** , $S_t= 15\text{cm}$.

VI.9.3. Vérification des contraintes à l'ELS :

$Q_{ser}=143,36 \text{ kN/ml}$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 17,92\text{kNm}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18\text{MPa}$$

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

Tableau VI.17. Vérifications des Contraintes du Béton et d'Acier

M_{ser} (kNm)	A_s (cm²)	σ_{bc}(MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	σ_s(MPa)	σ̄_s (MPa)	Vérification
17,92	4.42	1,68	18	119,6	250	OK

VI.9.4. Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \geq 0,062 \quad \text{vérifiée} \\ 0,0012 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,6 \geq 0,085 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont satisfaites, nous sommes donc dispensés pour l'évaluation de la flèche.

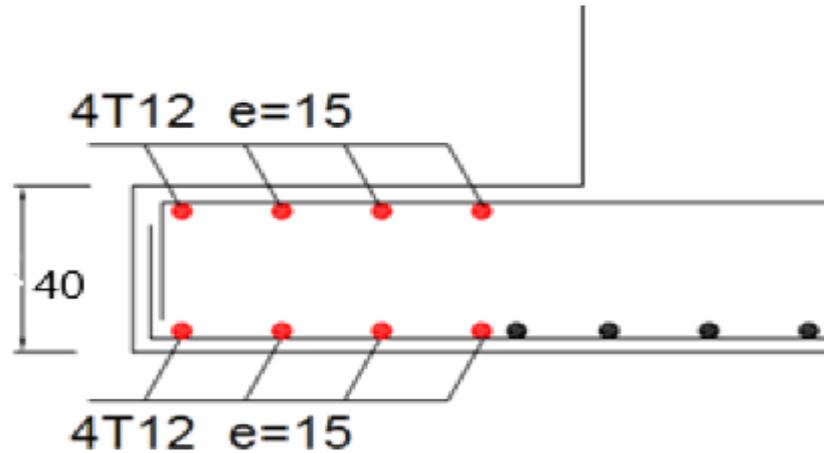


Figure VI.12 Ferrailage du Débord.

VI.10. Voile périphérique :

VI.10.1. Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

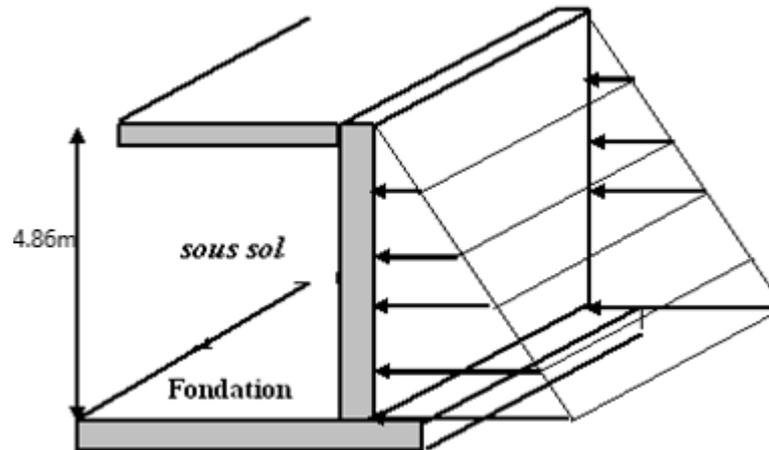


Figure VI.13. Evaluation des charges

VI.10.2. Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- ✓ Les ossatures au dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- ✓ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
- ✓ Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- ✓ La longueur de recouvrement est de $40\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :

B : Section du voile.

VI.10.3. Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x = 2,8\text{m}$; $L_y = 8,00\text{m}$; $e = 15\text{ cm}$.



Figure VI.14. Poussées des terres.

La charge de poussées des terres est donnée par:

$$Q = A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1 m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 20^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.490$$

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H = 26,07 \text{ N/ml} \Rightarrow Q_u = 1,35 \times 26,07 = 35,2 \text{ kN/ml}$$

VI.10.4. Effort dans la dalle :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,8}{8,00} = 0,35 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

- Moment en travée: $M_t = 0,85 M_0$
- Moment sur appuis: $M_a = 0,5 M_0$

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

$$M_0 = 34,5 \text{ Nm}$$

- **Moments en travées :**

$$M_t = 0,85 M_0 = 29,33 \text{ kNm..}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_a = 0,5 M_0 = 17,25 \text{ kNm}$$

VI.10.5. Ferrailage de la dalle :

b=100cm ; h=15cm ; d=0,9h=13,5cm ; $f_c=500 \text{ MPa}$; $f_{c28}=30 \text{ MPa}$; $f_{t28}=2,4 \text{ MPa}$; $\sigma_s=435 \text{ MPa}$; $F_{bc}=17 \text{ MPa}$ (organigramme I voir annexe)

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.18.Ferraillage de la dalle pleine.

	M_u	A_s^{cal}	Choix	A_s^{adp}	Esp
	(kNm)	(cm ²)		(cm ²)	(cm)
Travée	34.24	5,27	7T12	7,92	15
Appuis	20.14	3,03	5T12	5,65	20

VI.10.6. Condition exigée par les RPA99/version 2003:

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposé en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 15 \times 100 = 1,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 15 \times 100 = 1,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

VI.10.7. Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L}{2} = \frac{35,2 \times 2,8}{2} = 49,28 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{49,28 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,37 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

VI.10.8. Vérification à L'ELS :

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS:

$$Q_{ser} = Q1 = 26,07 \text{ kN/m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = 25,55 \text{ kN.m}$$

b. Vérifications des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI.19. vérification à ELS.

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	21,72	7,92	7,89	18	229,2	250	OK
Appuis	12,78	5,65	5,24	18	186	250	OK

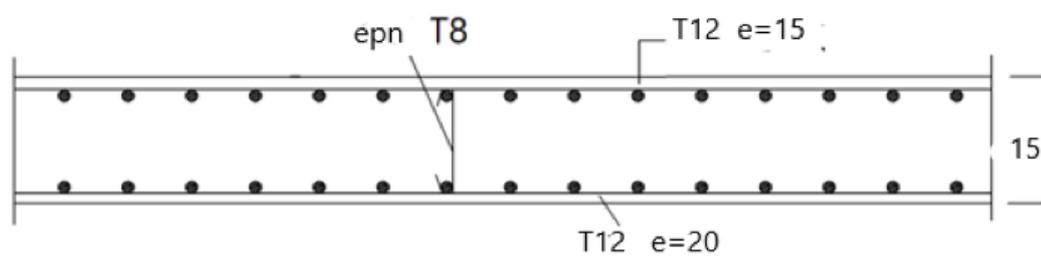


Figure VI.15. Ferrailage du Voile Périphérique.

CONCLUSION

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.
- L'analyse tri dimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à l'outil informatique et à l'apport de logiciels performants.
- Grâce au logiciel l'estimation (la modélisation) de la masse de la structure peut être faite avec un grand degré de précision. L'hypothèse majeure requise consiste en l'estimation de la fraction de la charge d'exploitation (βQ) à inclure comme étant une masse additionnelle.
- Il est indéniable que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de pré dimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure. Rappelons que dans notre cas, c'est une structure auto stable qui a été pré dimensionnée. Le renforcement de cette dernière (lors de l'étude sismique) nous a amené vers un bâtiment à contreventement mixte (voile + portique).
- La justification de l'effet $P-\Delta$ dans le cas du bâtiment étudié s'est avérée non nécessaire, vu que les coefficients θ_k calculés en chapitre *IV* sont inférieurs à $0,1$.
- Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode simplifiée basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique (du *ETABS 17*) pour visualiser la nature et l'acuité des contraintes a été très utile dans notre cas.

REFERENCES

1. BAEL 91 modifié 99, DTU associés, par Jean Pierre Mougins, deuxième Edition Eyrolles 2000
2. Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
3. Formulaire du Béton Armé: Volume 1; 'Eléments de Calcul', par Victor Davidovici, Moniteur, 1996.
4. Conception et calcul des structures de bâtiment ; Henry Thnier (tome1 ; tome2).
5. La construction en zone sismique, par Victore Davidovici., Moniteur 1999 .
6. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93
7. Conception et Calcul des Structures de Bâtiment, par Henry Thonier, Tome 3
8. DTR B-C 2.42 Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché.
9. Formulaire du Béton Armé: Volume 2; 'Constructions', par Victor Davidovici, Moniteur, 1995.

ORGANIGRAMME -I-
SECTION RECTANGULAIRE

A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

Situation durable

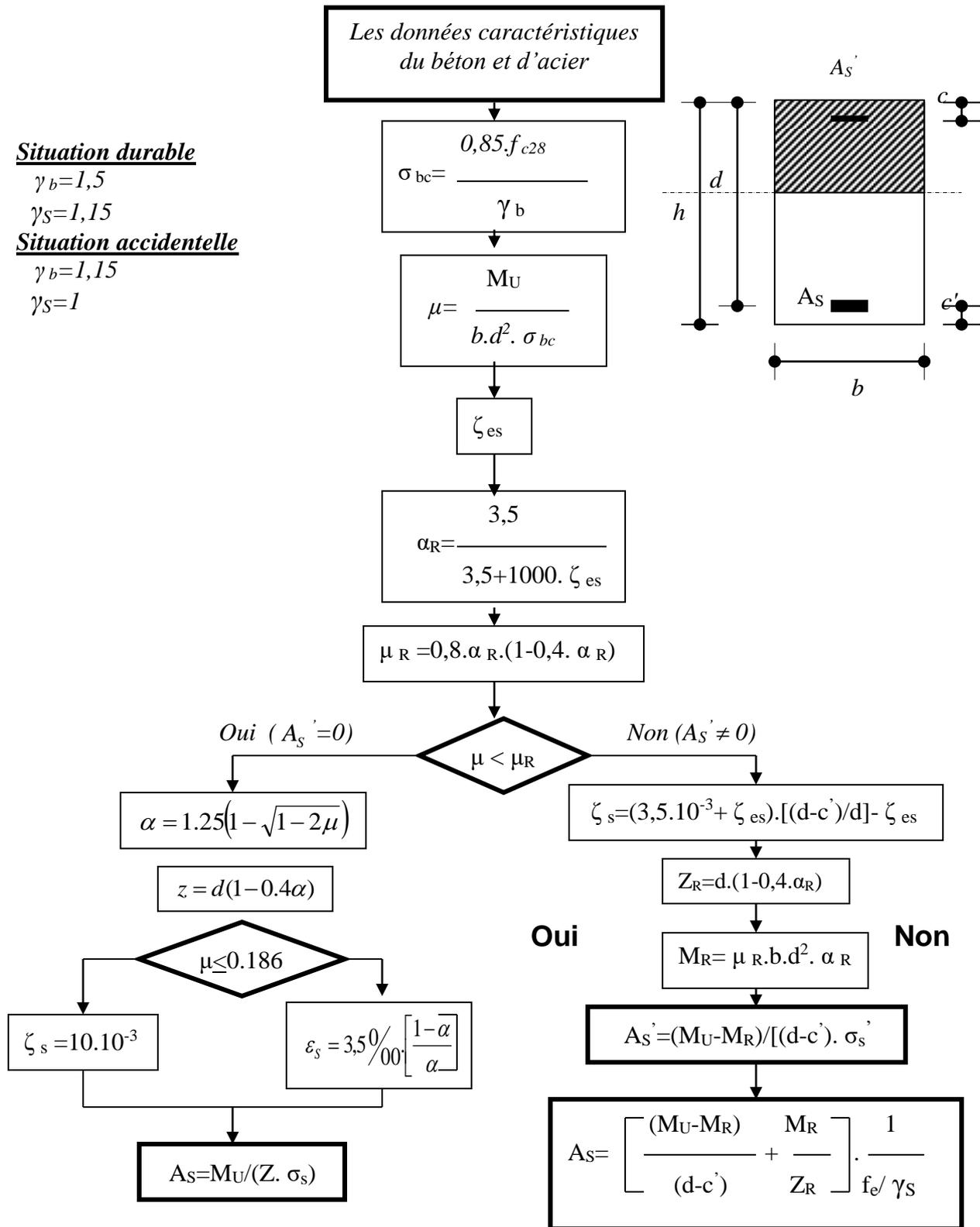
$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

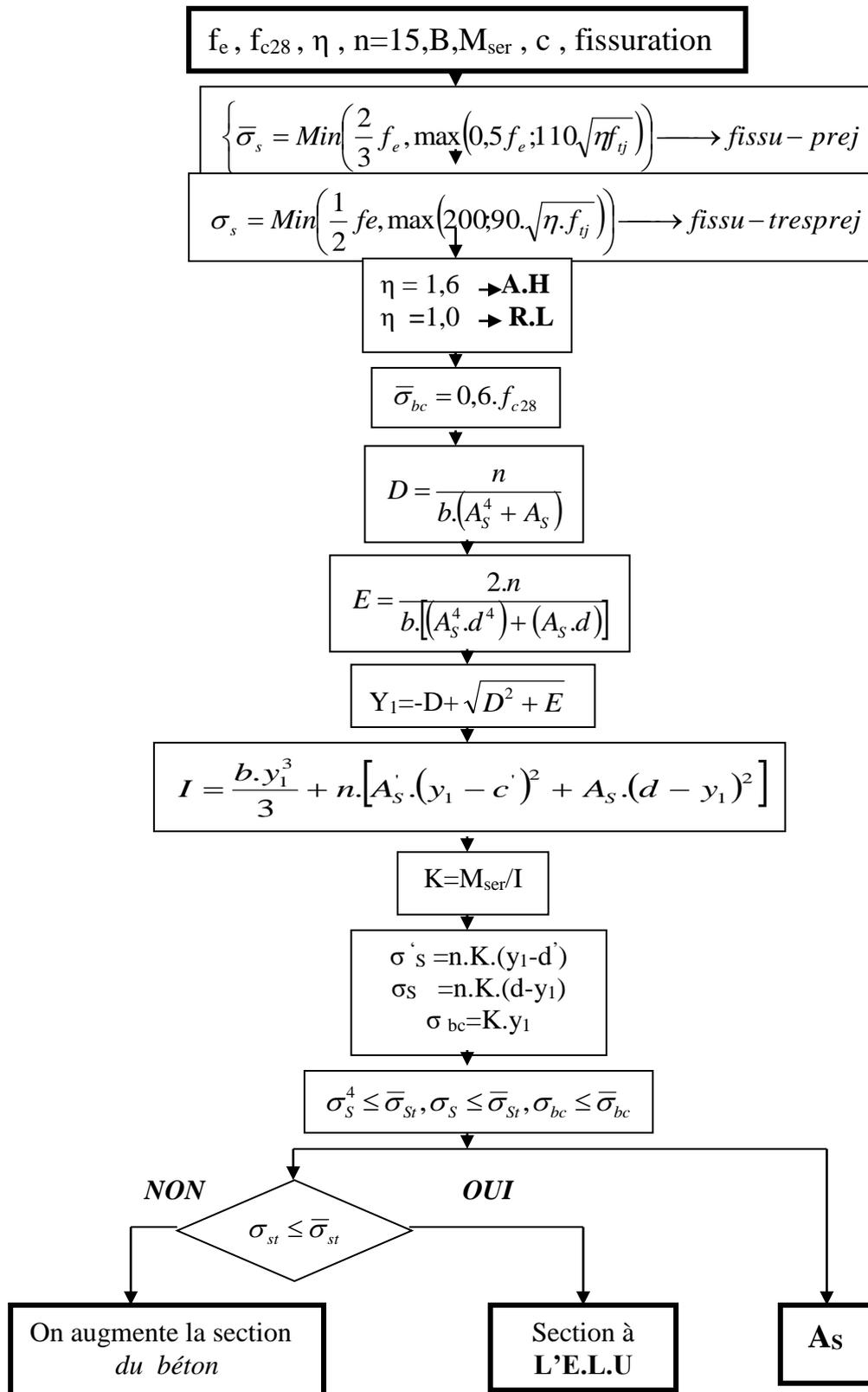
Situation accidentelle

$$\gamma_b = 1,15$$

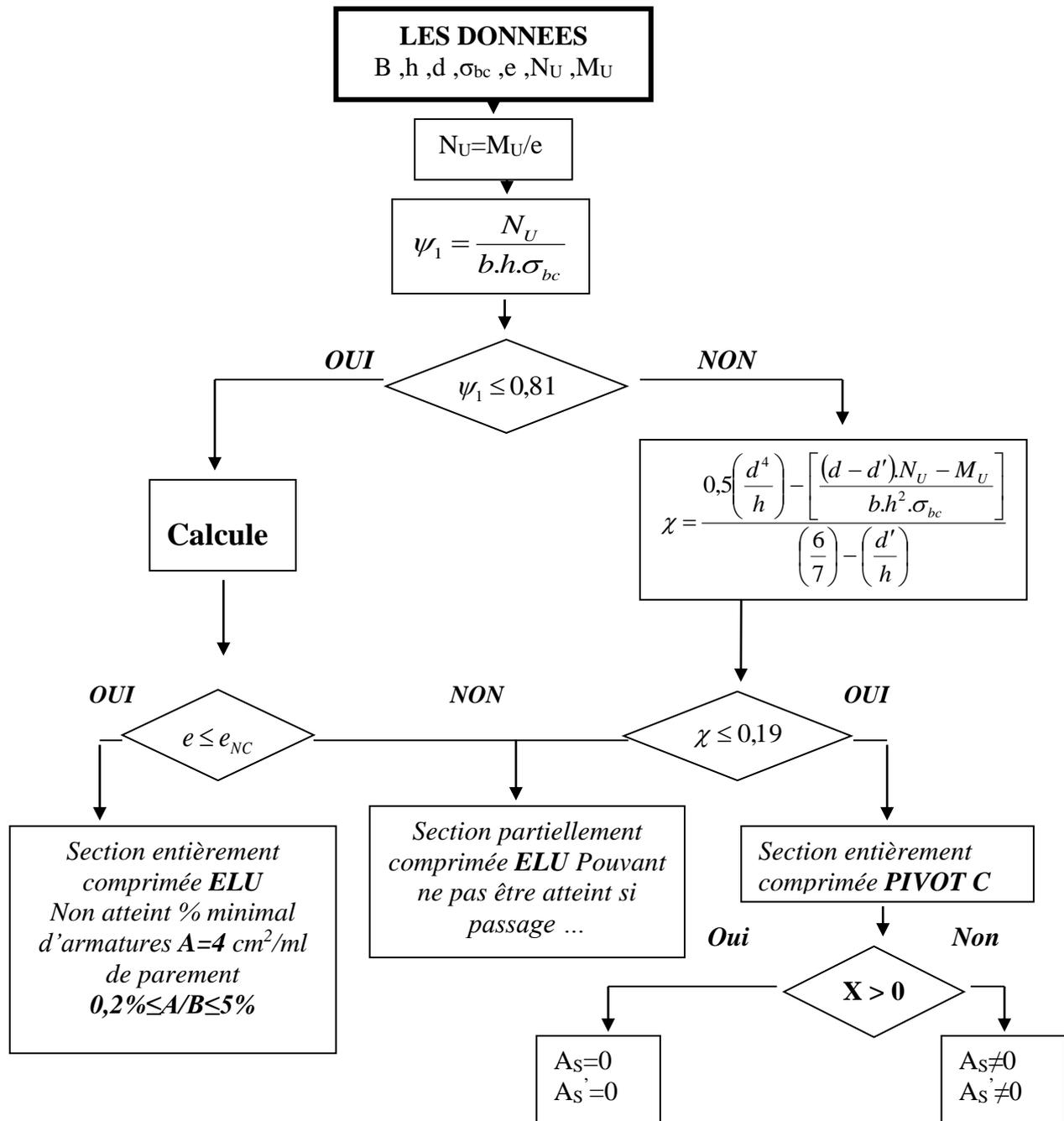
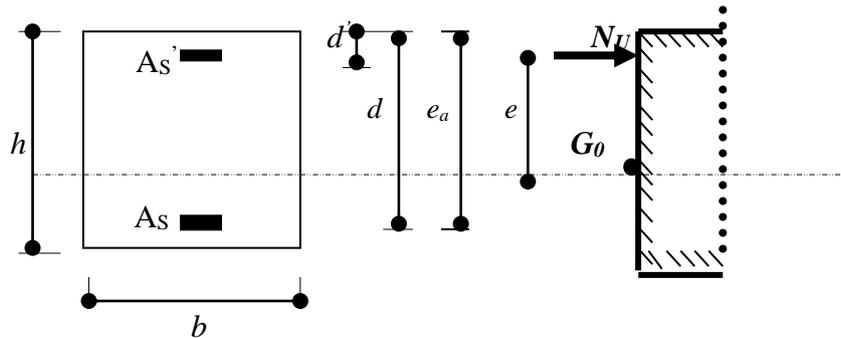
$$\gamma_s = 1$$



ORGANIGRAMME -II-
VERIFICATION D'UNE SECTION
RECTANGULAIRE A -L'ELU-



**ORGANIGRAMME -III-
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'ELU EN FLEXION COMPOSEE**



ORGANIGRAMME-IV-
FLEXION COMPOSEE A L'ELS

