

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

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

Faculté des Sciences et de la technologie

Département Génie Civil

Mémoire

Présenté pour obtenir

LE DIPLOME DE MASTER

FILIERE : Génie Civil

Spécialité : Structures

Par

- **CHENITI Layachi**
- **TELAIDJIA Fakher Eddine**

*Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (R+10) + sous-sol contreventement
voile implante à Constantine*

Soutenu le : Jeudi 12 Juin

Devant le Jury composé de :

<i>Nom & Prénom</i>	<i>Qualité</i>	<i>Etablissement</i>
<i>Dr. Noui Ammar</i>	<i>Président</i>	<i>Univ-BBA</i>
<i>Dr. Loumachi lazhar</i>	<i>Encadreur</i>	<i>Univ-BBA</i>
<i>Dr. Logzit Nacer</i>	<i>Examineur</i>	<i>Univ-BBA</i>
<i>Dr. Djoudi Larbi</i>	<i>Examineur</i>	<i>Univ-BBA</i>

Année Universitaire 2024/2025

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

Nous remercions tout d'abords « **ALLAH** » le tout puissant de nous avoir aidé à achever ce modeste travail.

Nous exprimons nos vifs remerciements à notre encadrant **Mr.LOUMACHI** (maitre de conférence classe B à l'université de BBA) pour son soutien inconditionnel, sa disponibilité, ses conseils, son apport et l'aide permanente qu'il nous a prodigué.

Nos remerciements vont aussi à tous les membres du jury, qui ont accepté d'évaluer notre travail.

Nous ne mettons pas de remercier tous les professeurs de l'université de BBA pour leurs conseils durant les années d'études.

Enfin, nous remercions toutes les personnes qui ont contribué de loin ou de près à la concrétisation de ce travail.

Layachi& Fakher Eddine

Résumé

L'objectif de ce projet est d'étudier un immeuble d'habitation composé d'un rez-dechaussée +10 étages+ sous sol.

A réaliser à la wilaya de CONSTANTINE , classée dans la zone sismique IIa selon la réglementation antisismique algérienne 99 version 2003.

Au moyen de poutres, de colonnes et de mur en béton armé, la stabilité du bâtiment pour toutes les charges.

L'étude et l'analyse du bâtiment ont été faites à l'aide d'un programme (ROBOT)

Applique les normes et lois en vigueur en Algérie BAEL 91 et RPA99 version 2003 Les dimensions ont été déterminées et tous les éléments principaux et secondaires du bâtiment ont été armés.

Le ferrailage des éléments résistifs (poteaux, poutres et murs en béton armé) est calculé manuellement, l'infrastructure de ce bâtiment est un radier généra

Mots clés :

Bâtiment, Béton armé, Etude dynamique, étude, voile Robot 2018, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99

Abstract

The objective of this Project is to study a residential building consisting of a ground floor +10 floors.

To be carried out in the wilaya of CONSTANTINE, classified in seismic zone IIa according to Algerian anti-seismic regulations 99 version 2003

By means of beams, columns and reinforced concrete wall, the stability of the building for all loads The study and analysis of the building were made using a program. (ROBOT).

Applies the standards and laws in force in Algeria BAEL 91 and RPA99 version 2003 The dimensions have been determined and all the main and secondary elements of the building have been armed.

Reinforcement of resistive elements (columns, beams and reinforced concrete walls) is calculated manually The infrastructure of This building Is a general raft.

Keywords:

Building, Reinforced concrete, Dynamic study, study, veil Robot 2018, RPA99 Modified 2003, BAEL91 Modified 99

ملخص

الهدف من هذا المشروع دراسة عمارة سكنية مكونة من طابق أرضي + 10 طوابق
ينفذ في ولاية قسنطينة المصنفة بالمنطقة الزلزالية الثانية القواعد الجزائرية المضادة للزلزل 99-
2003
بواسطة العارضات والأعمدة والجدار الخراساني المسلح ثبات المبنى لجميع الأحمالتم إجراء دراسة
وتحليل المبنى باستخدام برنامج. نسخة ROBOT
طبق المعايير و القوانين المعمولة بها في الجزائر
تم تحديد الأبعاد و تسليح العناصر الأساسية والثانوية المقاومة للبناءية يتم حساب تقوية العناصر
المقاومة الأعمدة والعوارض والجدران الخراسانية المسلحة يدويا البنية التحتية لهذا المبنى عبارة عن
طوف عام

الكلمات المفتاحية:

بناء، خرسانة مسلحة، دراسة ديناميكية، دراسة، شراع

Robot 2018, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99

SOMMAIRE

Introduction général	
Chapitre I. Présentation et Caractéristiques des matériaux	
I .1. Introduction	21
I .1.2 Présentation de l'ouvrage	21
I.1.3 description de le projet	21
I.1.4 Caractéristiques du bâtiment	21
I.1.4.1 Caractéristiques architecturales	21
I.1.4.2 Description structurale	21
I.1.5 Les données géotechnique du site	23
I.2 Caractéristiques mécaniques des matériaux	23
I.2.1 Le beton	23
I.2.1.2 Les constituants du béton	23
I.2.1.3 Les principaux avantages du béton armé	24
I.2.1.4 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites	24
I.2.1.5 Résistance caractéristique du béton	25
I.2.1.5.1 Résistance à la compression f_{cj}	25
I.2.1.5.2 Résistance à la traction f_{tj}	26
I.2.1.5.3 Module de déformation longitudinale béton	26
I.2.1.5.4 Coefficient de Poisson	26
I.2.1.6 Contraintes limite du Béton	27
I.2.2 Acier	29
I.2.2.1 Différents types d'aciers	29
I.2.2.2 Enrobage	30
I.2.2.3. Contraintes limites	31
I.2.2.3.1 Etat limite ultime	31
I.2.2.3.2 Etat limite de service	32
I.3 Hypothèses de calcul aux états limites	33
I.3.1 Définition de l'état limite	33
I.3.1.1 Etat limite ultime ELU	33
I.3.1.2 Etat limite de service ELS	34
I.4 Actions et sollicitations	35
I.4.1 Les actions	35
I.4.2 Les sollicitations	35
I.4.3 Les combinaisons d'action	36
I.5 Règlements et normes utilisés	37
I.6 Les logiciels utilisent	37

Chapitre II. Pré-dimensionnement des éléments	
II.1.Introduction	39
II.2.Pré dimensionnement des éléments principaux	39
II.2.1.Prédimensionnement des poutre	39
II.2.1.1.Poutre principale	39
II.2.1.2.Poutre secondaire	40
II.2.1.3.Poutre palière	40
II.3.Pré dimensionnement des éléments secondaires	41
II.3.1.Pré-dimensionnement des planchers	41
II.3.2.Prédimensionnement des escalier	42
II.3.3.Prédimensionnement des voiles	46
II.3.4.Prédimensionnement l'acrotère	47
II.4.Evaluation des charges et surcharges	48
II.4.1.Maçonnerie	48
II.4.1.1.Murs extérieurs	48
II.4.1.2.Murs intérieur	48
II.4.2.Plancher terrasse inaccessible	48
II.4.3.Plancher étage courant et RDC	48
II.4.4.Balcon	49
II.4.5.L'escalier	49
II.4.5.1.palier	49
II.4.5.2.volée (paillasse)	49
II.5.Prédimensionnement des poteaux	49
II.6.Conclusion	53
Chapitre III .Etude des éléments secondaires	
III.1. Introduction	55
III.2. Etude du plancher	55
III.2.1. Evaluation des charges	55
III.3. Etudes des Poutrelle	55
III.3.1. La Méthodes utilisées	55
III.3.1.1. Ferrailage des poutrelles	59
III.3.1.2.Shema de Ferrailages des poutrelles terrasse inaccessible	64
III.3.1.3.Vérification de la flèche	69
III.3.1.4.Shema de Ferrailages des poutrelles RDC et étage courant.	70
III.4.Etude des balcons	70
III.4.1.Evaluation des charges	70
III.4.1.1. Calcule des moments	71
III.4.2. Calcul de ferrailage	71
III.4.2.1. Calcul du ferrailage longitudinal	71

III.4.2.2. Calcul du ferrailage transversal	73
III.4.3. Shema de ferrailage	73
III.5.Etude des escaliers	73
III.5.1.Type de Escalier	73
III.5.2.Calcul a l'ELU	75
III.5.3.Vérification au cisaillement	81
III.5.4.Vérification à l'ELS	81
III.5.5. Schéma de ferrailage de l'escalier	82
III.5.6.Etude de la poutre palière	85
III.5.6.1.Définition des charges	85
III.5.6.2.Calcul a ELU en Flexion	85
III.5.6.3.Verification necessaire	87
III.5.6.4.Calcul les armatures a la torsion	87
III.5.6.5. Schéma de ferrailage	89
III.5.6.6.Calcul a ELU en Flexion	90
III.5.6.7.Verification necessaire	92
III.5.6.8.Calcul les armatures a la torsion	93
III.5.6.9. Schéma de ferrailage	95
III.6. Etude de L'acrotère	95
IV.6.1.Evaluation des charges	96
III.6.1.1Vérification de l'effort au séisme	96
III.6.2. Shema de ferrailage	99
III.7. Etude de la dalle machine	99
III.7.1. Définition de l'Ascenseur	99
III.7.2. Les différents types d'ascenseur	99
III.7.3. Définition Techniques	100
III.7.4. Caractéristiques de l'ascenseur	100
III.7.5. Pré-dimensionnement	101
III.7.6. Détermination des charges et surcharges	101
III.7.7. Ferrailage de la dalle	102
III.7.8. Section minimales des armatures	104
III.7.9. Schéma de ferrailage de la dalle machine	105
III.8. Conclusion	105
Chapitre IV. Etude dynamique	
IV.1.Introduction	107
IV.2.Méthode de calcul	107
IV.2.1.Choix de la méthode de calcul	107
IV.2.2.Principe de la méthode dynamique spectrale	107
IV.2.3.Modélisation de la structure	107

IV.2.4.Modélisation de la structure par le logiciel robot	108
IV.2.5. L'analyse modale	108
IV.2.6. Objectif de l'étude modale	108
IV.2.7. Calcul de la résultante des forces sismiques à la base par la méthode statique équivalent	109
IV.2.7.1.Coefficient d'accélération de zone A	109
IV.2.7.2.Facteur d'amplification dynamique moyen	109
IV.2.7.3.Coefficient de comportement R	110
IV.2.7.4.Facteur de qualité Q	111
IV.2.7.5. Le Poids total de la structure W_i	113
IV.2.7.6.Classification du site	113
IV.2.7.7.Estimation de la période fondamentale	114
IV.3. Méthode d'analyse modale spectrale	116
IV.3.1. Introduction	116
IV.3.2. Résultats trouvés par logiciel ROBOT	116
IV.3.3. Vérification le période	117
IV.4.Conclusion	123
Chapitre V. Calcul des éléments structuraux	
V.1.Introduction	125
V.2.Combinaisons des charges	125
V.3.Caractéristiques du matériau	125
V.4.Ferraillage des poteaux	126
V.4.1.Les recommandations du RPA 99/2003	126
V.4.2.Vérifications nécessaires	136
V.4.3.Schémas de ferraillage	138
V.5.Ferraillage des poutres	138
V.5.1.Les recommandations du RPA 99/version 2003	138
V.5.2.Les recommandations de BAEL	139
V.5.3.Poutre principale	139
V.5.4.Poutres secondaires	144
V.5.5.Schémas de ferraillage des poutres	148
V.6.Ferraillage des voiles	149
V.6.1.Recommandations du règlement RPA99ver2003	149
V.6.2. Sollicitations maximales dans le voile	150
V.6.3.Calcul du ferraillage et de vérifications	151
V.6.4. Tableaux récapitulatifs des résultats du ferraillage vertical	154
V.6.5. Schéma de ferraillages de voile	155
V.7. Conclusion	155
Chapitre.VI.Etude des fondations	

VI.1.Introduction	157
VI.2.Classification des fondations	157
VI.3.Combinaison de calcul	157
VI.4.Choix de type de fondation	158
VI.5.Calcul de la surface des semelles isolées:	159
VI.6.Calcul des semelles isolées	160
VI.6.1.Méthode de calcul	160
VI.6.2.Ferraillage	162
VI.6.3.Vérifications divers (semelles intermédiaire et semelles de rive)	164
VI.6.3.1.Vérification de la capacité portante sous les combinaisons sismiques	164
VI.6.3.2.Vérification de la stabilité au renversement	165
VI.6.3.3.Vérification au poinçonnement :	165
VI.6.3.4.Schéma de ferraillage (BAEL91 et DTU)	166
VI.7.Semelle filante	167
VI.7.1.Étude des semelles filantes sous (voile + poteau)	167
VI.8.radier général	169
VI.8.1.Définition du radier général	169
VI.8.2.Pré dimensionnement du radier	169
VI.8.3.Les vérifications	170
VI.8.4.Vérification de la contrainte de cisaillement	172
VI.8.5.Vérification de la poussée hydrostatique	173
VI.8.6.Vérification de la stabilité du radier au renversement	174
VI.8.7.Ferraillage du radier	174
VI.8.8. Schéma ferraillage de radier	179
VI.9.Étude des longrines	179
VI.9.1.Introduction	179
VI.9.2.Dimensions du coffrage	179
VI.9.3.Sollicitations	179
VI.9.4.Ferraillage longitudinal	180
VI.9.5.Schéma de Ferraillage	182
VI.10. Étude voile périphérique :	182
VI.10.1. Introduction	182
VI.10.2. Pré dimensionnement	182
VI.10.3. Evaluation des charges et surcharges	183
VI.10.4. Ferraillage du voile périphérique	183
VI.11.Conclusion	183
Conclusion général	

LISTE DE TABLEAUX

Tableau.I.1. Caractéristiques architecturales.	21
Tableau.I.2. caractéristiques des aciers utilisés	30
Tableau.I.3. Récapitulatif des données des matériaux	37
Tableau.II.1. Les dimensions des plancher	41
Tableau.II.2. Évaluations des charges de mur extérieur	48
Tableau.II.3. Évaluations des charges de mur intérieur	48
Tableau.II.4. Évaluation des charges de plancher terrasse inaccessible	48
Tableau.II.5. Évaluation des charges de Plancher étage courant et RDC	48
Tableau.II.6. Évaluation des charges de Balcon	49
Tableau.II.7. Évaluation des charges de palier	49
Tableau.II.8. Évaluation des charges de volée (paillasse)	49
Tableau.II.9. Charge permanente poteaux	51
Tableau.II.10. Charge d'Exploitation poteaux	52
Tableau.III.1. Evaluation des charges de plancher	55
Tableau.III.2. Des sollicitations ELU	58
Tableau.III.3. Des sollicitations ELS	62
Tableau.III.4. Des sollicitations ELU	64
Tableau.III.5. Des sollicitations ELS	67
Tableau.III.6. Combinaisons des charges de l'escalier	74
Tableau.III.7. Sollicitation de l'escalier	75
Tableau.III.8. Sollicitation de l'escalier	77
Tableau.III.9. Sollicitation de l'escalier	78
Tableau.III.10. Sollicitation de l'escalier	79
Tableau.III.11. Sollicitation de l'escalier	81
Tableau.III.12. Sollicitation la poutre palière	85
Tableau.III.13. Sollicitation la poutre palière	90
Tableau.III.14. Évaluation et combinaison des charges ELU	96
Tableau.III.15. Évaluation et combinaison des charges ELS	96
Tableau.IV.1. Valeurs de ξ (%)	109
Tableau. IV.2. valeurs du coefficient de comportement R	110
Tableau.IV.3. valeurs des pénalités P_q	112
Tableau.IV.4. valeurs du coefficient de pondération β	113
Tableau.IV.5. Valeurs de T_1 et T_2	114
Tableau.IV.6. valeurs du coefficient C_T	115
Tableau.IV.7. Résultat dynamique	118
Tableau.IV.8. Vérification de la résultante des forces	119
Tableau .IV.9. vérification d'effort normal réduit	120

Tableau.IV.10. Les efforts tranchants et les moments de renversement	121
Tableau.IV.11. valeurs des déplacements calculées et admissibles (x-x)	122
Tableau.IV.12. valeurs des déplacements calculées et admissibles (y-y)	122
Tableau .IV.13. Vérification à L'effet P- Δ	123
Tableau.V.1 caractéristiques du matériau	125
Tableau.V.2. Les sollicitations sur le poteau 55×55	127
Tableau.V.3. Les sollicitations sur le poteau 50×50	130
Tableau.V.4. Les sollicitations sur le poteau 40×40	133
Tableau.V.5. Ferraillage des poteaux dans les différents niveaux de la Tour	136
Tableau.V.6. Vérification au flambement des différents poteaux	137
Tableau V.7. Vérification des contraintes normal	137
Tableau.V.8. Vérification des contraintes de cisaillement	137
Tableau.V.9. les moments max dans les poutres principales	141
Tableau.V.10. les moments max dans les poutres secondaires	145
Tableau.V.11. les sollicitations des voiles	150
Tableau.V.12. ferraillage des voiles	154
Tableau.VI.1. Efforts normaux maximaux dans les éléments le plus sollicités	159
Tableau.VI.2. dimensions des semelles	160
Tableau.VI.3. les sollicitations pour les poteaux	160
TableauVI.4. récapitulatif des résultats de ferraillage des semelles isolées	167
Tableau.VI.5. vérification de la stabilité au renversement	174
Tableau VI .6. Ferraillage du radier	179
TableauVI.7. Les sollicitations	180
Tableau VI .9. Moments fléchissant du voile périphérique	184
Tableau VI .10. Ferraillage des voiles périphérique	184

LISTE DE FIGURES

Figure.I.1. Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	25
Figure.I.2. Déformations dans une section droite d'une poutre	26
Figure.I.3. Diagramme Des déformations Diagramme Des contraintes	27
Figure.I.4. Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS)	28
Figure.I.5. Diagramme des Contraintes - Déformations du béton (ELU)	29
Figure.I.6. Diagramme contrainte- déformation de l'acier	31
Figure.I.7. Diagramme contraintes- déformations (de calcul) de l'acier	32
Figure.I.8. Règle des trois pivots	34
Figure.II.1. dimension de Poutre principale	39
Figure.II.2. dimension de Poutre secondaire.	40
Figure.II.3. Coupe transversale poutrelle	42
Figure.II.4. schéma statique d'un escalier de sous-sol	43
Figure.II.5. schéma statique d'un escalier du RDC	45
Figure.II.6. schéma statique d'un escalier d'étage courant	46
Figure.II.7. Coupe de voile en élévation	46
Figure.II.8. dimension de l'acrotère	47
Figure.II.9. section du poteau le plus sollicité	50
Figure.III.1. schéma statique de charge répartie	56
Figure.III.2. schéma statique de charge cocentré a droite	57
Figure.III.3. schéma statique de poutrelle	58
Figure.III.4. Diagramme des moments à l'ELU	59
Figure.III.5. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU	59
Figure.III.6. Diagramme des moments à l'ELS	62
Figure.III.7. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS	62
Figure.III.8. Schéma de ferrailage du poutrelle terrasse inaccessible	64
Figure.III.9. Diagramme des moments à l'ELU	65
Figure.III.10. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU	65
Figure.III.11. Diagramme des moments à l'ELS	68
Figure.III.12. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS	68
Figure.III.13. Schéma de ferrailage du poutrelle RDC et étage courant	70
Figure.III.14. Schéma de ferrailage du balcon	73
Figure.III.15. Schéma d'escalier	74
Figure.III.16. Les charges d'escalier ont ELU	74
Figure.III.17. La charge équivalent d'escalier a ELU	75
Figure.III.18. Schéma d'escalier	77
Figure.III.19. Schéma d'escalier	78
Figure.III.20. Les charges d'escalier ont ELU	78

Figure.III.21. La charge équivalent d'escalier a ELU	78
Figure.III.22. Schéma d'escalier	79
Figure.III.23. La charge équivalent d'escalier a ELU	79
Figure.III.24. Schéma d'escalier	80
Figure.III.25. Les charges d'escalier ont ELU	80
Figure.III.26. La charge équivalent d'escalier a ELU	81
Figure.III.27. Ferrailage d'escalier sous-sol type 01	82
Figure.III.28. Ferrailage d'escalier sous-sol type 02	83
Figure.III.29. Ferrailage d'escalier Etages courants et RDC type 01	83
Figure.III.30. Ferrailage d'escalier Etages courants et RDC type 02	84
Figure.III.31. Ferrailage d'escalier Etages courants et RDC type 03	84
Figure.III.32. schéma statique de la Poutre palière de sous-sol	85
Figure.III.33. Ferrailage de Poutre palière de sous-sol	89
Figure.III.34. schéma statique de la Poutre palière de RDC	90
Figure.III.35. Ferrailage de Poutre palière de RDC	95
Figure.III.36. Coupe transversale de l'acrotère	95
Figure.III.37. Modèle de calcul de l'acrotère	95
Figure.III.38. Ferrailage l'acrotère terrasse inaccessible	99
Figure.III.39. ferrailage de la dalle machine	105
Figure.IV.1. Distribution de l'efflores normal sur les voiles et les poteaux	111
Figure.IV.2. Vue générale du modale	117
Figure.IV.3. Disposition des voiles	117
Figure.IV.4. 1ère mode – Vue déformée	118
Figure.IV.5. 2ème mode – Vue déformée	119
Figure.IV.6. 3ème mode – Vue déformée	119
Figure.V.1. Coupe de ferrailage des poteaux	138
Figure.V.2. moments max a ELU des poutres principales	139
Figure.V.3. moments max a ELS des poutres principales	140
Figure.V.4. moments max a ACC des poutres principales	140
Figure.V.5. Vérification de l'effort tranchant de la poutre principales	143
Figure.V.6. vérification des contraintes des poutres 45*30	143
Figure.V.7. moments max a ELU des poutres secondaires	144
Figure.V.8. moments max a ELS des poutres secondaires	144
Figure.V.9. moments max a ACC des poutres secondaires	145
Figure.V.10. Vérification de l'effort tranchant de la poutre secondaires	147
Figure V.11. vérification des contraintes des poutres 40*30	148
Figure.V.12. Coupe de ferrailage des poutres principales	148
Figure.V.13. Coupe de ferrailage des poutres secondaires	149

Figure.V.14. shéma de ferrailage de voile sans X-X	155
Figure.V.15. shéma de ferrailage de voile sans Y-Y	155
Figure.VI.1. Type des semelles superficielles	158
Figure.VI.2. les dimensions en élévation des semelles	160
Figure.VI.3. Méthode des bielles	163
Figure VI.4. Arrêt forfaitaire des barres.	166
Figure VI.5. Férrailage des semelles isolée	167
Figure VI.6. Férrailage des semelles filante	169
Figure VI.7. Distribution des contraint a ELU	171
Figure VI.8. Distribution des contraint a ELS	172
Figure VI.9. Distribution des contraint a ACC	172
Figure VI.10. Distribution des contraint de cisaillement τ_{xx}	173
Figure VI.11. Distribution des contraint de cisaillement τ_{yy}	173
Figure VI .12. As cal en travée suivant Lx	175
Figure VI .13. As cal en travée suivant Ly	176
Figure VI.15. As cal sur appui suivant Lx	177
Figure VI.16. As cal sur appui suivant Ly	178
Figure .17. Schéma ferrailage de radier	182
Figure .18. Schème de ferrailage du voile périphérique	185

Liste des symboles

A_s : Aire d'une section d'acier.

A' : Section d'aciers comprimés

A_t : Aire d'une section d'acier transversal

A_r : Aire d'une section d'acier de répartition

A_{max} : Section d'acier maximal

A_{min} : Section d'acier minimal

S : Surface

S_p : surface de plancher

S_t : surface totale

PP : poutre principale

PS : poutre secondaire

h : la hauteur de section

H : Hauteur d'étage

L_{max} : portée max de la poutre en nu

B_r : aire d'une section de béton

M_t : moment en travée.

M_0 : valeur maximale du moment dans la travée de compression

M_e : la valeur absolue de moment en travée

M_w : la valeur absolue de moment sur appuis

N_u : effort tranchant ultime

N_u : effort tranchant service

G : la charge permanente

Q : la charge d'exploitation

ELU : état limite ultime

ELS : état limite service

ACC : état limite accidentelle

h_t : Hauteur totale du plancher

e : épaisseur d'un voile

a : Une dimension (en générale longitudinal)

b : largeur d'une section

b_0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section

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

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

f_{c28} : Résistances à la compression du béton calculé à 28 jours

f_{t28} : Résistances à la traction du béton calculé à 28 jours

y_u : Position de la fibre neutre

$f_{bc} = f_{bu}$: Résistance conventionnelle ultime à la compression

ε_{bc} : Déformation du béton en compression

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier

θ : Coefficient de la durée d'application des charges

E_{ij} : Module de déformation instantanée

E_{vj} : Module de déformation différée

σ_s : La contrainte limite ultime d'acier

f_e : La limite élastique de l'acier

E_s : Module d'élasticité longitudinale

η : coefficient de fissuration

τ_u : contrainte de cisaillement

μ_l : Moment réduit limite

μ_{bu} : moment ultime réduit

\emptyset_t : diamètre des armatures transversal

C_t : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée

λ : Coefficient de correction

W : poids total de la structure

Q : Facteur de qualité

I_s : Moment d'inertie polaire

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : charge d'exploitation

β :coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

R :Coefficient de comportement global de la structure

S :Coefficient de site

r_x : Rayons de torsion sens X

r_y : Rayons de torsion sens Y

Introduction Générale

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, à pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Un ingénieur en structures est donc responsable d'étudier la stabilité des constructions soumises à des différentes actions, permanentes ou exploitations dans le temps, statiques ou dynamique. Cette étude nécessite de maîtriser l'outil informatique et des logiciels (Robot, Sap...) dans le but de satisfaire la sécurité, l'économie et le confort.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc, pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91modifié99, RPA99V2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

Chapitre I
Présentation et
Caractéristiques
mécaniques des
matériaux

I.1. Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voile) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques, donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91) (1), RPA99 modifié en 2003(2) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.1.2 Présentation de l'ouvrage :

Le travail présenté dans cette note des calculs, concerne le calcul d'un bâtiment a usage d'habitation, composé d'un rez de chaussée plus neuf étages, implanté sur un terrain situe sur le territoire de LEKHROUB la wilaya de Constantine, qui est une zone de moyenne sismicité zone IIa d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).

I.1.3 description de le projet :

Notre projet a pour but l'étude d'un Batiment de type (R+10 + Sous-sol).

- ✓ Le sous-sol est aménagé en PARKING.
- ✓ Le RDC + 1^{er} Etage sont aménagés en locaux de commerce.

I.1.4 Caractéristiques du bâtiment :**I.1.4.1 Caractéristiques architecturales :**

Le bâtiment à étudier est constitué d'un seul bloc de forme régulière en plan, de dimensions suivantes :

En plan :

- ✓ Longueur total Lx = 35.60m.
- ✓ Largeur totale Ly = 33.20m

En élévation :

Hauteur totale du bâtiment.	36.80m
Hauteur totale du bâtiment + l'acrotère	37.40m
Hauteur du RDC	3.80m
Hauteur des étages courants	3.06m
Hauteur de sous-sol	-4.08m

Tableau.I.1. Caractéristiques architecturales.

I.1.4.2 Description structurale :❖ **Choix de Contreventement :**

La structure du bâtiment a un système de contreventement assuré par des portiques avec justification d'interaction auto stable (poteaux-poutres) en béton armé.

❖ L'acrotère :

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 70cm d'hauteur et de 10 cm d'épaisseur. L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

❖ Les planchers :

Constitués de poutrelles avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement verticaux.

Nous avons opté pour deux types de plancher :

- a) plancher à corps creux.
- b) plancher en dalle pleine.

❖ Les poutres :

Ce sont des éléments horizontaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations .Elles sont sollicitées à la flexion plane.

❖ Les poteaux :

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

❖ Les escaliers :

Sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre

❖ Les Balcons :

Sont des éléments non structuraux formés de dalle pleine en béton armé.

❖ Maçonnerie:

Les murs extérieurs sont réalisé en doubles parois en briques creuses de (15cm ; 10cm) séparées par un vide de 5 cm.

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

❖ Revêtement :

Le revêtement est constitué par :

1. Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façades.
2. Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
3. Carrelage pour les planchers et les escaliers.
4. Céramique pour la salle d'eau.

❖ L'infrastructure :

Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :

1. Transmettre les charges verticales et horizontales au sol.
2. Limiter les tassements.
3. Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.

I.1.5 Les données géotechnique du site:

L'étude du sol a été réalisée par le Laboratoire De La Construction, Constantine, les caractéristiques du sol sont les suivantes :

- ✓ La contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 3,5\text{bar}$.
- ✓ L'ouvrage appartient au groupe à usage 2.
- ✓ Le site est considéré comme meuble (S3). d'après les règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003 « article 3.3 » (page 26)

I.2 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

I.2.1 Le beton :

Le béton est un matériau utilisé pour construire de nombreux type d'ouvrage dans les domaines du bâtiment des travaux publics et de l'hydraulique, il est constitué par le mélange du ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau, et dans certains cas d'adjuvants. Le béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jour, dite valeur caractéristique requise $f_{c28}=25\text{MPa}$.

La formule couramment utilisée pour 1m^3 de béton est la suivante:

- 350 kg/m^3 de ciment CEM I 42.5
- Gravier : 800 litre/m^3
- Sable 400 litre/m^3
- Eau : 180L/m^3

I.2.1.2 Les constituants du béton :a) Le ciment :

C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

Classification selon leur composition :

Les ciments sont classés en fonction de leur composition en cinq types principaux :

- CPA : (ciment portland artificiel) CEM I 42.5= contient 97% de clinker et un filler permettant
- CPJ: (ciment portland composé)CEM II 42.5/AouB= contient 65% de clinker, le reste cendre, filler, laitier Pouzzolane.

- CLC : (le ciment au laitier et à la cendre) = ce ciment contient entre 25 à 66 de clinker ,20 à 45% de cendre foulante et 20 à 45% de laitier avec un filler dans la limite de 3%.
- CLK :(ciment de laitier ou clinker)= ce ciment contient plus de 80% De laitier, le reste de constituant étant le clinker et un filler dans les limites de 3%.

Actuellement les classes du ciment noté = CEM I, CEM II, CEM III, CEM IV, CEM V.

b) Les granulats :

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages ,on distingue :

Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable. Les granulats naturels provenant de concassage des roches. C'est l'élément qui constitue le squelette du béton et occupe environ les 70 % à 75% du volume, les agrégats sont d'une roche de différentes grosseurs = sable (0-5 mm) et gravier (5- 25 mm) pour un béton ordinaire.

c) L'eau :

C'est un élément très important dans l'hydratation du ciment et la maniabilité du béton, une insuffisance comme un excès d'eau peut entrainer une chute de la résistance essentiellement due à la porosité, un rapport eau-ciment compris entre 0,4 et 0,6 est très consommable.

d) Les adjuvants :

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

I.2.1.3 Les principaux avantages du béton armé :

sont :

- ✓ Economie
- ✓ Souplesse des formes
- ✓ Résistance aux agents atmosphériques
- ✓ Résistance au feu

I.2.1.4 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

- l'état limite ultime ELU : la Combinaison d'action est : $1.35G + 1.5Q$
- l'état limite de service ELS : la Combinaison d'action est : $G + Q$
- Sollicitations sismiques : les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

D'après le RPA99version 2003 on aura :

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

I.2.1.5 Résistance caractéristique du béton :**I.2.1.5.1 Résistance à la compression f_{cj} :**

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

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir les résistances f_{c28} au moins égale à 20 MPA et au plus égale à 45 MPA. (**RPA 99 article 8.1.1**) ;(page79)

$$f_{cj} = \frac{j}{4.67+0.83j} f_{c28} \text{ Pour : } f_{c28} \leq 40\text{MPa (} j \leq 28\text{jours) BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \text{ Pour : } f_{c28} > 40\text{MPa (} j \leq 28\text{jours) BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

$$j > 28 \rightarrow f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPA ;}$$

Avec

f_{cj} : résistance du béton à l'âge J.

J : l'âge en jours.

Pour l'évaluation de la déformation, pour des grandes valeurs de J, on a : $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$. Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

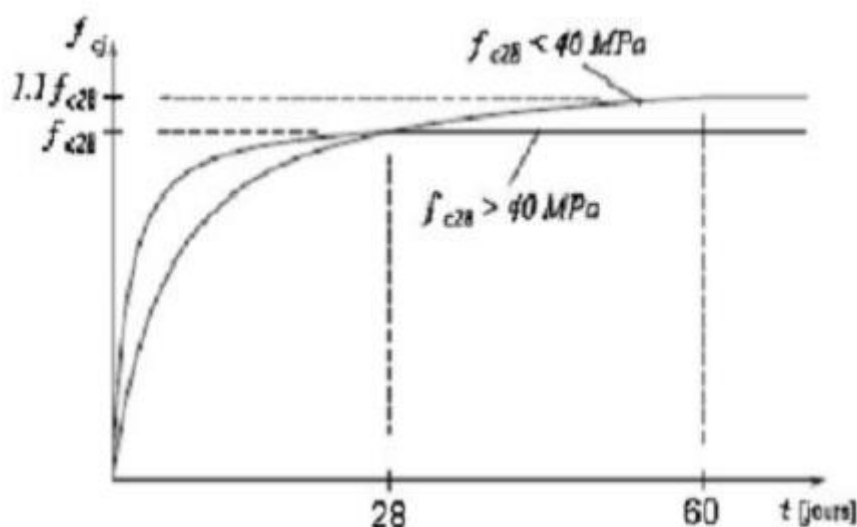


Figure.I.1.Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

La figure donne l'allure de la variation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton pour les deux types de béton. Sur cette figure, on observe que la montée en résistance des bétons à performances élevées est plus rapide que pour les bétons classiques. Cette propriété rend les bétons à performances élevées très intéressants en phase de construction.

I.2.1.5.2 Résistance à la traction f_{tj} :

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge J jours notée (f_{tj}) est conventionnellement, Définie par :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \text{ si : } f_{c28} \leq 60 \text{ MPA} \\ f_{tj} = 0.275 \times f_{cj} \text{ si : } f_{c28} > 60 \text{ MPA} \end{cases} \quad \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2).}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25\text{MPa}$ donc : $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$

I.2.1.5.3 Module de déformation longitudinale béton :

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton :

Module de déformation longitudinale instantanée : (CBA 93[ART 2.1.2.1] P7)

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{Alors On a : } E_{i28} = 32164,195\text{MPa} .$$

Module de déformation longitudinale différée : (CBA 93[ART 2.1.2.2] P7)

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \text{Alors On a : } E_{v28} = 10818.865 \text{ Mpa.}$$

I.2.1.5.4 Coefficient de Poisson:

Coefficient de Poisson qui se détermine par mesure directe de la déformation transversale d'une éprouvette comprimée ou tendue, ou par le rapport de déformation longitudinale en valeur relative:

$$v = \frac{\text{déformation trasversale}}{\text{déformation longitudinale}} = \frac{\Delta a/a}{\Delta l/l}$$

v : Coefficient de Poisson

$$\begin{cases} v = 0 \text{ (zéro) pour le calcul des sollicitations} \\ v = 0,2 \text{ pour le calcul des déformations} \end{cases} \quad \text{(CBA 93[ART 2.1.2.3] P8)}$$

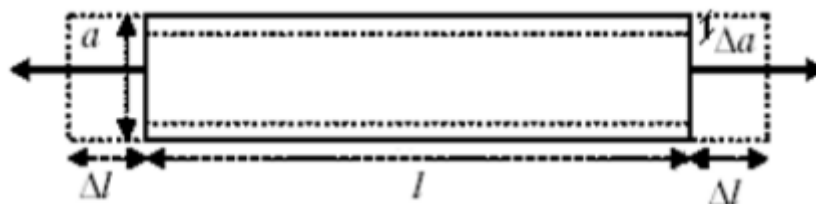


Figure.I.2. Déformations dans une section droite d'une poutre.

Module déformation transversale béton :

$$G = \frac{E}{2(1 + v)}$$

Avec :

E : module de Young

V : Coefficient de Poisson

$G = 0.4E$ pour le béton non fissuré (ELS).

$G = 0.5E$ pour le béton fissuré (ELU).

I.2.1.6 Contraintes limite du Béton :

❖ La Contraintes de compression à L'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ en [MPa] ; (BAEL 91[Article A.4.3.4] P26)}$$

0,85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charges de longue durée.

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité ; $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{en situation courante} \\ \gamma_b = 1.15 \rightarrow \text{en situation accidentelle} \end{cases}$

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions.

$\theta = \begin{cases} 1,00 \text{ lorsque la durée probable d'application} > 24 \text{ heures.} \\ 0,9 \text{ lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24 h.} \\ 0,85 \text{ lorsque la durée probable d'application} < 1 \text{ heure.} \end{cases}$

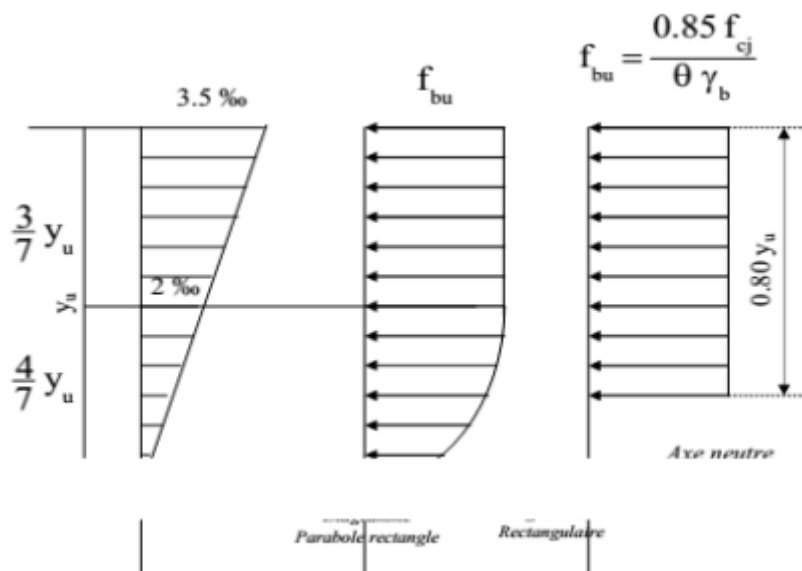


Figure.I.3.Diagramme Des déformations Diagramme Des contraintes

❖ La Contraintes de compression à L'ELS :

C'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$ on a :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \rightarrow \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA CBA 93 (Article A.4.5.2)P30.}$$

Avec :

σ_{bc} : contrainte admissible à l'ELS

$j = 28$ jour

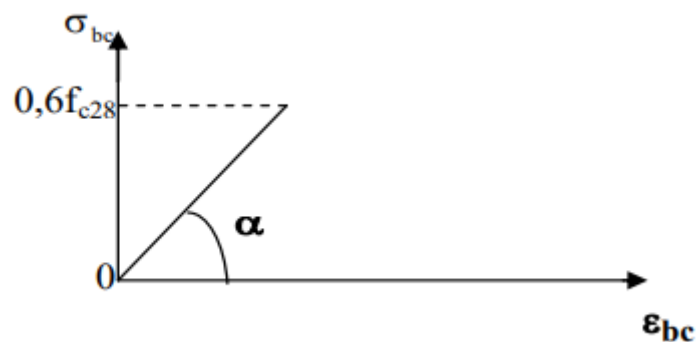


Figure.I.4.Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS).

❖ Contrainte ultime de cisaillement de béton :

$$\tau_{adm} = \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA}\right) \text{ pour la fissuration préjudiciable .}$$

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} 3.33 \text{ MPA} \rightarrow \text{en situation durable et transitoire (S. D. T)} \\ 4.34 \text{ MPA} \rightarrow \text{en situation accidentelle (S. A)} \end{cases}$$

$$\tau_{adm} = \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA}\right) \text{ pour la fissuration peu préjudiciable .}$$

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} 2.50 \text{ MPA} \rightarrow \text{en situation durable et transitoire (S. D. T)} \\ 3.26 \text{ MPA} \rightarrow \text{en situation accidentelle (S. A)} \end{cases}$$

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

$$\text{donc : } \bar{\tau}_u = \begin{cases} 3.33 \text{ MPA} \rightarrow \text{la fissuration préjudiciable} \\ 2.50 \text{ MPA} \rightarrow \text{la fissuration peu préjudiciable} \end{cases}$$

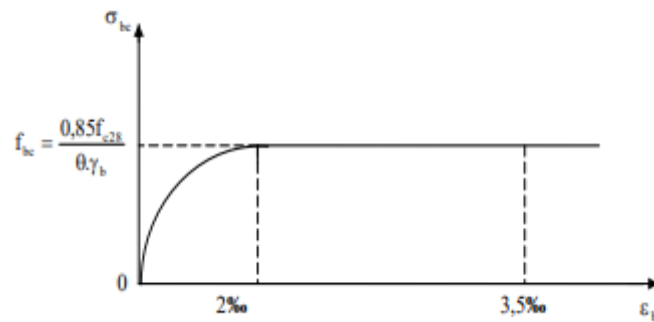
❖ Diagramme contrainte déformation :

Figure.I.5.Diagramme des Contraintes - Déformations du béton (ELU).

Le diagramme parabole rectangle (Figure I-5) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance. Le raccourcissement relatif de la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2 ‰ : en compression simple ou flexion composée avec compression.
- 3.5 ‰ : en flexion simple ou composée.

Pour :

$$0 \text{ ‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 2 \text{ ‰} \rightarrow \sigma_{bc} = 0.25 \times f_{bc} \times 10^3 \times \varepsilon_{bc}(4 - 10^3 \times \varepsilon_{bc})$$

$$2 \text{ ‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5 \text{ ‰} \rightarrow \sigma_{bc} = f_{bu} \quad \text{tel que: } f_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

I.2.2 Acier:

Leur rôle est de reprendre les efforts de traction, qui ne peuvent pas être repris par béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques f_e et leur module d'élasticité E , Sa bonne adhérence au béton permet de constituer un matériau homogène. Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à : $E_s=210\,000$ MPA.

I.2.2.1 Différents types d'aciers :

❖ Les ronds lisses (R.L) :

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances $FeE215$ et $FeE235$ et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12,14, 16, 20, 25, 32,40 et 50mm.

❖ Les aciers à haute adhérence (H.A) :

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant un enforme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On deux classes d'acier $FeE400$ et $FeE500$ et même diamètre que les RL, Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des $FeE400$ de type 1.

❖ Treillis soudés :

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement. Les aciers sont classés suivant l'état de leurs surfaces et leurs nuances.

Type D'aciers	Nomination	Symbole	Limite D'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la rupture	Allongement Relatif à la Rupture (‰)	Coefficient de fissuration	Coefficient De scellement (ψ)
Acier En Barre	Rond lisse feE24	R.L	235	410-490	22	1	1
	Haute Adhérence FeE40	H.A	400	480	14	1.6	1.5
Acier En Treillis	Treillis Soudés (T.S) TL520 ($\Phi < 6$)	T.S	520	550	8	1.3	1

Tableau.I.2.caractéristiques des aciers utilisés.

Selon le RPA99 (Article 7.2.2), les armatures longitudinales doivent être :

- De haute adhérence avec $f_e \leq 500$ MPa.
- L'allongement total relatif sous charge maximale doit être supérieur ou égale à 5%.

Dans notre ouvrage on utilise :

- L'acier a haute adhérence (HA) : FeE400 pour les armatures longitudinales.
- L'acier rond lisse (RL) : FeE235 pour les étriers, cadres et épingles...etc.
- L'acier treilles soudé (TS) : FeE500 pour la dalle de compression.

I.1.2.2.2 Enrobage : [BAEL91 (Article C 2 310 - 2)]

❖ valeurs minimales fixées :

L'enrobage de chaque armature est au moins égal à :

- son diamètre, si elle est isolée ;
- la largeur du paquet dont elle fait partie, dans le cas contraire.

❖ Protection des armatures :

Indépendamment des valeurs minimales fixées, l'enrobage de toute armature (qu'il s'agisse d'une armature longitudinale, d'une armature transversale ou même d'une armature secondaire non calculée), défini comme la distance de l'axe de cette armature au parement le plus voisin, diminuée du rayon nominal de celle-ci, est au moins égal à :

- 5 cm pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives (cas de certaines constructions industrielles).

- 3 cm pour les parois, coffrées ou non, soumises (ou susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou exposées aux intempéries ou à des condensations ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.
- 1 cm pour les parois situées dans des locaux couverts et clos, et non exposées aux condensations (par exemple, planchers intérieurs de logements ou bureaux).

La valeur de 5 cm peut être réduite à 3 cm si, soit les armatures, soit le béton sont convenablement protégés par un procédé à l'efficacité démontrée. La valeur de 3 cm peut être réduite à 2 cm lorsque la résistance caractéristique du béton à la compression est au moins égale à 40MPa.

I.2.2.3. Contraintes limites :

I.2.2.3.1 Etat limite ultime :

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte -déformation.

❖ Diagramme contrainte –déformation :

Lorsqu'une éprouvette d'acier est soumise à un essai de traction, on obtient le diagramme suivant :

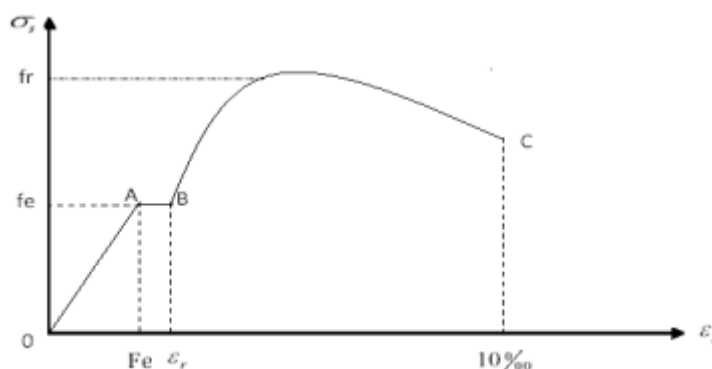


Figure.I.6.Diagramme contrainte- déformation de l'acier.

- La droite OA est le domaine élastique avec : $\sigma_s = E_s \times \epsilon_s$
- La droite AB est le palier de ductilité, pour lequel l'effort de traction égal a F_e .
- Le point C est le point de rupture.
- ❖ Diagramme contraintes déformations :

Le diagramme contraintes-déformations à considérer dans le calcul à l'E.L.U est défini conventionnellement comme suit :

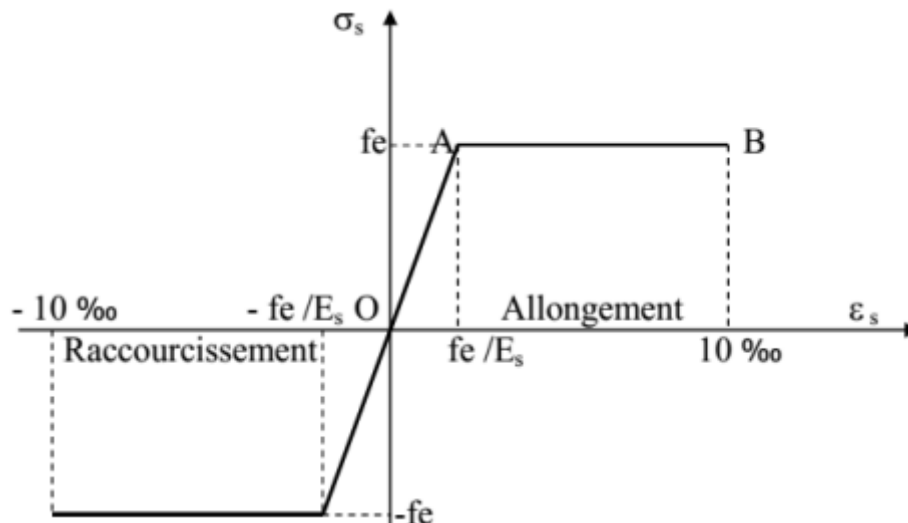


Figure.I.7.Diagramme contraintes- déformations (de calcul) de l'acier.

La contrainte limite ultime $\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s}$ pour $\varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\text{‰}$

Avec :

La coefficient de sécurité γ_s : $\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{pour la situation normale} \\ 1 & \text{pour la situation accidentelles} \end{cases}$

γ_s : Allègement relatif de l'acier limité à 10 ‰

fe : La limite élastique de l'acier. $fe = 400\text{MPa}$

$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPA} & \text{En situation durable.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPA} & \text{En situation accidentelle.} \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{pour: } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases}$

E_s : Module d'élasticité longitudinale est pris égal à 2×10^5

I.2.2.3.2 Etat limite de service :

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

La valeur de $\bar{\sigma}_s$ est donnée en fonction de la fissuration :

✓ Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

✓ Fissuration préjudiciable : il y a risque d'infiltration

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{3}{2} fe; \max (0.5fe ; 110\sqrt{\eta \times ftj}) \right\}$$

✓ Fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = 0.8 \text{Min} \left\{ \frac{3}{2} fe; \max (0.5fe ; 110\sqrt{\eta \times ftj}) \right\}$$

Avec :

η : Coefficient de sécurité (coefficient de fissuration)

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

$n = 1.3$ pour les HA de $\varnothing < 6$ mm .

f_{tj} : La résistance caractéristique à la traction du béton exprimée en MPa.

I.3 Hypothèses de calcul aux états limites :

I.3.1 Définition de l'état limite :

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

I.3.1.1 Etat limite ultime ELU : C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

1. Etat limite de l'équilibre statique.
2. Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
3. Etat limite de stabilité de forme : flambement.

❖ Hypothèse de calcul à l'ELU :

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles du calcul classique.

- Les sections droites restent planes (hypothèse de Bernoulli) après déformation.
- Du fait de l'adhérence, toute armature subit la même déformation linéaire que la gaine de béton qui l'entoure (supposée non fissurée si l'armature considérée est tendue).
- La résistance du béton tendu est négligée.
- Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :
 - En flexion $\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$
 - En compression simple $\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$
- L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposées concentrées en leur centre de gravité, est limité à 10 ‰.
- Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots) Figure I-8.

❖ Règle des trois pivots :

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, ou C définis par la Figure I-8.

On distingue trois domaines :

- Dans le domaine 1, pivot A, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

- Dans le domaine 2, pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.
- Dans le domaine 3, pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux 3/7 de la hauteur totale h de la section comme cela résulte des propriétés des triangles semblables de la Figure I-4 celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.

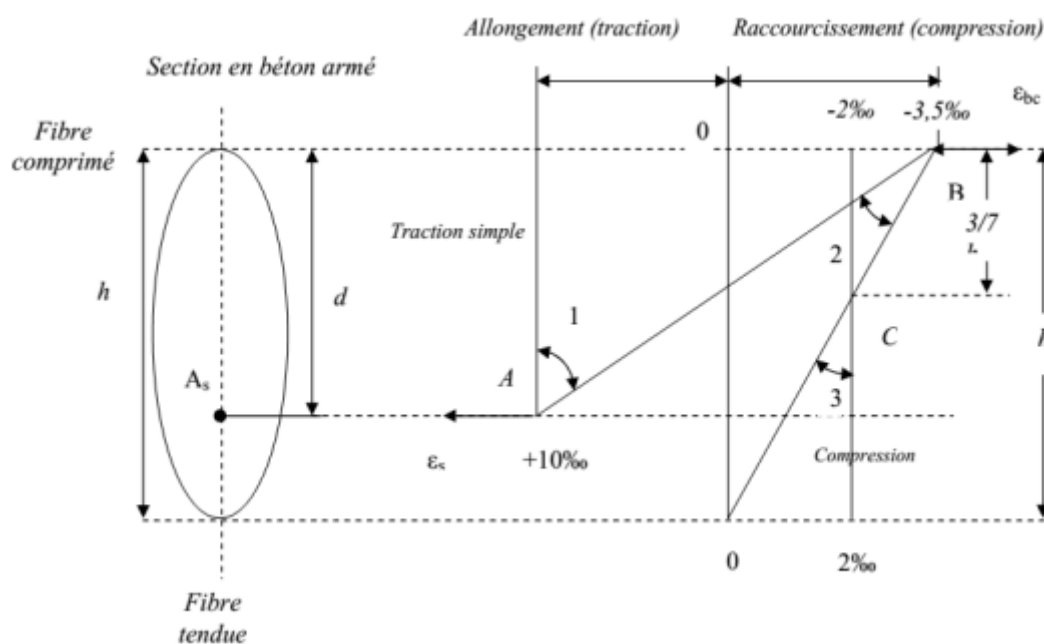


Figure.I.8.Règle des trois pivots.

Le diagramme passe par :

- Le pivot A si $y = 0.2596 d$.
- Le pivot B si $0.2593 d y h$.
- Le pivot C si $y h$.

I.3.1.2 Etat limite de service ELS :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

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

Hypothèse de calcul à l'E L S :

- observation des sections planes.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.

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

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

I.4 Actions et sollicitations :

I.4.1 Les actions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.
- Des charges climatiques.

Actions permanentes (G) :

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces déposée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

Actions variables (Q) :

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

Actions accidentelles (E) :

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs,.....etc.

I.4.2 Les sollicitations :

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

❖ Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ÉLU :

Dans le cas d'une vérification à l'ELU on devra justifier :

- La résistance de tous les éléments de construction.
- La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre.
- L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charge.

❖ Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ELS :

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- La contrainte maximale de compression du béton.
- La fissuration du béton.
- La déformation des éléments.

I.4.3 Les combinaisons d'action :

On note par :

G_{max} : Ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : Ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : Action variable dite de base.

Q_i : Autres actions variables dites d'accompagnement ($i > 1$).

❖ Situations durables ou transitoires :

Ne font intervenir que les charges permanentes et les charges variables, la combinaison d'actions est :

$$1.35 G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \sum 1.3 \Psi_{0i} Q_i \quad \text{BAEL91 (A.3.3, 21)}$$

$\gamma_{Q1} = 1.5$ dans le cas général,

$\gamma_{Q1} = 1.35$ pour les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine,

Ψ_{0i} : Coefficient de pondération des valeurs d'accompagnement, il est égal à 0.77 pour les bâtiments courants.

❖ Sollicitations vis à vis de l'ELS :

Elles résultent des combinaisons d'actions ci-après :

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i} Q_i \quad \text{BAEL91 (A.3.3.3)}$$

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

❖ Situations accidentelles :

Les situations de calcul considérées résultent de la combinaison suivante :

$$G_{max} + G_{min} + FA + \Psi_{11} \cdot Q_1 + \sum \Psi_{2i} Q_i \quad \text{BAEL91 (A.3.3, 22)}$$

FA : Valeur nominale de l'action accidentelle,

$\Psi_{11} \cdot Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable,

$\Psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi permanente d'une autre action variable.

❖ Combinaisons d'action donnée par le RPA 99/V2003 : [ART 5.2] p38.

$$1.35G + 1.5Q$$

$$G + Q \pm E$$

$0.8G + E$ pour les poteaux dans les ossatures auto stables.

$$G + Q + 1.2E$$

I.5 Règlements et normes utilisés :

Notre étude est élaborée et établie suivant les règles de calcul et de conception qui sont mise en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93.
- Les règles parasismiques algériennes (RPA 99.V 2003)
- Les règles BAEL 91.
- Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR-B.C 2.2)

I.6 Les logiciels utilisés :

- Robot : Pour la modélisation de la structure.
- AUTOCAD : Pour les dessins des plans.

Données	Valeurs
Fc28	25MPA
Ft28	2.1MPA
Eij	32164.2 MPA
Evj	10818.86 MPA
Es	2×10^5 MPA
σ_{bc}	14.2MPA
σ_s	348MPA

Tableau.I.3.Récapitulatif des données des matériaux

Chapitre II
Pré-dimensionnement
des éléments

II.1.Introduction:

Le prédimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes (Sollicitations verticales ; Sollicitations horizontales)

Le prédimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91,CBA93 et RPA 99 V2003.

II.2.Pré dimensionnement des éléments principaux :**II.2.1.Prédimensionnement des poutre :**

D'après CBA 93 :

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

$$0.3ht \leq B \leq 0.8ht$$

L_{max} : Travée de la poutre.

ht : Hauteur de la poutre.

B : Largeur de la poutre.

Vérification selon RPA99 (Version2003)[page 64]:

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} < 4$$

II.2.1.1.Poutre principale :

$$L_{max} = 4.95 \text{ m}$$

$$\frac{495}{15} \leq ht \leq \frac{495}{10}$$

$$33 \text{ cm} \leq ht \leq 49.5 \text{ cm} ; \text{ on adopte : } ht = 45 \text{ cm}$$

$$0.3 \times 45 \leq B \leq 0.8 \times 45$$

$$13.5 \text{ cm} \leq B \leq 36 \text{ cm}$$

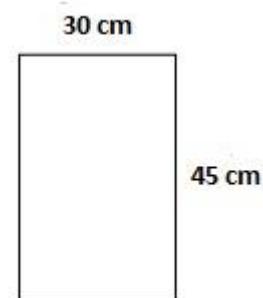


Figure.II.1.dimension de Poutre principale.

On adopte : $B = 30 \text{ cm}$

Vérification :

$$ht = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots C.V$$

$$B = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots C.V$$

$$\frac{ht}{B} = \frac{45}{30} = 1.5 < 4 \dots \dots \dots C.V$$

II.2.1.2.Poutre secondaire :

$$L_{max} = 4.80 \text{ m}$$

$$\frac{480}{15} \leq ht \leq \frac{480}{10}$$

$$32 \text{ cm} \leq ht \leq 48 \text{ cm}$$

On adopte : $ht = 40 \text{ cm}$

$$0.3 \times 40 \leq B \leq 0.8 \times 40$$

$$12 \text{ cm} \leq B \leq 32 \text{ cm}$$

On adopte : $B = 30 \text{ cm}$

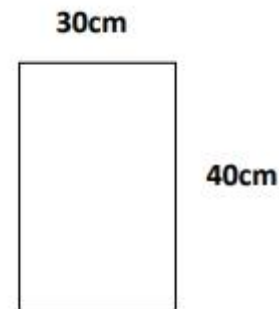


Figure.II.2.dimension de Poutre secondaire.

Vérification :

$$ht = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots C.V$$

$$B = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots C.V$$

$$\frac{ht}{B} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \dots \dots \dots C.V$$

II.2.1.3.Poutre palière :

$$L_{max} = 3.20 \text{ m}$$

$$\frac{320}{15} \leq ht \leq \frac{320}{10}$$

$$21.33 \text{ cm} \leq ht \leq 32 \text{ cm}$$

On adopte : $ht = 25 \text{ cm}$

$$0.3 \times 25 \leq B \leq 0.8 \times 25$$

$$7.5 \text{ cm} \leq B \leq 20 \text{ cm}$$

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

Vérification :

$$ht = 25 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots C. Non.V$$

$$B = 20 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots C. Non.V$$

$$\frac{ht}{B} = \frac{25}{20} = 1.25 < 4 \dots \dots \dots C.V$$

on adopte : les dimensions de l'architecte poutre palière $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$.

II.3.Pré dimensionnement des éléments secondaires :

II.3.1.Pré-dimensionnement des planchers:

Les hourdis doivent avoir une épaisseur minimale de 4 cm, selon le (BAEL 91 B.6.8, 423).

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou murs. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

Le plancher est dimensionné à partir du critère de flèche.

$$L_{max} = 4.95m$$

$$\frac{L_{max}}{25} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{20}$$

$$\frac{4.95}{25} \leq ht \leq \frac{4.95}{20}$$

$$0.19 \leq ht \leq 0.24$$

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22.5} = \frac{4.95}{22.5} = 0.22m = 22cm$$

On adopte : **ht = 24cm**

En prend un plancher d'une épaisseur (20 + 4) → { 20cm : de corps creux
4cm : dalle de compression

❖ Dimensionnement des poutrelles :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en tés(T) de caractéristique géométrique suivants :

- La largeur de table de compression est égal à :
$$b = 2b_1 + b_0$$
- selon CBA93 : $b = \min\left(\frac{L_n}{2}; \frac{L_{max}}{10}; 6h_0\right)$

$$L_n = 4.95 - 0.4 = 4.55 m$$

$$b_1 = \min\left(\frac{455}{2}; \frac{495}{10}; 24\right)$$

$$b_1 = \min(227.5; 49.5; 24)$$

Donc : $b_1 = 24 cm$

$$b = 65 cm$$

$$b_0 = b - 2b_1 = 17 cm$$

h_t (cm)	h_0 (cm)	b (cm)	b_0 (cm)	b_1 (cm)
24	4	65	17	24

Tableau.II.1.Les dimensions des plancher

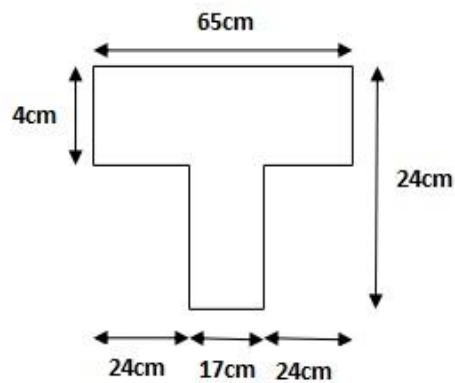


Figure.II.3.Coupe transversale poutrelle.

❖ **Plancher à dalle pleine:**

Dalle sur un a deux appuis dans un seul sens :

$$\alpha = \frac{495}{485} = 1.02$$

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

$$\frac{480}{35} \leq e \leq \frac{480}{30}$$

$$e = 14.76 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

On prend l'épaisseur de dalle plane : $e = 15 \text{ cm}$

II.3.2.Prédimensionnement des escalier :

Sous-sol :

$$h = 4.08 \text{ m}$$

Nombre de contremarches:

$$n = \frac{h}{h'} ; n : \text{Nombre de contremarches.}$$

$$n = \frac{4.08}{0.17} = 24 \text{ (08 contremarches par volée).}$$

Longueur de ligne de foulée:

La ligne de foulée représente le parcours d'une personne qui descend tenant à la rampe du coté du jour .

$$L' = (n - 1)g \rightarrow L = (08 - 1) \times 0.3 = 2.1 \text{ m}$$

L'inclinaison de la paillasse:

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{0.17}{0.3} = 29.54^\circ$$

Langueur du palier de repos:

$$L_T = 4.15 \text{ m}$$

$$L_P = L_T - L' = 4.15 - 2.1 = 2.05 \text{ m}$$

Hauteur de palier :

$$H_p = 0.17 \times 8 = 1.36 \text{ m}$$

Epaisseur de la Paillasse:

$$L = L_p + L_v$$

$$L = L_p + \sqrt{L'^2 + H_p^2} = 2.05 + \sqrt{2.1^2 + 1.36^2} = 4.55 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$\frac{455}{30} \leq e \leq \frac{455}{20}$$

$$15.2 \text{ cm} \leq e \leq 22.8 \text{ cm}$$

En prond : $e = 18 \text{ cm}$

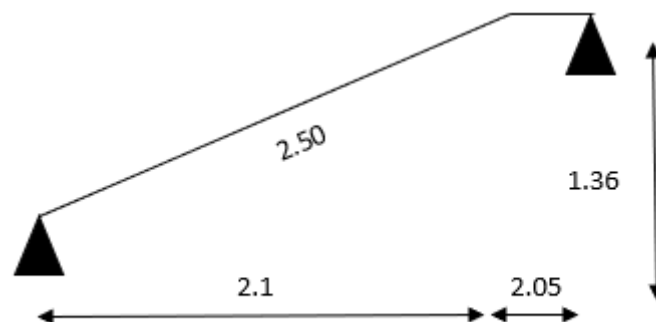


Figure.II.4.schéma statique d'un escalier de sous-sol .

RDC :

$$h = 3.80 \text{ m}$$

Nombre de contremarches:

$$n = \frac{3.80}{0.17} = 22 \text{ (08 contremarches par volée et 07 contremarches par volée) .}$$

Longueur de ligne de foulée:

$$L' = (n - 1)g \rightarrow L = (08 - 1) \times 0.3 = 2.1 \text{ m}$$

$$L'' = (n - 1)g \rightarrow L = (07 - 1) \times 0.3 = 1.8 \text{ m}$$

L'inclinaison de la paillasse:

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{0.17}{0.3} = 29.54^\circ$$

Langueur du palier de repos:

$$L_T = 6.73 \text{ m}$$

$$L_P = L_T - (L' + L'') = 6.73 - (2.1 + 1.8) = 2.83 \text{ m}$$

$$L_{P1} = 1.50 \text{ m}$$

$$L_{P2} = 1.33 \text{ m}$$

Hauteur de palier :

$$H_{p1} = 0.17 \times 8 = 1.36 \text{ m}$$

$$H_{p2} = 0.17 \times 7 = 1.19 \text{ m}$$

Epaisseur de la Paillasse:

$$L = L_p + L_v$$

Type 1 :

$$L1 = L_p + \sqrt{L'^2 + H_{p1}^2}$$

$$L1 = 1.33 + \sqrt{2.10^2 + 1.36^2} = 3.83 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$\frac{383}{30} \leq e \leq \frac{383}{20}$$

$$12.76 \text{ cm} \leq e \leq 19.15 \text{ cm} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

En prond : e = 18 cm

Type 2 :

$$L2 = L_p + \sqrt{L''^2 + H_{p2}^2}$$

$$L2 = 1.50 + \sqrt{1.80^2 + 1.19^2} = 3.65 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$\frac{365}{30} \leq e \leq \frac{365}{20}$$

$$12.16 \text{ cm} \leq e \leq 18.25 \text{ cm} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

En prond : e = 18 cm

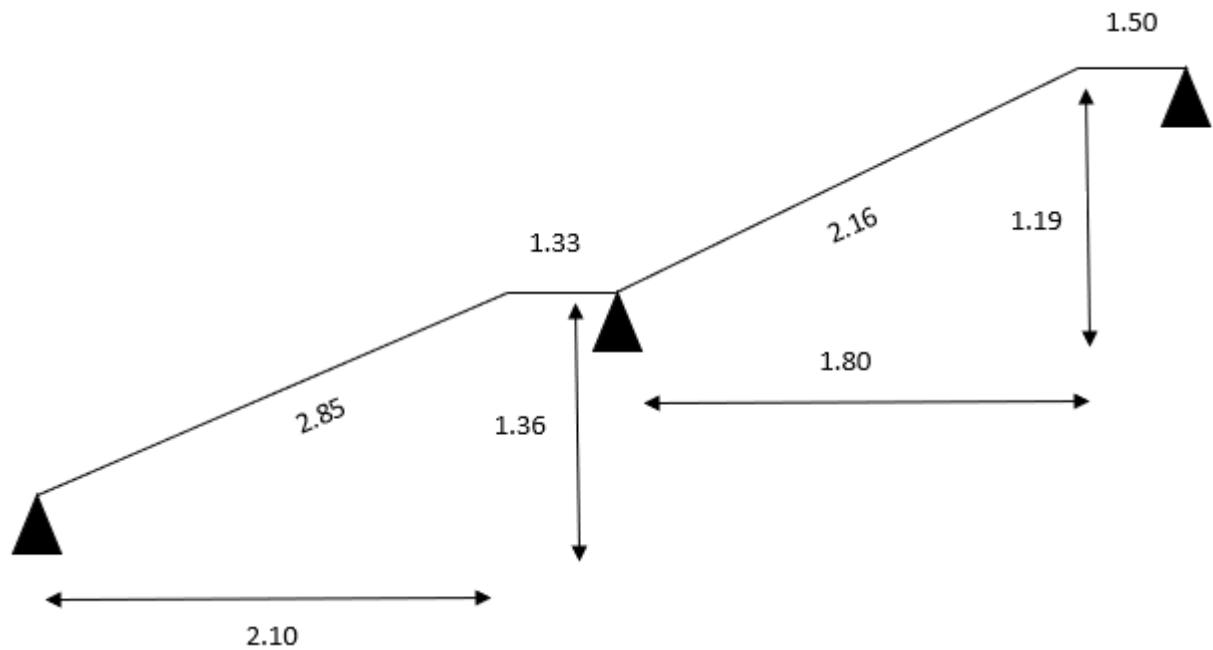


Figure.II.5.schéma statique d'un escalier du RDC .

Etage courant :

$$h = 3.06 \text{ m}$$

Nombre de contremarches:

$$n = \frac{3.06}{0.17} = 18 \text{ (09 contremarches par volée).}$$

Longueur gde ligne de foulée:

$$L' = (n - 1)g \rightarrow L = (09 - 1) \times 0.3 = 2.4 \text{ m}$$

L'inclinaison de la paillasse:

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{0.17}{0.3} \right) = 29.54^\circ$$

Langueur du palier de repos:

$$L_T = 3.90 \text{ m}$$

$$L_p = L_T - L' = 3.90 - 2.40 = 1.5 \text{ m}$$

Hauteur de palier :

$$H_p = 0.17 \times 9 = 1.53 \text{ m}$$

Epaisseur de la Paillasse:

$$L = L_p + L_v$$

$$L = L_p + \sqrt{L'^2 + H_p^2} = 1.5 + \sqrt{2.40^2 + 1.53^2} = 4.35 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$\frac{435}{30} \leq e \leq \frac{435}{20}$$

$$14.5 \text{ cm} \leq e \leq 21.75 \text{ cm}$$

En prond : e = 18 cm

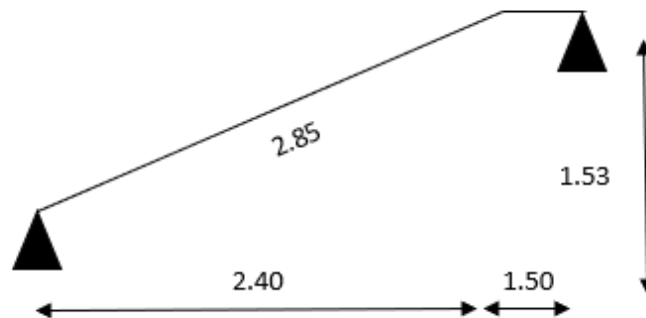


Figure.II.6.schéma statique d'un escalier d'étage courant .

II.3.3.Prédimensionnement des voiles:

Les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisants la condition de R.P.A 99 V2003, P 73 ; fig 7.7 ;

$$L \geq 4 a$$

L : La longueur du voile.

a : L'épaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

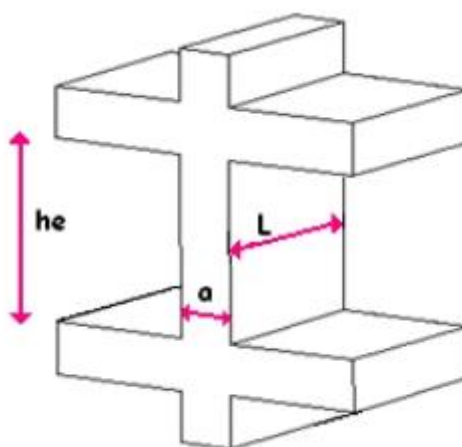


Figure.II.7.Coupe de voile en élévation.

Longueur minimale du voile :

Des fondations jusqu' au RDC $L = 80\text{cm}$; Du 1er étage jusqu'au bout $L = 80\text{cm}$.

1. Sous-sol:

$$h_e = 408 - 40 = 368\text{cm}$$

$$a = \max\left(\frac{368}{20} ; 15\text{ cm}\right)$$

$$a = \max(18.4 ; 15\text{ cm}) \rightarrow a = 18.4\text{ cm}$$

2. RDC :

$$h_e = 380 - 40 = 340\text{cm}$$

$$a = \max(17 ; 15\text{ cm}) \rightarrow a = 17\text{cm}$$

3. Autre niveaux :

$$h_e = 306 - 40 = 266\text{cm}$$

$$a = \max(13.3 ; 15\text{ cm}) \rightarrow a = 15\text{cm}$$

Au final en prond :

Sous sol et RDC ($a = 20\text{ cm}$)

Autre étages ($a = 15\text{ cm}$)

II.3.4.Prédimensionnement l'acrotère :

La terrasse étant inaccessible , le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60cm et 10cm d'épaisseur.

La surface :

$$S = 1 \times 0.1 + 0.08 \times 0.1 + 0.02 \times 0.1 \times 0.5$$

$$S = 0.069\text{ cm}^2$$

Charge permanente :

$$G = 25 \times 0.069$$

$$G = 1.73\text{ KN/ml}$$

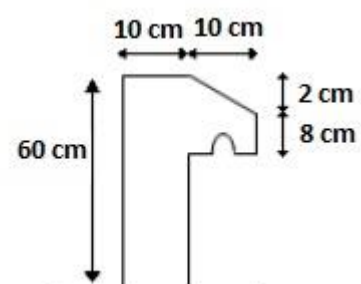


Figure.II.8.dimension de l'acrotère

II.4.Evaluation des charges et surcharges:

II.4.1.Maçonnerie:

II.4.1.1.Murs extérieurs :

N	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kN/m ³)	G(kN/m ²)
1	Enduit ciment	0.02	20	0.4
2	Brique creuse	0.15	9	1.35
3	parpaing	0.10	7.5	0.75
4	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
				G =2.7 (kN/m ²)

Tableau.II.2.Évaluations des charges de mur extérieur.

II.4.1.2.Murs intérieur :

N	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kN/m ³)	G(kN/m ²)
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
2	Brique creuse	0.15	9	1.35
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
				G =1.75 (kN/m ²)

Tableau.II.3.Évaluations des charges de mur intérieur.

II.4.2.Plancher terrasse inaccessible:

N	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kN/m ³)	G(kN/m ²)
1	Protection gravillon	0.04	20	0.80
2	Étanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.10	22	2.2
4	Isolation thermique	0.04	4	0.16
5	corps creux	0.24	/	3.10
6	Enduit au plâtre	0.02	10	0.20
				G = 6.58 (kN/m ²)
				Q = 1.00 (kN/m ²)

Tableau.II.4.Évaluation des charges de plancher terrasse inaccessible.

II.4.3.Plancher étage courant et RDC:

N	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kN/m ³)	G(kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	corps creux	0.24	/	3.10
5	Enduit au plâtre	0.02	10	0.20
6	Mur intérieur	/		1.75
				G = 6.25 (kN/m ²)
				Q = 1.50 (kN/m ²)

Tableau.II.5.Évaluation des charges de Plancher étage courant et RDC.

II.4.4.Balcon :

N	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kN/m ³)	G(kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.04	20	0.80
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
				G = 5.89 (kN/m ²)
				Q = 3.50 (kN/m ²)

Tableau.II.6.Évaluation des charges de Balcon .

II.4.5.L'escalier;

II.4.5.1.palier:

N	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kN/m ³)	G(kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.03	20	0.60
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
				G = 5.69 (kN/m ²)
				Q = 2.50 (kN/m ²)

Tableau.II.7.Évaluation des charges de palier.

II.4.5.2.volée (paillasse):

N	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kN/m ³)	G(kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Poids propre de la marche	$\frac{0.15}{2} = 0.075$	25	1.87
5	Poids propre de la paillasse	$\frac{0.15}{\cos \alpha} = 0.17$	25	4.25
6	enduit de plâtre	0.02	10	0.20
				G = 7.52 (kN/m ²)
				Q = 2.50 (kN/m ²)

Tableau.II.8.Évaluation des charges de volée (paillasse).

II.5.Prédimensionnement des poteaux :

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du R.P.A 99 V2003 art 7.4.1.

$$\min(a, b) \geq 25 ; \text{Zone I et II}$$

$$\min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} ; h_e : \text{hauteur d'étage}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$$

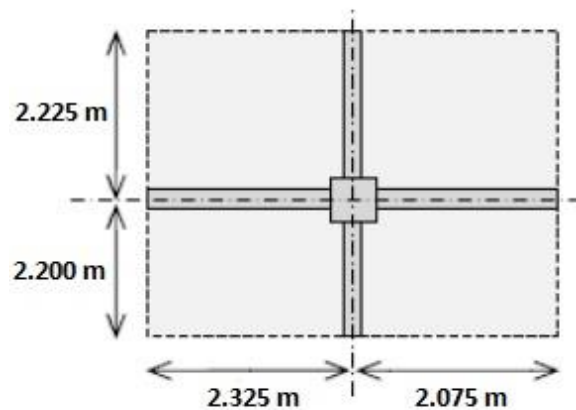


Figure.II.9.section du poteau le plus sollicité.

Section :

$$St(G) = (2.325 + 2.075) \times (2.225 + 2.200)$$

$$St(G) = 19.47 \text{ m}^2$$

$$St(Q) = (2.325 + 2.075 + 0.45) \times (2.225 + 2.200 + 0.45)$$

$$St(G) = 23.64 \text{ m}^2$$

Charges permanentes :

Calcul du poids propre des planchers et poutres revenant au poteau le plus sollicité :

$$G(\text{plancher terrasse}) = St(G) \times G(Pt)$$

$$G(\text{plancher étage courant}) = St(G) \times G(Pec)$$

$$G(\text{poutre principale}) = b \times h \times (L1 + L3 + b1) \times \rho$$

$$G(\text{poutre secondaire}) = b \times h \times (L2 + L4) \times \rho$$

Calcul du poids propre des poteaux :

$$G(\text{poteau}) = b1 \times h1 \times he \times \rho$$

Etage	G (plancher)	G (P.P)	G (P.S)	G (poteau)	G (niv)	G (total)
9 ^{ème}	128.11	14.85	13.27	15.49	171.72	171.72
8 ^{ème}	121.68	14.85	13.27	15.49	165.29	337.01
7 ^{ème}	121.68	14.85	13.27	15.49	165.29	502.30
6 ^{ème}	121.68	14.85	13.27	15.49	165.29	667.59
5 ^{ème}	121.68	14.85	13.27	15.49	165.29	832.88
4 ^{ème}	121.68	14.85	13.27	15.49	165.29	993.17
3 ^{ème}	121.68	14.85	13.27	15.49	165.29	1163.46
2 ^{ème}	121.68	14.85	13.27	15.49	165.29	1328.75
1 ^{èr}	121.68	14.85	13.27	15.49	165.29	1494.04
RDC	121.68	14.85	13.27	19.23	169.03	1663.07
Sous-sol	121.68	14.85	13.27	20.65	170.45	1833.52

Tableau.II.9. Charge permanente poteaux.

Charges d'exploitation :

Loi de dégression des charges : (D.T.R.B.C.2.2; A: 6.3)

On adoptera pour le calcul :

Sous terrasse Q0 .

Sous dernier étage Q0+Q1 .

Sous l'étage immédiatement inférieur $Q0+0.95(Q1+Q2)$.

Sous le troisième étage $Q0+0.9(Q1 + Q2 + Q3)$.

Sous le quatrième étage $Q0+0.85(Q1+Q2+Q3+Q4)$

Sous le cinquième étage et les suivants $Q0 + \frac{3+n}{n} (Q1 + Q2 + \dots + Qn)$

Etage	G (total)	Q (KN)	Nu
9 ^{ème}	171.72	23.64	267.28
8 ^{ème}	337.01	59.10	543.61
7 ^{ème}	502.30	91.01	814.62
6 ^{ème}	667.59	119.38	1080.31
5 ^{ème}	832.88	144.20	1340.68
4 ^{ème}	993.17	165.48	1588.99
3 ^{ème}	1163.46	183.21	1845.48
2 ^{ème}	1328.75	197.39	2089.89
1 ^{ère}	1494.04	208.03	2328.99
RDC	1663.07	215.12	2567.82
Sous-sol	1833.52	218.67	2803.25

Tableau.II.10. Charge d'Exploitation poteaux.

$$N_u \leq \beta \times \left[\left(\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} \right) + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$Br \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{c28}}{0.9} + \frac{0.85 \times f_e}{100 \times \gamma_s}}$$

$$\beta = 1 + 0.2(1)^2 = 1.2$$

$$f_e = 400\text{MPa} ; \gamma_s = 1.15 ; f_{c28} = 25\text{MPa} ; \theta = 1$$

$$Br \geq \frac{1.2 \times (2803.25 \times 10^{-3})}{\frac{14.2}{0.9} + \frac{0.85 \times 400}{100 \times 1.15}} = 0.179 \text{ m}^2$$

$$Br \geq (a - 0.02)^2$$

$$a \geq \sqrt{Br} + 0.02$$

$$a \geq 0.44 \text{ m}$$

On suppose la section de poteau est carée a=b

Donc on choisir (45X45) cm² la section du poteau central

Vérification selon RPA99 (Version2003):

$$\min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \rightarrow a = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots C.V$$

$$\min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow a = 45 \text{ cm} > \frac{408}{20} = 20.4 \text{ cm} \dots \dots \dots C.V$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \rightarrow \frac{1}{4} < \frac{45}{45} < 4 \rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \dots \dots \dots C.V$$

II.6.Conclusion :

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

- Plancher à corps creux : (20+4) cm,
- Dalle pleine : e =15cm.
- Épaisseur des volées :
 - ✓ Sous sol et RDC (e = 20 cm)
 - ✓ Autre étages (e = 15 cm)
- Épaisseur d'escalier e=18cm.
- Poutres Principales (30×45) cm²
- Poutres Secondaires (30×40) cm².
- Pour les poteaux (45×45) cm².

Chapitre III

Etude des éléments

Secondaires

III.1. Introduction

Dans ce calcul on veut assurer la stabilité et la résistance des différents éléments secondaires de notre structure vis-à-vis aux effets des actions sismique et actions vertical (permanente et exploitation). Les éléments secondaires à étudier sont :

- Les planchers (plancher à corps creux).
- Les balcons en dalles pleines.
- Les escaliers.
- Acrotère.
- Ascenseur.

III.2. Etude du plancher :

Les planches de corps creux de notre ouvrage sont du type (20+4) cm. et sont des éléments plans horizontaux, ils ont une bonne isolation thermique et phonique. Il est constitué du corps creux et des poutrelles

III.2.1. Evaluation des charges :

$E.L.U : q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$

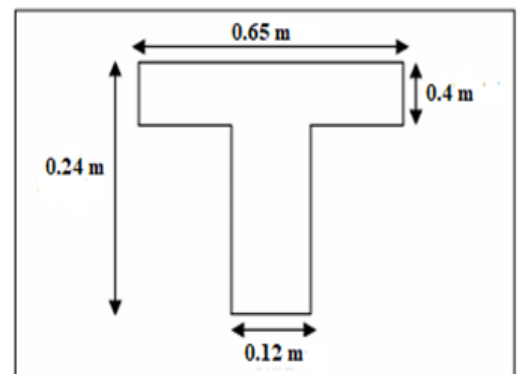
$E.L.S : q_s = (G + Q) \times 0.65$

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _u (KN/ml)	q _{ser} (KN/ml)
Planche terrasse	6.58	1	7.04	4.92
Planche étage courante	6.25	1.5	6.94	5.03

Tableau.III.1.Evaluation des charges de plancher.

III.3. Etudes des Poutrelle :

- Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis
- Etude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :
 - Méthode forfaitaire.
 - Méthode de Caquot.



Dimension de Poutrelle

III.3.1. La Méthodes utilisées :

Méthode forfaitaire :

$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$

$G = 6.25 \text{ KN/m}^2$

- Plancher a surcharge d'exploitation on vérifier :

$1.5 \leq \max[2G ; 5]$

$1.5 \leq \max[2 \times 6.25 ; 5]$

$1.5 \leq 12.5 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots C.V$

- Les rapport des poutres :

$$\frac{4.65}{4.95} = 0.93 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{C. V}$$

$$\frac{4.95}{4.45} = 1.11 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{C. V}$$

$$\frac{4.45}{3.50} = 1.27 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{C. N. V}$$

Donc : la méthode que nous utilisons est la méthode de caquot.

Méthode de Caquot :

La méthode s'applique essentiellement aux poutres - planchers des constructions Industrielles, c'est-à-dire pour des charges d'exploitation élevées : $q > 2g$ ou $q > 5\text{KN/m}^2$. Elle peut aussi s'appliquer lorsqu'une des trois conditions b, c ou d de la méthode Forfaitaire n'est pas validée (Inerties variables, diérèse de longueur entre les portées supérieure à 25% ; fissuration préjudiciable ou très préjudiciable).

Principe de la méthode :

La méthode proposée par Albert Caquot

On adopte des longueurs de portées fictives « L' » ,telle que :

- $L' = L$ pour les deux travées de rives
- $L' = 0.8L$ pour les travées intermédiaires
- Une charge répartie uniforme d'intensité q_w et q_e (W (west) ; e (east)).
- Des charges cocentrees P_w et P_e appliquees a distances a_w et a_e de l'appuis
- Les moments en toutes le meme moment d'inertie.

Charge répartie :

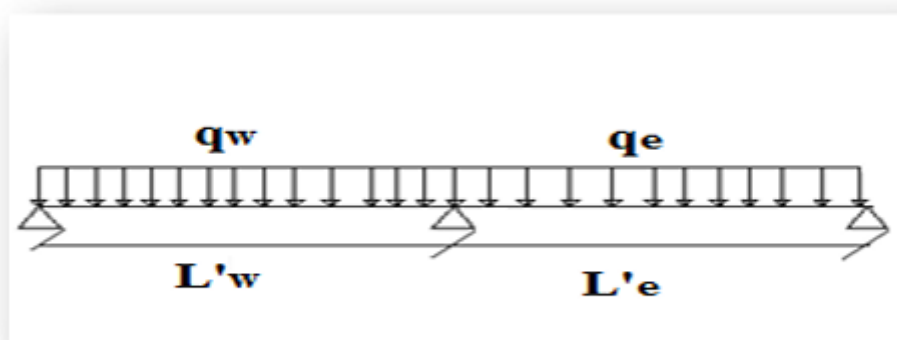


Figure.III.1. schéma statique de charge répartie.

Charge cocentre a droite (e) :

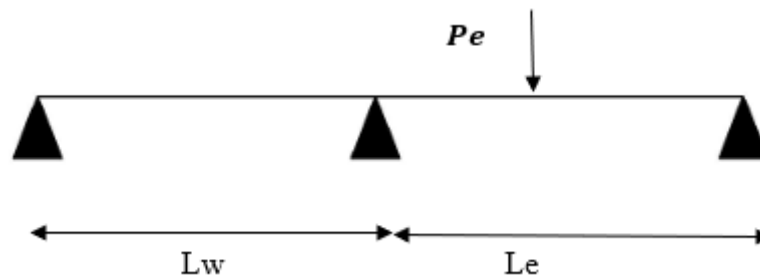


Figure.III.2. schéma statique de charge cocentré a droite.

Mq : du aux charges réparties sur les deux travees

Mpw : du aux charges concentrees de travees « w »

Mpe : du aux charges cocentrees de la travees « e »

Ma : le moment sur appuis est la somme de trois moment en valeur absolue

$$Mq = \frac{qw \cdot L'w^3 + qe \cdot L'e^3}{8.5 \cdot (L'w + L'e)}$$

$$Mpw = \sum \frac{Kw \cdot Pw \cdot L'w^2}{L'w + L'e}$$

$$Mpe = \sum \frac{Ke \cdot Pe \cdot L'e^2}{L'w + L'e}$$

$$Ma = Mq + Mpw + Mpe$$

L'effort tranchant :

Les effort tranchant d[^] appuissent calcules par la methode generale applicable aux poutre continues :

$$\text{Gauche} \rightarrow Vw = \frac{Mw - Me}{L} - \frac{q \cdot L}{2} - \sum Pi \left(1 - \frac{ai}{L}\right)$$

$$\text{Droite} \rightarrow Ve = Vw + q \cdot L + \sum Pi$$

Moment en travees :

Le moment est maximale au point d'effort tranchant nul donc on nomme X_0 l'abssice a partir de l'appui gauche (w)

$$X_0 = \frac{-Vw}{q}$$

$$Mt = Mw - Vw \cdot X_0 - \frac{q \cdot X_0^2}{2}$$

Application :

Plancher terrasse :

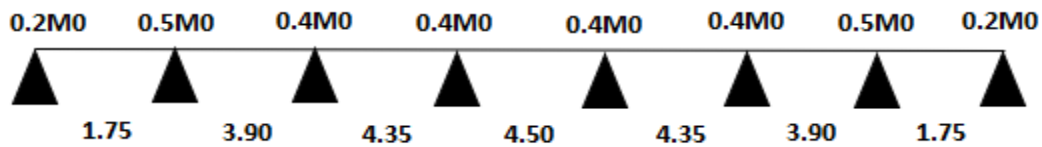


Figure.III.3.schéma statique de poutrelle

Methode de caquot :

$L' = L$ pour travée de rive

$L' = 0.8 L$ pour une travée intermédiaire

E.L.U:

On a $q_w = q_e = (1.35G + 0.5 Q) \times 0.65$

$$q_w = q_e = (1.35 \times 6.58 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 7.04 \text{ KN/m}$$

$$M_{a1} = 0.2M_0$$

$$M_0 = q \times \frac{L^2}{8} = 2.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{a1} = 0.53 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \frac{7.04 \times (1.75^3 + 3.12^3)}{8.5 \times (1.75 + 3.12)} = 6.07$$

Travée	L(m)	L'(m)	qu (KN/ml)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	X0	Vw (KN)	Ve (KN)	Mt (KN.m)
1	1.75	1.75	7.04	0.539	6.07	1.32	-9.32	3	6.70
2	3.90	3.12	7.04	6.07	9.09	2.08	-14.65	12.80	21.31
3	4.35	3.48	7.04	9.09	10.38	2.21	-15.60	15.02	26.37
4	4.50	3.6	7.04	10.38	10.38	2.25	-15.84	15.84	28.2
5	4.35	3.48	7.04	10.38	9.09	2.13	-15.01	15.61	26.38
6	3.90	3.12	7.04	9.09	6.07	1.84	-12.95	14.50	21.00
7	1.75	1.75	7.04	6.07	0.539	0.42	-2.99	9.33	5.67

Tableau.III.2.Des sollicitations ELU.

Diagramme des moments :

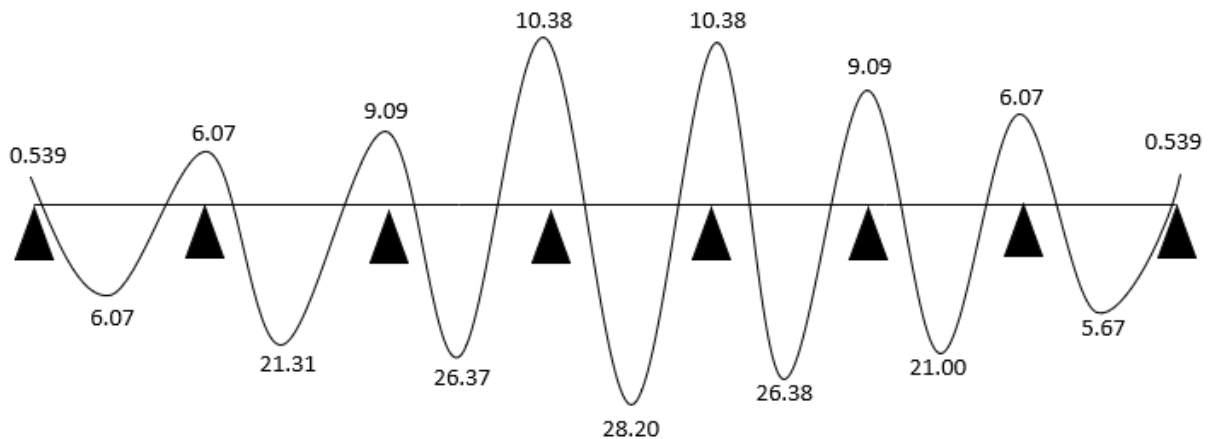


Figure.III.4. Diagramme des moments à l'ELU.

Diagramme des effort tranchant :

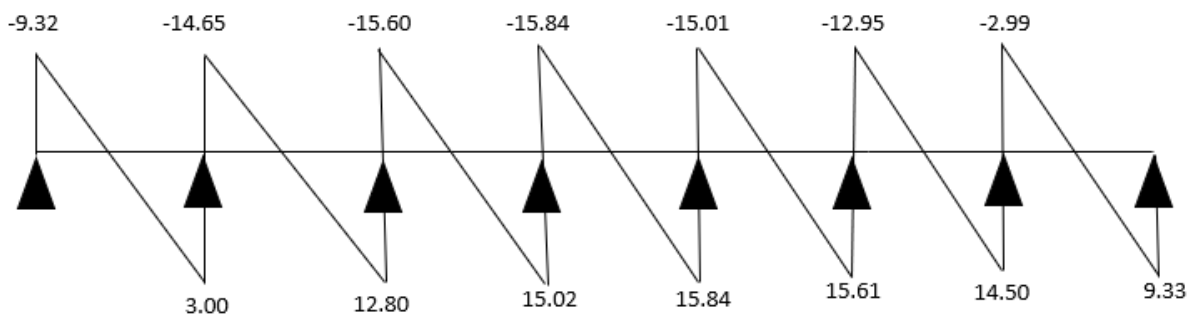


Figure.III.5. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

III.3.1.1. Ferrailage des poutrelles : (flexion simple)

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

E.L.U :

Poutrelle en T :

$$b = 65\text{cm}; b_0 = 12\text{cm}; d = 21\text{cm}; ht = 24\text{cm}$$

$$h_0 = 4\text{cm}; f_{c28} = 25\text{MPa}; FeE = 400\text{MPa}; \sigma_{bc} = 14.17\text{MPa};$$

$$\sigma_s = 348\text{MPa}$$

$$M_{bu} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{bu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.17 \times \left(0.21 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 = 70 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_{bu} = 70 \text{ KN.m} > Mt_{max} = 28.2 \text{ KN.m}$$

Alor on calculee une section rectangulaire : $b = 65\text{cm}$ et $h = 24\text{cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{28.2 \times 10^6}{650 \times 210^2 \times 14.17} = 0.069$$

$$\varepsilon_l = \frac{FeE}{Es \times \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_l} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.668 \times (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.059 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times FeE} \text{ Avec :}$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times u_{bu}})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.069}) = 0.089$$

$$Z = 21(1 - 0.4 \times 0.089) = 20.25 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{28.2 \times 10^6}{202.5 \times 348} = 400.17 \text{ mm}^2 = 4.00 \text{ cm}^2$$

Sur appuis :

$$M_{bu} = 70 \text{ KN.m} > Ma_{max} = 10.38 \text{ KN.m} \text{ donc :}$$

On calculée une section rectangulaire : $b = 65 \text{ cm}$ et $h = 24 \text{ cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{Ma_{max}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10.38 \times 10^6}{650 \times 210^2 \times 14.17} = 0.025$$

$$\varepsilon_l = \frac{FeE}{Es \times \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_l} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.668 \times (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.024 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z \times FeE} \text{ Avec :}$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times u_{bu}})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.025}) = 0.031$$

$$Z = 21(1 - 0.4 \times 0.031) = 20.74 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{10.38 \times 10^6}{207.4 \times 348} = 143.81 \text{ mm}^2 = 1.43 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

En travée : Donc on adopte $A_s = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

Sur Appuis : Donc on adopte $A_s = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilite :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{FeE} = 0.23 \times 65 \times 21 \times \frac{2.1}{400} = 1.65 \text{ cm}^2$$

{ En travée : $A_s = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.65 \text{ cm}^2$
 { Sur Appuis: $A_s = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.65 \text{ cm}^2$ C.V

Ferailage transversalle :

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; \phi_{\min} ; b^0/10)$$

$$\phi_t \leq \min (240/35 ; 10 ; 100/10) = \min (6.85 ; 10 ; 10) = 6.85$$

On prend $\phi_t = 6\text{mm}$

Espacement :

$$e \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) = \min(18.9 ; 40)$$

$e \leq 18.9$ donc on prend $e = 15\text{cm}$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{15.84 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.21} = 0.116 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}) = \min(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.116 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ C.V

E. L. S :

$$q_w = q_e = (G + Q) \times b$$

$$q_w = q_e = (6.58 + 1) \times 0.65 = 4.92 \text{ KN/m}$$

Les contraintes dans le béton :

En travée :

Travée	L(m)	L'(m)	qu (KN/ml)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	X0	Vw (KN)	Ve (KN)	Mt (KN.m)
1	1.75	1.75	4.92	0.376	4.24	1.14	-5.65	2.96	5.12
2	3.90	3.12	4.92	4.24	6.36	2.05	-10.13	9.06	14.66
3	4.35	3.48	4.92	6.36	6.63	2.18	-10.76	10.68	18.12
4	4.50	3.6	4.92	6.63	6.63	2.25	-11.07	11.07	19.08
5	4.35	3.48	4.92	6.63	6.36	2.16	-10.63	10.77	18.11
6	3.90	3.12	4.92	6.36	4.24	1.83	-9.05	10.14	14.95
7	1.75	1.75	4.92	4.24	0.376	0.59	-2.95	5.66	5.12

Tableau.III.3.Des sollicitations ELS.

Diagramme des moments :

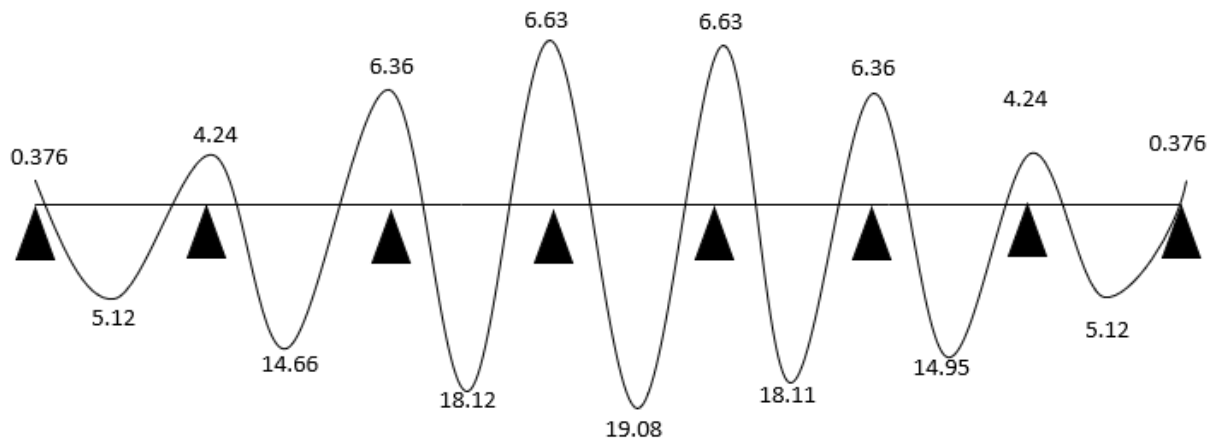


Figure.III.6. Diagramme des moments à l'ELS.

Diagramme des effort tranchant :

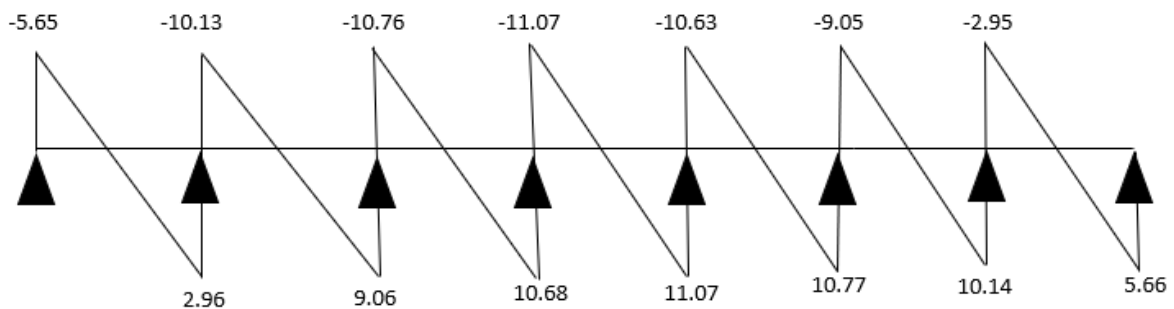


Figure.III.7. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Pour la fustration peu predijuciable FPP :

$$\overline{\sigma_{st}} = \frac{feE}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

Solution positive de y :

$$b \cdot y^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(A_s d + A'_s d') = 0$$

$$65 \cdot y^2 + 30(4.52)y - 30(94.92) = 0$$

$$y = 5.657 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3}by^2 + 15A'_s(y - d)^2 + 15A_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{1}{3} \cdot 65 \cdot (6.210)^2 + 15 \times 4.52 (21 - 6.21)^2$$

$$I = 16632.12 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{19.08 \times 10^{-3}}{16632.12 \times 10^{-8}} = 114.71 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 114.71 \times 0.0565 = 5.48 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.48 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots C.V$$

$$\sigma_{st} = 15 \cdot k(d - y) = 15 \times 114.71 (0.21 - 0.0565) = 264.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 264.11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots C.V$$

ELS Verifier

En appuis :

Solution positive de y :

$$b \cdot y^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(A_s d + A'_s d') = 0$$

$$65 \cdot y^2 + 30(1.57)y - 30(32.97) = 0$$

$$y = 3.55 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3}by^2 + 15A'_s(y - d)^2 + 15A_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{1}{3} \cdot 65 \cdot (3.55)^2 + 15 \times 1.57 (21 - 3.55)^2$$

$$I = 7444.08 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{6.63 \times 10^{-3}}{7444.08 \times 10^{-8}} = 89.06 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 89.06 \times 0.0355 = 3.16 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.16 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots C.V$$

$$\sigma_{st} = 15 \cdot k(d - y) = 15 \times 89.06 (0.21 - 0.0355) = 233.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 233.11MPa < \overline{\sigma_{st}} = 348MPa \dots \dots \dots C.V$$

ELS Verifier

III.3.1.2.SHEMA de Ferrailages des poutrelles terrasse inaccessible :

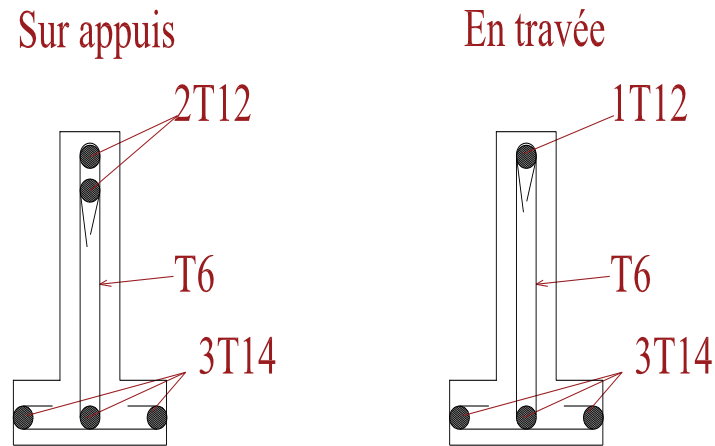


Figure.III.8.Schéma de ferrailage du poutrelle terrasse inaccessible

➤ **Plancher RDC et etage courant :**

E. L. U:

$$q_w = q_u = (1.35 \times 6.25 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.94 KN/ml$$

Travée	L(m)	L'(m)	qu (KN/ml)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	X0	Vw (KN)	Ve (KN)	Mt (KN.m)
1	1.75	1.75	6.94	0.531	5.99	1.32	-9.19	2.96	6.61
2	3.90	3.12	6.94	5.99	8.94	2.05	-14.29	12.77	20.70
3	4.35	3.48	6.94	8.97	10.24	2.21	-15.38	14.85	26.01
4	4.50	3.60	6.94	10.24	10.24	2.25	-15.62	15.62	27.79
5	4.35	3.48	6.94	10.24	8.97	2.13	-14.80	15.38	26.02
6	3.90	3.12	6.94	8.97	5.99	1.83	-12.76	14.29	20.67
7	1.75	1.75	6.94	5.99	0.531	0.42	-2.95	9.19	6.61

Tableau.III.4.Des sollicitations ELU.

Diagramme des moments :

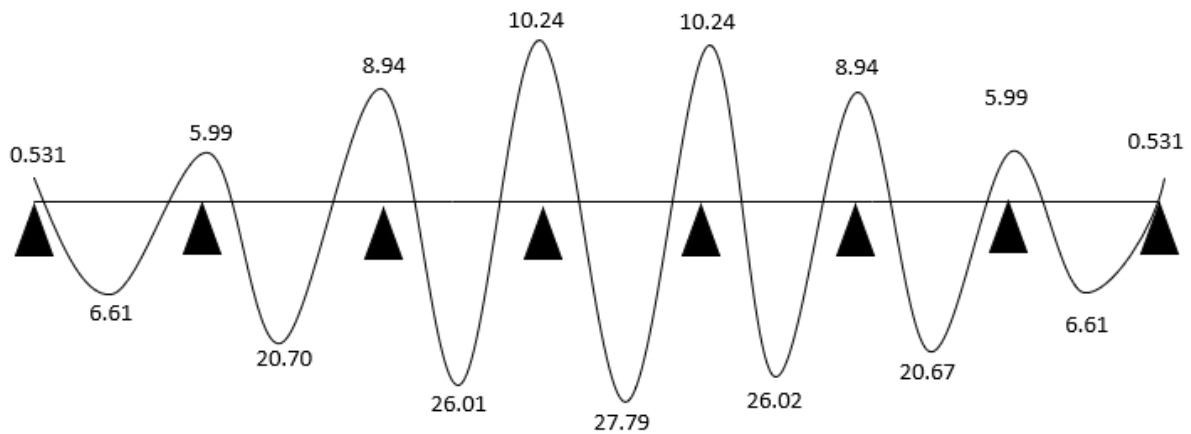


Figure.III.9. Diagramme des moments à l'ELU.

Diagramme des effort tranchant :

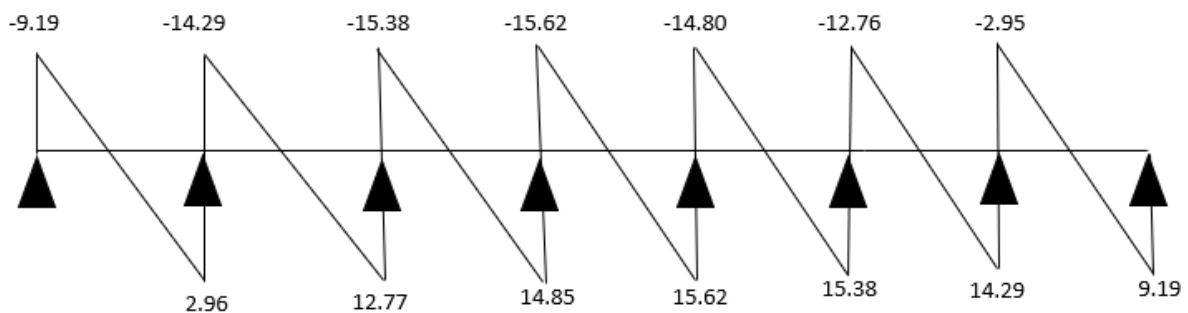


Figure.III.10. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

Les contraintes dans le béton :

Poutrelle en T :

$$b = 65\text{cm}; b_0 = 12\text{cm}; d = 21\text{cm}; h_t = 24\text{cm}$$

$$h_0 = 4\text{cm}; f_{c28} = 25\text{MPa}; f_{eE} = 400\text{MPa}; \sigma_{bc} = 14.17\text{MPa};$$

$$\sigma_s = 348\text{MPa}$$

$$M_{bu} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{bu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.17 \times \left(0.21 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 = 70 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_{bu} = 70 \text{ KN.m} > M_{t_{max}} = 27.79 \text{ KN.m}$$

On calculée une section rectangulaire : b = 65 cm et h = 24 cm

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{27.79 \times 10^6}{650 \times 210^2 \times 14.17} = 0.068$$

$$\varepsilon_l = \frac{FeE}{Es \times \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_l} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.668 \times (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.075 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times FeE} \text{ Avec :}$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times u_{bu}})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.068}) = 0.088$$

$$Z = 21(1 - 0.4 \times 0.088) = 20.26 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{27.79 \times 10^6}{202.6 \times 348} = 394.15 \text{ mm}^2 = 3.94 \text{ cm}^2$$

En Appuis :

$$M_{bu} = 70 \text{ KN.m} > M_{a_{max}} = 10.24 \text{ KN.m} \text{ donc :}$$

On calculée une section rectangulaire : b = 65 cm et h = 24 cm

$$\mu_{bu} = \frac{M_{a_{max}}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10.24 \times 10^6}{650 \times 210^2 \times 14.17} = 0.025$$

$$\varepsilon_l = \frac{FeE}{Es \times \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_l} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.668 \times (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.024 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z \times FeE} \text{ Avec :}$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times u_{bu}})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.025}) = 0.031$$

$$Z = 21(1 - 0.4 \times 0.031) = 20.73 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{10.24 \times 10^6}{207.3 \times 348} = 141.95 \text{ mm}^2 = 1.41 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

En travée : Donc on adopte $A_s = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$

Sur Appuis : Donc on adopte $A_s = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{FeE} = 0.23 \times 65 \times 21 \times \frac{2.1}{400} = 1.65 \text{ cm}^2$$

{ En travée : $A_s = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.65 \text{ cm}^2$
 Sur Appuis: $A_s = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.65 \text{ cm}^2$ C.V

Ferailage transversale :

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; \phi_{\min} ; b^0/10)$$

$$\phi_t \leq \min (240/35 ; 12 ; 120/10) = \min (6.85 ; 12 ; 12) = 6.85$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Espacement :

$$e \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min (18.9 ; 40)$$

$e \leq 18.9$ donc on prend $e = 15 \text{ cm}$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{15.62 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.21} = 0.114 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}) = \min (\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.114 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ C.VE. L. S :

$$q_w = q_e = (G + Q) \times b$$

$$q_w = q_e = (6.25 + 1.5) \times 0.65 = 5.03 \text{ KN/m}$$

Travée	L(m)	L'(m)	qu (KN/ml)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	X0	Vw (KN)	Ve (KN)	Mt (KN.m)
1	1.75	1.75	5.03	0.385	4.34	1.32	-6.66	2.14	4.79
2	3.90	3.12	5.03	4.34	6.50	2.05	-10.36	9.26	15.01
3	4.35	3.48	5.03	6.50	7.42	2.21	-11.15	10.72	18.85
4	4.50	3.60	5.03	7.42	7.42	2.25	-11.31	11.31	20.13
5	4.35	3.48	5.03	7.42	6.50	2.13	-10.72	11.16	18.84
6	3.90	3.12	5.03	6.50	4.34	1.84	-9.25	10.36	15.00
7	1.75	1.75	5.03	4.34	0.385	0.42	-2.14	6.66	4.79

Tableau.III.5. Des sollicitations ELS.

Diagramme des moments :

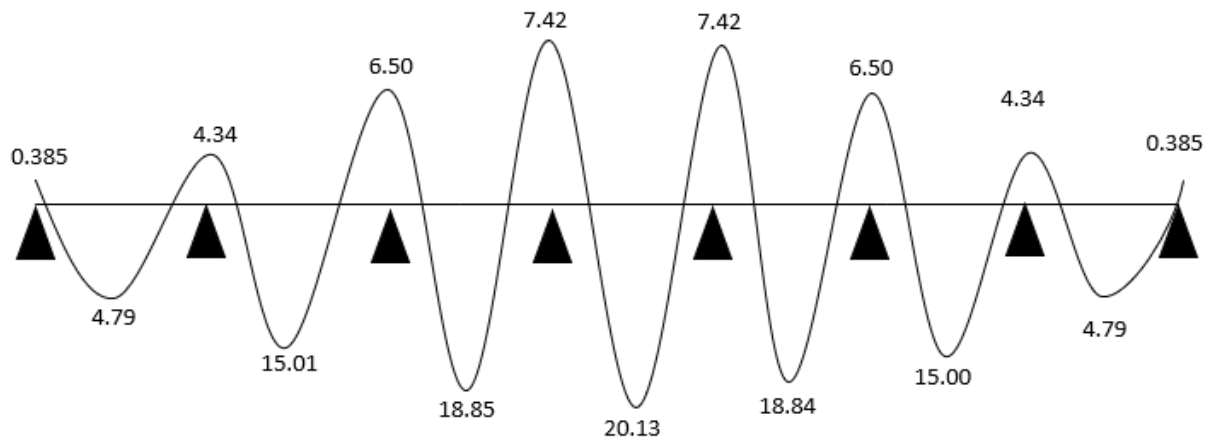


Figure.III.11. Diagramme des moments à l'ELS.

Diagramme des effort tranchant :

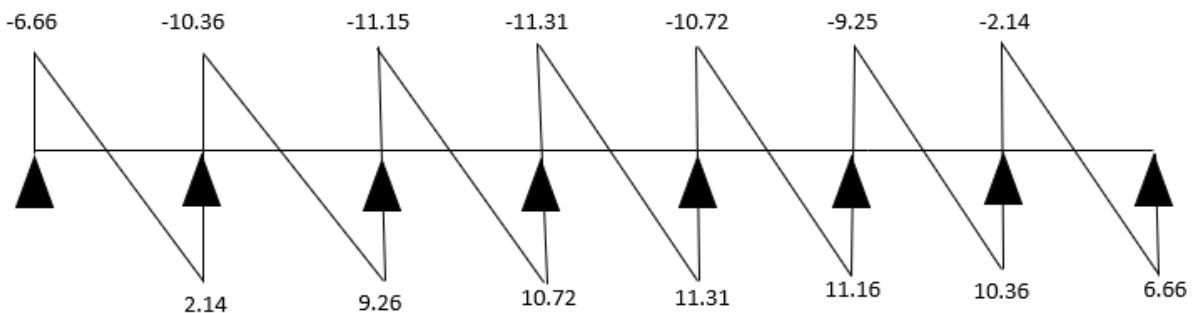


Figure.III.12. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

En travée :

Pour la fussion peu predijuciable FPP :

$$\overline{\sigma_{st}} = \frac{feE}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

Solution positive de y :

$$b \cdot y^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(A_s d + A'_s d') = 0$$

$$65 \cdot y^2 + 30(4.52)y - 30(94.92) = 0$$

$$y = 5.65 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3}by^2 + 15A'_s(y - d)^2 + 15A_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{1}{3} \cdot 65 \cdot (5.65)^2 + 15 \times 4.52 (21 - 5.65)^2$$

$$I = 16666.85 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{6.83 \times 10^{-3}}{16666.85 \times 10^{-8}} = 40.98 \frac{MN}{m^2}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 40.98 \times 0.0565 = 2.31 MPa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 2.31 MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots \dots \dots C.V$$

$$\sigma_{st} = 15 \cdot k(d - y) = 15 \times 40.98 (0.21 - 0.0565) = 94.35 MPa$$

$$\sigma_{st} = 94.35 MPa < \bar{\sigma}_{st} = 348 MPa \dots \dots \dots C.V$$

ELS Verifier

En appuis :

Solution positive de y :

$$b \cdot y^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(A_s d + A'_s d') = 0$$

$$65 \cdot y^2 + 30(2.26)y - 30(47.46) = 0$$

$$y = 4.187 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3}by^2 + 15A'_s(y - d)^2 + 15A_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{1}{3} \cdot 65 \cdot (4.187)^2 + 15 \times 2.26 (21 - 4.187)^2$$

$$I = 9962.59 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{6.69 \times 10^{-3}}{23727.36 \times 10^{-8}} = 67.15 MN/m^2$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 67.15 \times 0.04187 = 2.81 MPa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 2.81 MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots \dots \dots C.V$$

$$\sigma_{st} = 15 \cdot k(d - y) = 15 \times 67.15 (0.21 - 0.04187) = 169.34 MPa$$

$$\sigma_{st} = 169.34 MPa < \bar{\sigma}_{st} = 348 MPa \dots \dots \dots C.V$$

ELS Verifier

III.3.1.3. Vérification de la flèche :

D'après B.A.E.L 91 il est nécessaire de vérifier la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \longrightarrow \quad \frac{24}{495} = 0.0484 \geq 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

$$\frac{A}{d \times b_0} \leq \frac{4.2}{fe} \quad \longrightarrow \quad \frac{4.52}{65 \times 21} = 0.00331 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

III.3.1.4. Schéma de Ferrillages des poutrelles RDC et étage courant. :

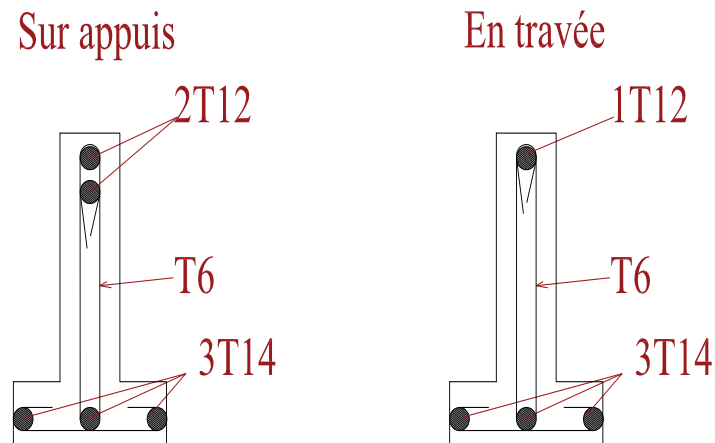


Figure.III.13. Schéma de ferrailage du poutrelle RDC et étage courant.

III.4. Etude des balcons :

Le balcon est considéré comme dalle plane, Cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console ; et sont dimensionnés comme suit :

- largeur $L_x = 1.20 \text{ m}$;

- longueur $L_y = 3.10 \text{ m}$

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

la dalle travaille suivant L_x comme une console

$$L_x < L_y/2$$

Dimensionnement :

$$e \geq \frac{L_x}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$$

Cette épaisseur 12cm n'est pas plus pratique donc avec l'expérience on doit majorer l'épaisseur à **$e=15\text{cm}$**

III.4.1. Evaluation des charges :

$$G=5.89 \text{ KN/m}^2 ; Q=3.5 \text{ KN/m}^2$$

Poids de mur rideau = 100 Kg/m^3 ; $e = 8\text{cm}$; $HRDC = 3.80 \text{ cm}$

$$P = 1 \times 0.08 \times 3.80 = 0.30 \text{ KN}$$

Sollicitation :

- E.L.U :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 5.89 + 1.5 \times 3.5 = 13.20 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1.35.P = 1.35 \times 0.30 = 0.41 \text{ KN}$$

- E.L.S.:

$$q_s = G + Q = 5.89 + 3.5 = 9.39 \text{ KN/m}_2$$

$$P_s = P = 0.30$$

III.4.1.1. Calcul des moments :

$$\text{On a : } L_x \leq \frac{L_y}{2} = \frac{3.10}{2} = 1.55 \text{ m}$$

$$\text{Le moment ultime a l'encastrement : } M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + P_u \times l$$

$$M_u = \frac{13.20 \times 1.20^2}{2} + 1.20 \times 0.41 = 10 \text{ KN.m}$$

$$\text{Le moment service à l'encastrement : } M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + P_s \times l$$

$$M_s = \frac{9.39 \times 1.20^2}{2} + 0.30 \times 1.20 = 7.12 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } V_s = q_s \times l + P_s$$

$$V_s = 9.39 \times 1.20 + 0.30 = 11.57 \text{ KN}$$

III.4.2. Calcul de ferrailage :

III.4.2.1. Calcul du ferrailage longitudinal :

Ferrailage a E.L.U :

$$M_u = 10 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fait à la flexion simple

$$\text{On a : } b = 100 \text{ cm; } d = 0.9 \times h = 13 \text{ cm; } h = 15 \text{ cm; } f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.17} = 0.042$$

$$\varepsilon_l = \frac{F_e E}{E_s \times \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_l} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.668 \times (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.024 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z \times F_e E} \text{ Avec :}$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times u_{bu}})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.042}) = 0.054$$

$$Z = 21(1 - 0.4 \times 0.054) = 20.54 \text{ cm}$$

$$A = \frac{10 \times 10^6}{205.4 \times 348} = 139.90 \text{ mm}^2 = 1.39 \text{ cm}^2$$

on choisir A = 3HA12 = 3.39 cm²

Condition de no fragilite :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{FeE} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2 > A = 1.39 \text{ cm}^2$$

Armatures des repartition :

$$Ar = \frac{A}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.85 \text{ cm}^2$$

On choisir Ar = 2HA12 = 2.26 cm²

Choix des armatures :

$$A = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$Ar = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures :

✓ Armatures longitudinale:

$$SL \leq \min(3.h ; 33 \text{ cm}) = \min(45 ; 33) \text{ cm.}$$

$$SL \leq 33 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{1 \text{ m}}{\text{Nombre des barres}} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

$$St \leq St_{max} \text{ donc } St = 20 \text{ cm}$$

✓ Armatures de repartition :

$$Sr \leq \min(4.h ; 45 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm})$$

$$Sr \leq 45 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{1 \text{ m}}{\text{Nombre des barres}} = \frac{100}{1} = 100 \text{ cm}$$

$$St \leq St_{max} \text{ donc } St = 25 \text{ cm}$$

Verification e E.L.S:

Verification de la fleche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{0.15}{1.2} = 0.125 \geq 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

$$\frac{As}{d \times b_0} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{2.26}{100 \times 13} = 1.73 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

III.4.2.2. Calcul du ferrailage transversal :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{11.57 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.089 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2.5 \text{MPa}; 4 \text{MPa}) = 2.5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.089 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \dots\dots\dots C.V$$

III.4.3. Shema de ferrailage :

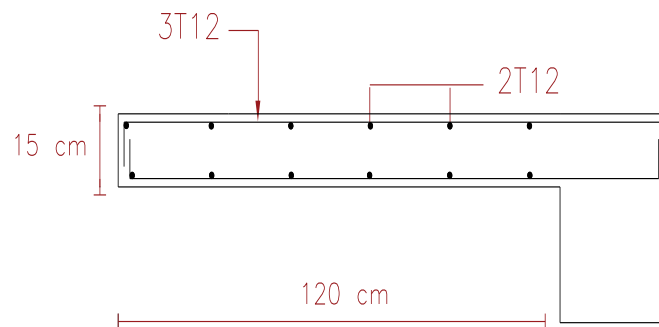


Figure.III.14. Schéma de ferrailage du balcon.

III.5.Etude des escaliers :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers . L'escalier se compose d'une volée ou plus comportant des marches, des paliers d'arrivée et de départ et même des paliers intermédiaires. Celui-ci comporte un seul type d'escalier droit, et qui se composent de deux volées.

III.5.1.Type de Escalier :

Sous-sol :

- type 01 :

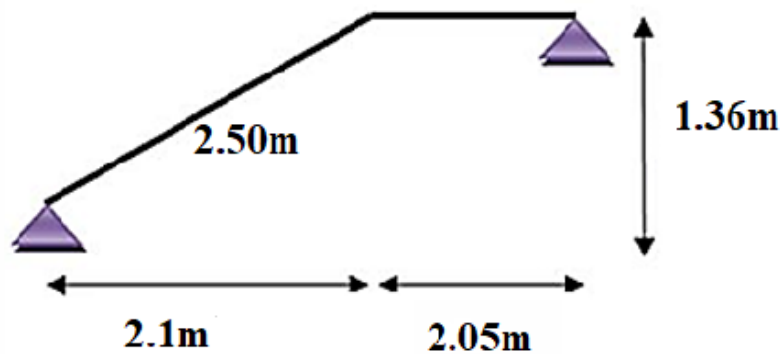


Figure.III.15. Schéma d'escalier.

Charge et Surcharges :

❖ Palier :

La charge permanente $G = 5.73 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation $Q = 4 \text{ KN/m}^2$

❖ Paillasse :

La charge permanente $G = 9.71 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation $Q = 4 \text{ KN/m}^2$

Les combinaisons d'actions à considérer dans les calculs sont :

- Etat limite ultime : $1,35G + 1,5Q$
- Etat limite de service : $G + Q$

Section	G (KN.m)	Q(KN.m)	ELU	ELS
Paillase	7.52	2.5	13.90	10.02
Palier	5.69	2.5	11.43	8.19

Tableau.III.6. Combinaisons des charges de l'escalier.

ELU :

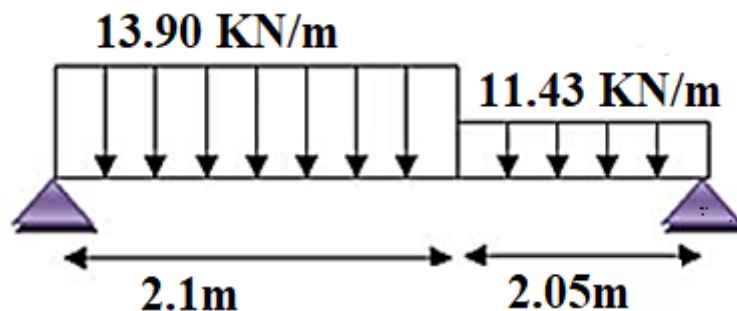


Figure.III.16. Les charges d'escalier ont ELU.

La charge équivalente :

$$G(\text{moy}) = \sum \frac{q_u \times L_i}{L_i}$$

$$q(u) = \frac{13.90 \times 2.1 + 11.43 \times 2.05}{2.1 + 2.05} = 12.68 \text{ KN/m}^2$$

$$q_e(s) = \frac{10.02 \times 2.1 + 11.43 \times 2.05}{2.1 + 2.05} = 9.11 \text{ KN/m}^2$$

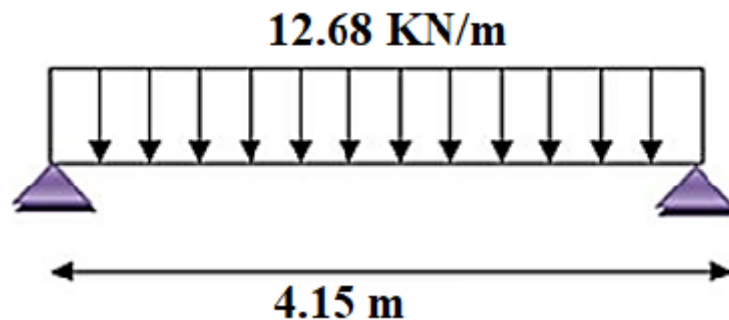


Figure.III.17. La charge équivalente d'escalier a ELU.

Calcul des moments max et efforts tranchants max :

Le Moment Max : $\frac{q \times l^2}{8}$

Effort tranchant (max) : $\frac{q \times l}{2}$

Moment en travée : $M_{\text{travée}} = 0.85 M_{\text{isostatique}}$

Moment sur appui : $M_{\text{appui}} = -0.3 M_{\text{isostatique}}$

Etats	Moment isostatique	Moment en travée	Moment sur appuis	Effort tranchant
ELU	27.30	23.21	8.16	26.31
ELS	19.61	16.67	5.88	//

Tableau.III.7. Sollicitation de l'escalier.

III.5.2.Calcul a l'ELU :

Ferraillage longitudinale :

$b=100\text{cm} ; d=0.9h=16\text{cm} ; h=18\text{cm} ; f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$

✓ En Travée:

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{23.11 \times 10^6}{1000 \times 160^2 \times 14.17} = 0.064$$

$$\varepsilon_1 = \frac{FeE}{Es \times \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_1} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.668$$

$$\mu_1 = 0.8 \times 0.668 \times (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.059 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times FeE} \text{ Avec :}$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times u_{bu}})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.064}) = 0.083$$

$$Z = 18(1 - 0.4 \times 0.083) = 15.47 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{23.21 \times 10^6}{154.7 \times 348} = 431.12 \text{ mm}^2 = 4.31 \text{ cm}^2$$

✓ Sur appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{Ma_{max}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8.16 \times 10^6}{1000 \times 160^2 \times 14.17} = 0.025$$

$$\varepsilon_1 = \frac{FeE}{Es \times \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_1} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.668$$

$$\mu_1 = 0.8 \times 0.668 \times (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.024 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z \times FeE} \text{ Avec :}$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times u_{bu}})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.025}) = 0.028$$

$$Z = 16(1 - 0.4 \times 0.031) = 15.82 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{8.16 \times 10^6}{158.2 \times 348} = 148.22 \text{ mm}^2 = 1.48 \text{ cm}^2$$

Choix Des armatures:

✓ En travée :

$A_p = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$, avec espacement de 15cm

$A_r = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$, avec espacement de 15cm

✓ Sur Appuis :

$A_p = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$, avec espacement de 15cm

$A_r = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$, avec espacement de 15cm

Condition de non fragilite :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{FeE} = 0.23 \times 100 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 1.94 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée} \begin{cases} A_p = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.94 \text{ cm}^2 \\ A_r = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.94 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V \end{cases}$$

$$\text{Sur Appuis} \begin{cases} A_p = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.94 \text{ cm}^2 \\ A_r = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.94 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V \end{cases}$$

• Type 2 :

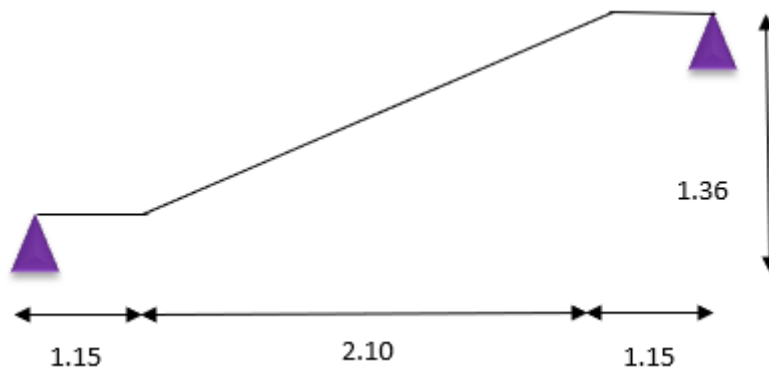


Figure.III.18. Schéma d'escalier.

q_u	q_s	M_0	M_t	M_a	Effort tranchant
11.68	9.06	28.26	24.02	8.48	25.29

Tableau.III.8. Sollicitation de l'escalier.

Calcul de ferrailage :

$$\mu_{bc} = 0.066 ; \alpha = 0.085 ; Z = 15.45 \text{ cm} ; A_t = 446.75 \text{ mm}^2 = 4.76 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$\text{En travee} \begin{cases} A_p = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.94 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V \\ A_r = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.94 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V \end{cases}$$

Sur appuis $\begin{cases} A_p = 2HA12 = 2.26cm^2 > A_{min} = 1.94cm^2 \dots\dots\dots C.V \\ A_r = 2HA12 = 2.26cm^2 > A_{min} = 1.94cm^2 \dots\dots\dots C.V \end{cases}$

Etages courants :

- **Type 01 :**

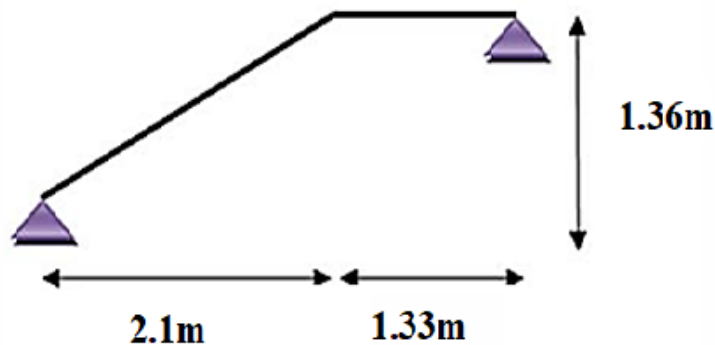


Figure.III.19. Schéma d'escalier.

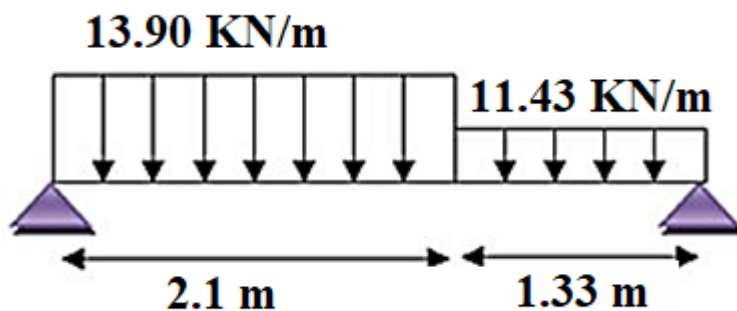


Figure.III.20. Les charges d'escalier ont ELU.

q_u	q_s	M_0	M_t	M_a	Effort tranchant
12.94	9.31	19.14	16.27	5.74	22.30

Tableau.III.9. Sollicitation de l'escalier.

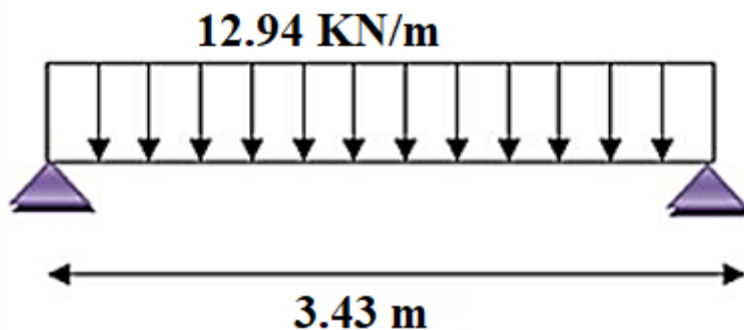


Figure.III.21. La charge équivalent d'escalier a ELU.

Calcul de ferrillage :

En travée

$$\mu_{bc} = 0.045 ; \alpha = 0.057 ; Z = 15.64 \text{ cm} ; A_t = 298.24 \text{ mm}^2 = 2.98 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$\text{En travée} \begin{cases} A_p = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.94 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V \\ A_r = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.94 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V \end{cases}$$

Sur appuis :

$$\mu_{bc} = 0.016 ; \alpha = 0.020 ; Z = 15.87 \text{ cm} ; A_a = 104.25 \text{ mm}^2 = 1.04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sur appuis} \begin{cases} A_p = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.94 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V \\ A_r = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.94 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V \end{cases}$$

- **Type02 :**

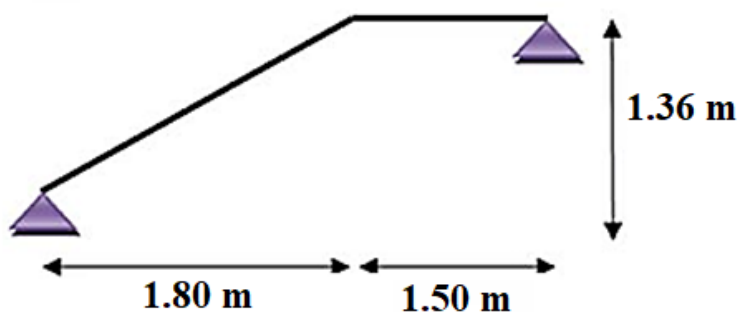


Figure.III.22. Schéma d'escalier.

q_u	q_s	M_0	M_t	M_a	Effort tranchant
12.77	9.18	17.38	14.77	5.21	21.07

Tableau.III.10. Sollicitation de l'escalier.

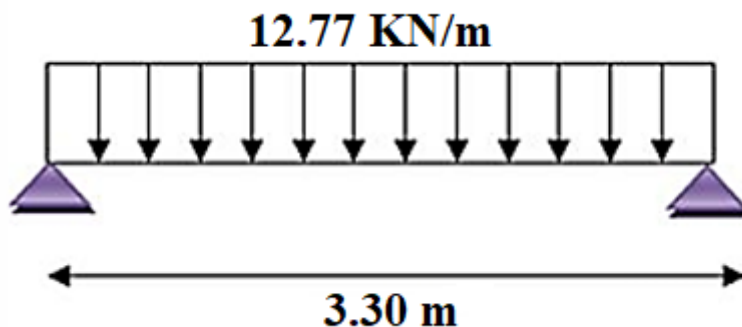


Figure.III.23. La charge équivalent d'escalier a ELU.

Calcul de ferrailage :

En travée :

$$\mu_{bc} = 0.040 ; \alpha = 0.051 ; Z = 15.67 \text{ cm} ; A_t = 318.46 \text{ mm}^2 = 3.18 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$\text{En travée} \begin{cases} A_p = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.94 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V \\ A_r = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.94 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V \end{cases}$$

Sur appuis :

$$\mu_{bc} = 0.014 ; \alpha = 0.018 ; Z = 15.88 \text{ cm} ; A_t = 94.46 \text{ mm}^2 = 0.94 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sur appuis} \begin{cases} A_p = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.94 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V \\ A_r = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.94 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V \end{cases}$$

- **Type 03 :**

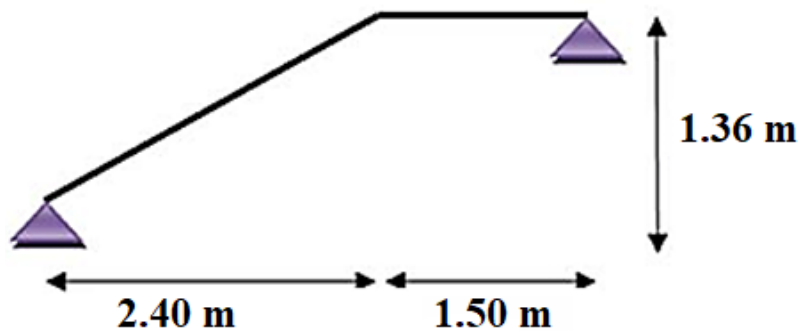


Figure.III.24. Schéma d'escalier.

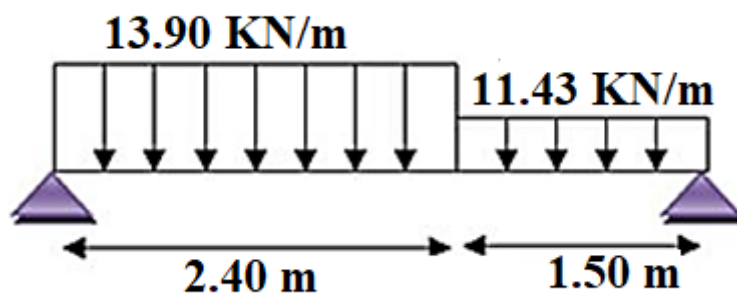


Figure.III.25. Les charges d'escalier ont ELU.

q_u	q_s	M_0	M_t	M_a	Effort tranchant
12.95	9.31	24.62	20.92	7.39	25.25

Tableau.III.11. Sollicitation de l'escalier.

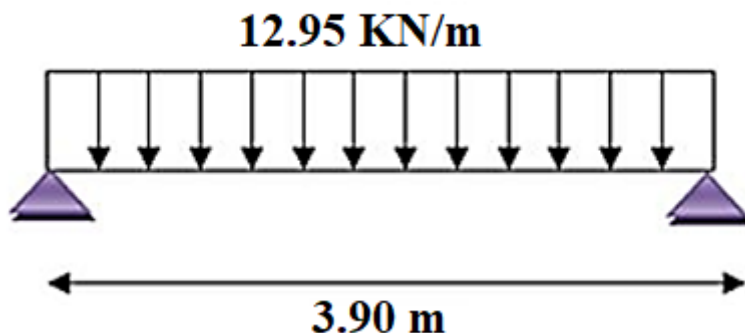


Figure.III.26. La charge équivalent d'escalier a ELU.

Calcul de ferrailage :

En travée :

$$\mu_{bc} = 0.057 ; \alpha = 0.073 ; Z = 15.53 \text{ cm} ; A_t = 392.86 \text{ mm}^2 = 3.92 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$\text{En travée} \begin{cases} A_p = 4HA12 = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.94 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V \\ A_r = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.94 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V \end{cases}$$

Sur appuis :

$$\mu_{bc} = 0.020 ; \alpha = 0.025 ; Z = 15.84 \text{ cm} ; A_t = 134.12 \text{ mm}^2 = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sur appuis} \begin{cases} A_p = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.94 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V \\ A_r = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.94 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V \end{cases}$$

III.5.3.Vérification au cisaillement :

Effort tranchant maximal : $V = 26.31 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{263.1}{100 \times 16} = 0.16 \text{ MPa}$$

La fissuration étant peu nuisible, il faudra vérifier que :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

III.5.4.Vérification à l'ELS :

Vérification de la contrainte de compression d'après le B.A.E.L.

si la condition suivante est vérifiée : $\alpha_u < \alpha$

avec : $\alpha = \frac{(\partial-1)}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$; $\partial = \frac{M_u}{M_s}$

donc : $\partial = 12.68/9.11 = 1.39$

$\alpha = \frac{(1.39 - 1)}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$

$\alpha_{u_{travee}} = 0.083$

$\alpha_{u_{appuis}} = 0.028$

Donc : $\alpha_u = 0.083 < \alpha = 0.44 \dots\dots\dots OK$

$\alpha_{u_{appuis}} = 0.028 < \alpha = 0.44 \dots\dots\dots Ok$

III.5.5. Schéma de ferrailage de l'escalier :

Sous-sol :

- **Type 01 :**

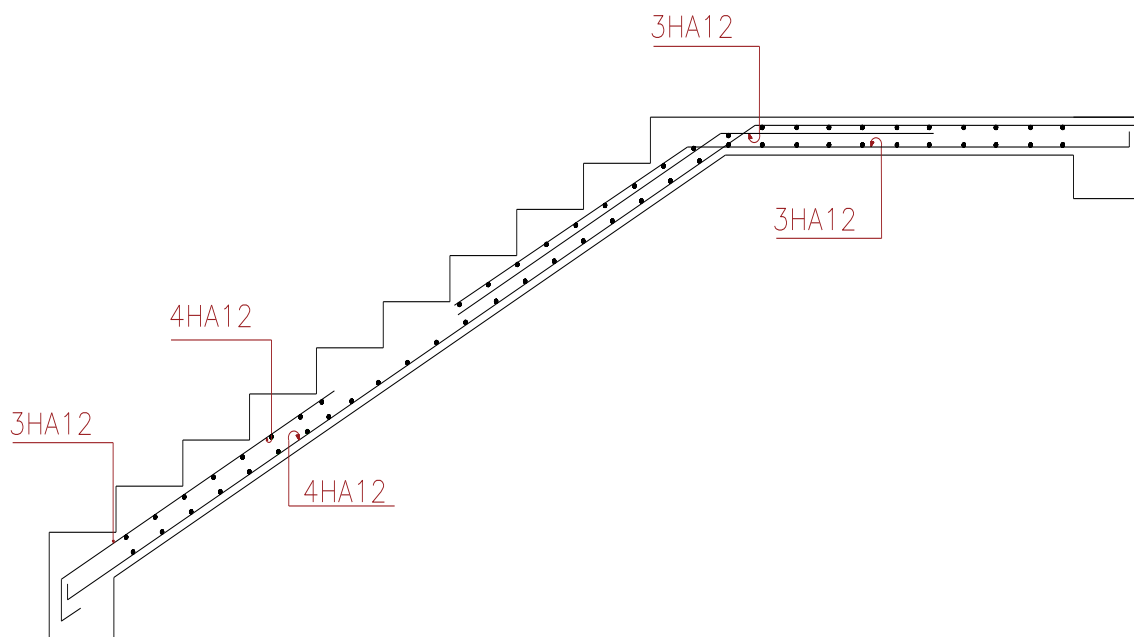


Figure.III.27. Ferrailage d'escalier sous-sol type 01.

- **Type 02 :**

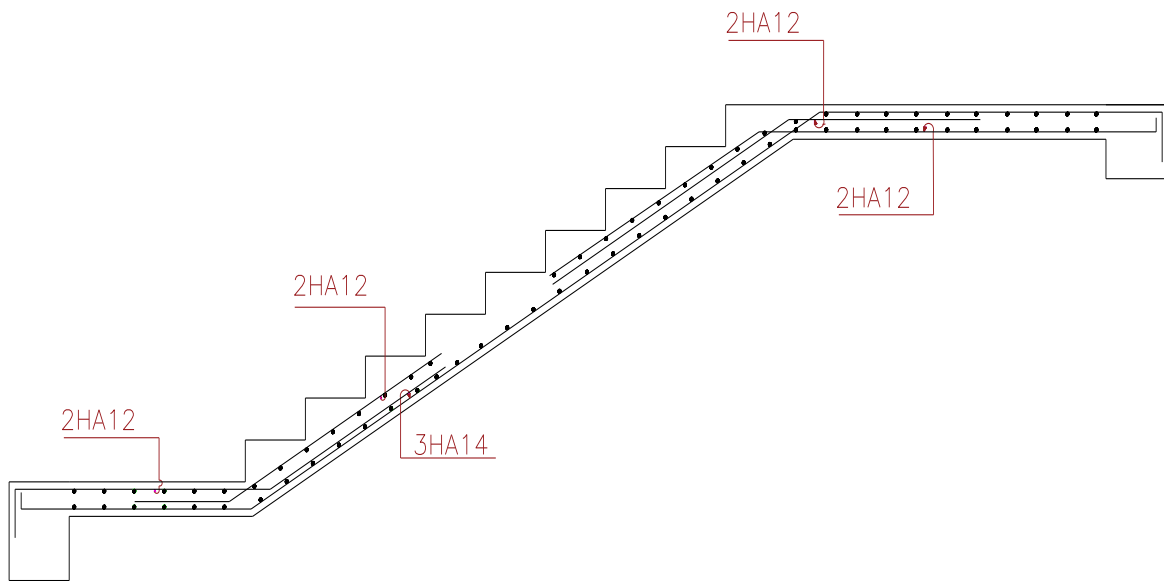


Figure.III.28. Ferrailage d'escalier sous-sol type 02.

Etages courants :

- **Type 01 :**

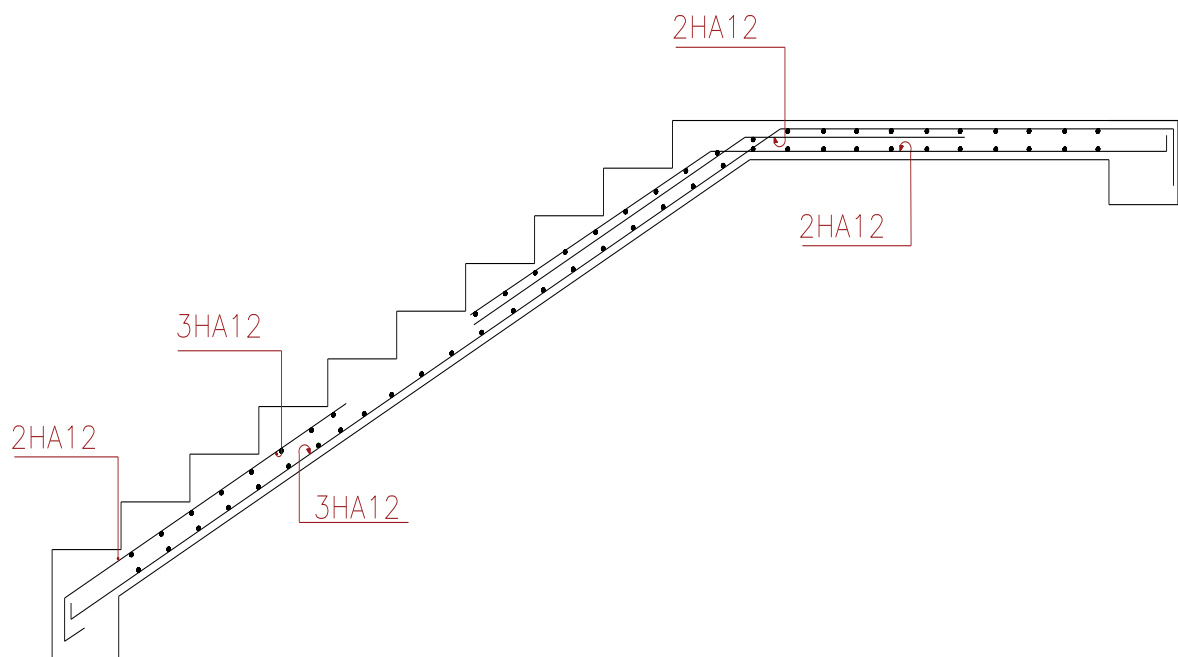


Figure.III.29. Ferrailage d'escalier Etages courants et RDC type 01.

- **Type 02 :**

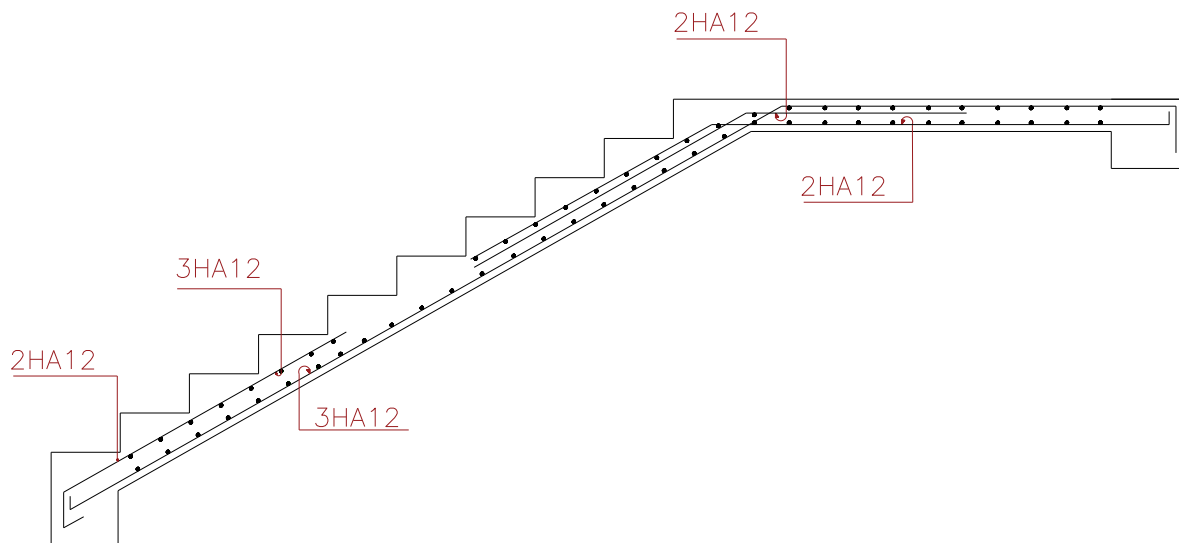


Figure.III.30. Ferrailage d'escalier Etages courants et RDC type 02.

- **Type 03 :**

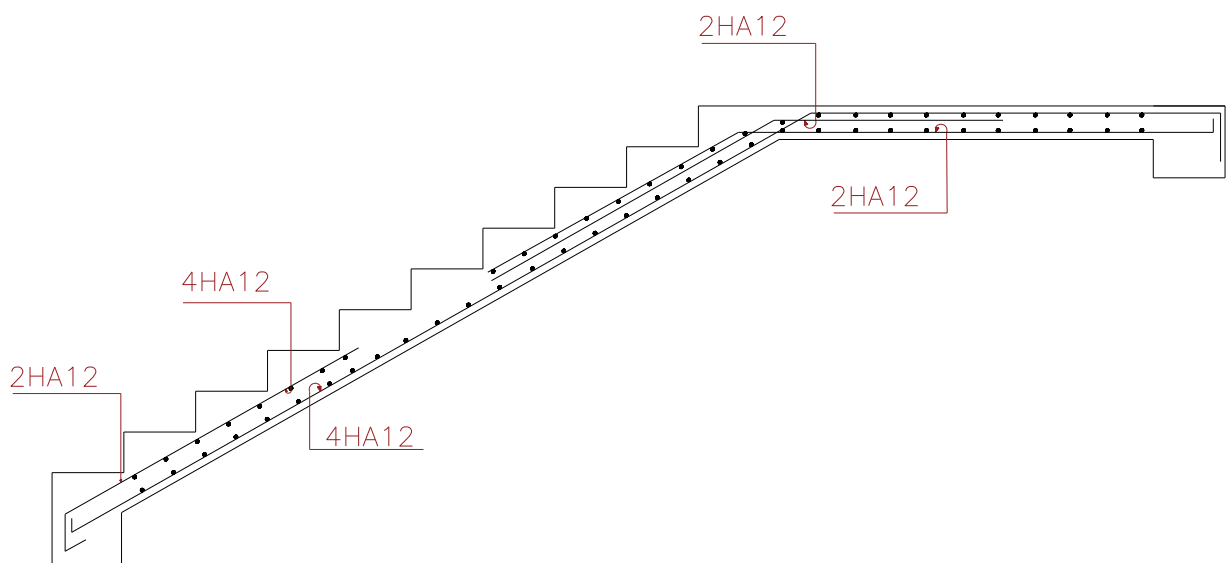


Figure.III.31. Ferrailage d'escalier Etages courants et RDC type 03.

III.5.6. Etude de la poutre palière :

Sous-sol :

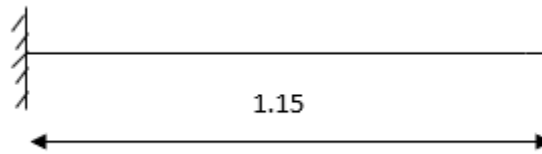


Figure.III.32. schéma statique de la Poutre palière de sous-sol.

III.5.6.1. Définition des charges :

Poids Propre de poutre :

$$G_0 = 0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$$

P. P de mur Exterieur:

$$G_m = 2.7 \times 1.36 = 3.67 \text{ KN/ml}$$

Le poids de palier : 5.69 KN/m^2

Donc : $G = 2.25 + 3.67 + 5.69 = 11.61 \text{ KN/ml}$

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml}$$

Calcul des Sollicitation :

$$\text{ELU} = 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS} = G + Q$$

$$\text{Moment isostatique : } M = \frac{ql^2}{2}$$

$$\text{Effort tranchant : } V = q \times l$$

	q	L	M	Vmax
ELU	19.42	1.15	12.84	22.33
ELS	14.11	1.15	9.33	16.23

Tableau.III.12. Sollicitation la poutre palière.

III.5.6.2. Calcul a ELU en Flexion :

On a : $b = 30 \text{ cm}$; $d = 27 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14.17 \text{ Mpa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{12.84 \times 10^6}{300 \times 270^2 \times 14.17} = 0.041$$

$$\varepsilon_1 = \frac{FeE}{Es \times \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_1} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.668 \times (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.041 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times FeE} \text{ Avec :}$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times u_{bu}})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.041}) = 0.052$$

$$Z = 27 \times (1 - 0.4 \times 0.052) = 26.44 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{12.84 \times 10^6}{264.4 \times 348} = 139.5 \text{ mm}^2 = 1.39 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

On adopte $A_s = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilite :

$$A_{\min} = \text{Max} \left(0.005 bh; 0.23 b. d. \frac{ft28}{fe} \right)$$

$$A_{\min} = \text{Max} (4.5; 1.09) = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s : 3HA12 = 3.39 < A_{\min} = 4.5 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s : 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.5 \text{ cm}^2$$

Armatures transversalles :

Suivant l'article A.5.1, 22 des règles BAEL91 modifié99 on a :

$$\frac{At \times fe}{b \times st} > 0.4 \text{ MPa}$$

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varphi; 30 \right) = \min(7.5; 114; 30) = 7.5 \text{ cm}$$

Hors zone Nodale :

$$St \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \dots \text{ on adopte } St = 15 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} At > 0.4 \times \frac{b \times St}{fe} = 0.4 \times \frac{300 \times 150}{235} = 76.60 = 0.76 \text{ cm}^2 \\ At = 0.003 \times b \times St = 0.003 \times 30 \times 15 = 1.35 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

III.5.6.3. Verification necessaire:

❖ Verification a leffort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{22.23 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0.27 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2.5 \text{MPa}; 4 \text{MPa}) = 2.5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.27 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

❖ Les contraintes du betons :

$$b \cdot y^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(A_s d + A'_s d') = 0$$

$$b \cdot y^2 + 30(4.62)y - 30(122.04) = 0$$

$$y = 9.02 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3}by^2 + 15A'_s(y - d)^2 + 15A_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{1}{3} \cdot 30 \cdot (9.02)^2 + 15 \times 4.62 (27 - 9.02)^2$$

$$I = 22732.015 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{9.33 \times 10^{-3}}{22732.015 \times 10^{-8}} = 41.04 \text{MN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 41.04 \times 0.0902 = 3.70 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.70 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 15 \cdot k(d - y) = 15 \times 41.04 (0.27 - 0.0902) = 110.68 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 110.68 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

ELS Verifier

❖ Verification de la fleche :

$$\frac{e}{l} = \frac{0.3}{1.15} = 0.260 > \frac{1}{16} = 0.063 \dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{4.62}{30 \times 27} = 0.0058 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{C.VERIFIER}$$

III.5.6.4. Calcule les armatures a la torsion :

Selon l'article A.5.4.2 des règles BAEL91 modifiée99, les contraintes de cisaillement Dues à la torsion pour une section :

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

T_u : le moment de torsion ultime.

Ω : l'aire du contour à mi-épaisseur des parois.

a : le diamètre du grand cercle inscrit dans le contour extérieur de la section.

Avec :

$$b_0 = \frac{a}{6} ; \quad T_u = C \times V_u \times \frac{1}{2}$$

$$T_u = 22.23 \times 0.1 \times \frac{1.15}{2} = 1.28$$

$$\Omega = (0.3 - 0.05) \times (0.3 - 0.05) = 0.063$$

$$\tau_u = \frac{1.28 \times 10^{-3}}{2 \times 0.05 \times 0.063} = 0.20 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Vérification des contraintes tangentielles :

L'article A.5.4.3 des règles BAEL91 recommande de faire la vérification suivante :

$$\sqrt{T_u T^2 + T_{uf}^2} = \sqrt{0.20^2 + 0.36^2} = 0.41 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \text{C.V}$$

Détermination des armatures des torsion :

Suivant la règle des coutures décrit par l'article A.5.3.1 des règles BAEL91 on à :

- Les armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{M_t \times \mu \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$\mu = 2(a + b - 2b_0) \dots \mu = 1 \text{ m}$$

$$A_l = 0.43 \text{ cm}$$

- Les armatures transversales :

$$A_t = \frac{M_t \times s_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$s_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = 0.06 \text{ cm}$$

Ferraillage totale :

La poutre palier, on doit superposer les deux ferraillages de flexion et de torsion

- Les armatures longitudinales :

$$\text{En travee : } A_s : 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sur appuis : } A_s : 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

- Les armatures transversales :

$A_t = 0.06 + 1.35 = 1.41 \text{ cm}^2$ Les armatures transversales $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Vérification au ferrailage minimal (Torsion-flexion) :

- Les armatures longitudinales :

En travée : $\frac{A_s \times F_e}{b_0 \times \mu} = \frac{4.62 \times 400 \times 10^{-4}}{0.05 \times 1} = 3.70 \text{ MPA} \geq 0.4 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{C.V}$

Sur appuis : $\frac{A_s \times F_e}{b_0 \times \mu} = \frac{4.62 \times 400 \times 10^{-4}}{0.05 \times 1} = 3.70 \text{ MPA} \geq 0.4 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{C.V}$

- Les armatures transversales :

$\frac{A_t \times F_e}{b_0 \times \mu} = \frac{2.01 \times 235 \times 10^{-4}}{0.05 \times 1} = 0.94 \text{ MPA} \geq 0.4 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{C.V}$

III.5.6.5. Schéma de ferrailage :

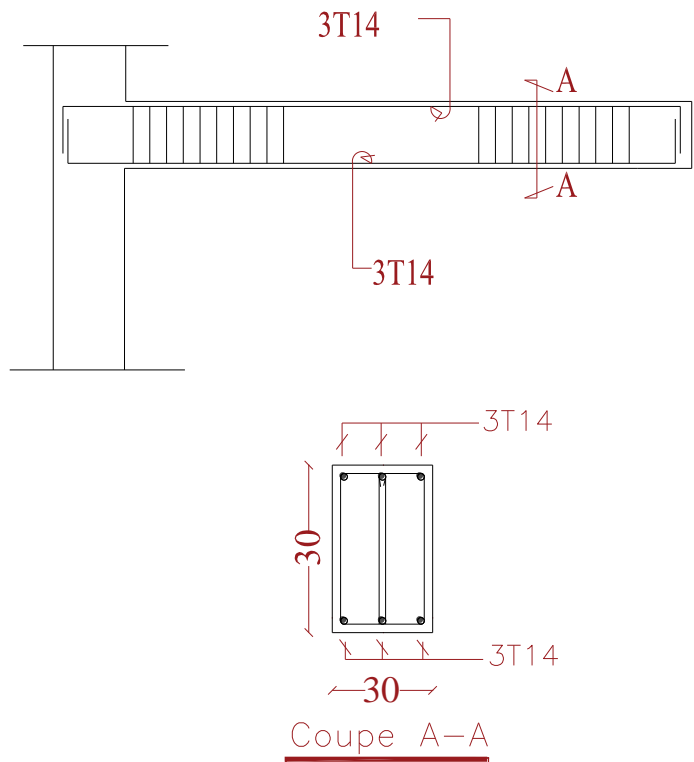


Figure.III.33.Ferrailage de Poutre palière de sous-sol.

RDC :

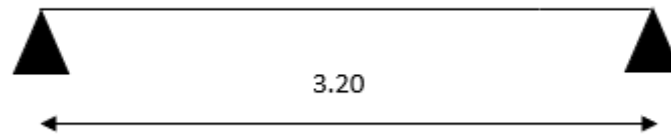


Figure.III.34. schéma statique de la Poutre palière de RDC.

$$\text{Moment isostatique} = M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$$\text{Effort tranchant} = V = \frac{q \times l}{2}$$

Moment en travée : $M_{\text{travée}} = 0.85 M_{\text{isostatique}}$

Moment sur appui : $M_{\text{appui}} = -0.3 M_{\text{isostatique}}$

	q	L	M_0	M_a	Mt	Vmax
ELU	19.42	3.20	21.85	6.55	18.57	29.13
ELS	14.11	3.20	15.87	4.76	13.49	21.17

Tableau.III.13. Sollicitation la poutre palière.

III.5.6.6.Calcul a ELU en Flexion :

On a : $b = 30\text{cm}$; $d = 27\text{ cm}$; $h = 30\text{cm}$; $f_{bu} = 14.17\text{ Mpa}$

✓ En travée:

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{18.57 \times 10^6}{300 \times 270^2 \times 14.17} = 0.060$$

$$\varepsilon_1 = \frac{FeE}{Es \times \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_1} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.668$$

$$\mu_1 = 0.8 \times 0.668 \times (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.059 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times FeE} \text{ Avec :}$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.060}) = 0.077$$

$$Z = 27(1 - 0.4 \times 0.077) = 26.17\text{ cm}$$

$$A_t = \frac{18.57 \times 10^6}{261.7 \times 348} = 203.90 \text{ mm}^2 = 2.03 \text{ cm}^2$$

✓ Sur Appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6.55 \times 10^6}{300 \times 270^2 \times 14.17} = 0.021$$

$$\varepsilon_l = \frac{FeE}{Es \times \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_l} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.668 \times (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.059 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times FeE} \text{ Avec :}$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times u_{bu}})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.021}) = 0.027$$

$$Z = 27(1 - 0.4 \times 0.077) = 26.71 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{6.55 \times 10^6}{267.1 \times 348} = 70.46 \text{ mm}^2 = 0.70 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

En travee : On adopte $A_s = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$

Sur appuis : On adopte $A_s = 3HA12 + 3.39 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilite :

$$A_{\min} = \text{Max} \left(0.005 bh; 0.23 b. d. \frac{ft28}{fe} \right)$$

$$A_{\min} = \text{Max} (4.5; 1.09) = 4.5 \text{ cm}^2$$

En travee : $A_s : 3HA12 = 3.39 < A_{\min} = 4.5 \text{ cm}^2$

Sur appuis : $A_s : 3HA12 = 3.39 < A_{\min} = 4.5 \text{ cm}^2$

Donc :

En travee : $A_s : 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.5 \text{ cm}^2$

Sur appuis : $A_s : 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.5 \text{ cm}^2$

Armatures transversales :

Suivant l'article A.5.1, 22 des règles BAEL91 modifié99 on a :

$$\frac{At \times fe}{b \times st} > 0.4 \text{ MPa}$$

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30\right) = \min(7.5; 114; 30) = 7.5\text{cm}$$

Hors zone Nodale :

$$St \leq \frac{h}{2} = 15\text{cm} \dots \text{on adopte } St = 15\text{cm}$$

$$\begin{cases} At > 0.4 \times \frac{b \times St}{fe} = 0.4 \times \frac{300 \times 150}{235} = 76.60 = 0.76\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V} \\ At = 0.003 \times b \times St = 0.003 \times 30 \times 15 = 1.35\text{cm}^2 \end{cases}$$

III.5.6.7.Verification necessaire:

❖ Verification a leffort tranchant :

$$\tau_u = \frac{Tu}{b \times d} = \frac{29.13 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0.36\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times fc28}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4\text{MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2.5\text{MPa}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.36\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

❖ Les contraintes du betons :

$$b \cdot y^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(A_s d + A'_s d') = 0$$

$$b \cdot y^2 + 30(4.62)y - 30(122.04) = 0$$

$$y = 9.02 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3}by^2 + 15A'_s(y - d)^2 + 15A_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{1}{3} \cdot 30 \cdot (9.02)^2 + 15 \times 4.62 (27 - 9.02)^2$$

$$I = 22732.015 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{Mser}{I} = \frac{15.87 \times 10^{-3}}{22732.015 \times 10^{-8}} = 69.81\text{MN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 69.81 \times 0.0902 = 6.30\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times fc28 = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.30\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 15. k(d - y) = 15 \times 69.81 (0.27 - 0.0902) = 188.28\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 188.28\text{MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348\text{MPa} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

ELS Verifier

❖ Verification de la fleche :

$$\frac{e}{l} = \frac{0.3}{3.20} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.063 \dots \dots \text{C. V}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{4.62}{30 \times 27} = 0.0058 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{C.VERIFIER}$$

III.5.6.8.Calculer les armatures a la torsion :

Selon l'article A.5.4.2 des règles BAEL91 modifiée99, les contraintes de cisaillement Dues à la torsion pour une section :

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

Tu : le moment de torsion ultime.

Ω : l'aire du contour à mi-épaisseur des parois.

a: le diamètre du grand cercle inscrit dans le contour extérieur de la section.

Avec :

$$b_0 = \frac{a}{6} ; \quad T_u = C \times V_u \times \frac{1}{2}$$

$$T_u = 29.13 \times 0.1 \times \frac{3.20}{2} = 4.66 \text{ KN.m}$$

$$\Omega = (0.3-0.05) \times (0.3 - 0.05) = 0.063\text{m}^2$$

$$\tau_u = \frac{4.66 \times 10^{-3}}{2 \times 0.05 \times 0.063} = 0.74 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

Vérification des contraintes tangentielles :

L'article A.5.4.3 des règles BAEL91 recommande de faire la vérification suivante :

$$\sqrt{T_u T^2 + T_{uf}^2} = \sqrt{0.74^2 + 0.36^2} = 0.82\text{MPa} \leq \overline{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots \dots \text{C. V}$$

Détermination des armatures des torsion :

Suivant la règle des coutures décrit par l'article A.5.3.1 des règles BAEL91 on à :

- Les armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{M_t \times \mu \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$\mu = 2(a + b - 2b_0) \dots \mu = 1\text{m}$$

$$A_l = 1.22\text{cm}$$

On adopte pour les armatures longitudinales de torsion :

$$A_{st} = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

- Les armatures transversales :

$$A_t = \frac{M_t \times s_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$s_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = 0.16 \text{ cm}^2$$

Ferraillage totale :

La poutre palier, on doit superposer les deux ferraillages de flexion et de torsion

- Les armatures longitudinales :

$$\text{En travee : } A_s : 3HA14+2HA12 = 6.88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sur appuis : } A_s : 3HA14+2HA12 = 6.88 \text{ cm}^2$$

- Les armatures transversales :

$$A_t = 0.16 + 1.35 = 1.51 \text{ cm}^2 \text{ Les armatures transversales } A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Vérification au ferraillage minimal (Torsion-flexion) :

- Les armatures longitudinales :

$$\text{En travee : } \frac{A_s \times f_e}{b_0 \times \mu} = \frac{6.88 \times 400 \times 10^{-4}}{0.05 \times 1} = 5.51 \text{ MPA} \geq 0.4 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ C. V}$$

$$\text{Sur appuis : } \frac{A_s \times f_e}{b_0 \times \mu} = \frac{6.88 \times 400 \times 10^{-4}}{0.05 \times 1} = 5.51 \text{ MPA} \geq 0.4 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ C. V}$$

- Les armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times \mu} = \frac{2.01 \times 235 \times 10^{-4}}{0.05 \times 1} = 0.94 \text{ MPA} \geq 0.4 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ C. V}$$

III.5.6.9. Schéma de ferrailage :

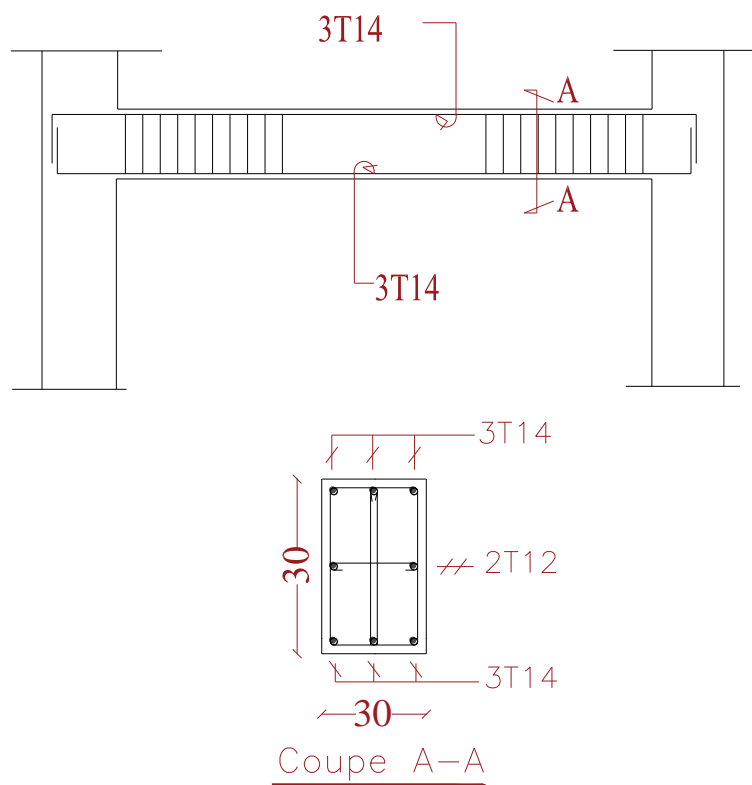


Figure.III.35.Ferrailage de Poutre palière de RDC.

III.6. Etude de L'acrotère :

L'acrotère est un élément encastré au niveau du plancher terrasse ayant pour objectif de recevoir les relevés de la complexe étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute. L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher terrasse, la section la plus sollicitée se trouve au niveau de sa base, elle est sollicitée par son poids propre (G) et une poussée horizontale.

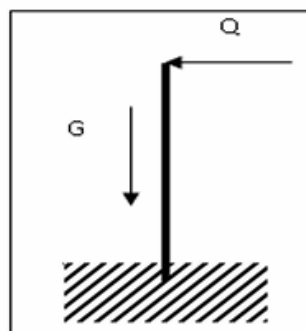
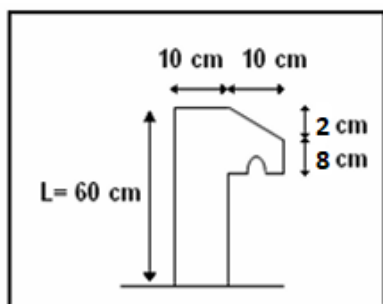


Figure.III.36.Coupe transversale de l'acrotère **Figure.III.37.**Modèle de calcul de l'acrotère.

IV.6.1.Evaluation des charges :

La surface :

$$S=(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.08) + \left(\frac{0.02 \times 0.1}{2}\right) = 0.069 \text{ m}^2$$

Poids propre de l'acrotère : $Gac = \rho x S = 0.069 \times 25 = 1.725 \text{ KN}$

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

	E.L.U	
La charge permanente ultime	$N_u = 1.35 \times G$	2.33 KN
La surcharge d'exploitation ultime	$T_u = 1.5 \times Q$	$1.5 \times 1 = 1.5$
Moment d'encastrement	$M_u = 1.5 \times Q \times h$	$1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$

Tableau.III.14.Évaluation et combinaison des charges ELU.

	E.L.S	
La charge permanente ultime	$N_{Ser} = G$	$G = 1.725 \text{ KN}$
La surcharge d'exploitation ultime	$T_{Ser} = Q$	$Q = 1 \text{ KN}$
Moment d'encastrement	$M_{Ser} = Q \times h$	$M_{Ser} = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$

Tableau.III.15.Évaluation et combinaison des charges ELS.

III.6.1.1 Vérification de l'effort au séisme :

Le RPA exige de vérifier les éléments de structure sous l'effet des forces horizontales suivant la formule (**art 6.2.3**) :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \rightarrow C_p = 0.8$$

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaire.

w_p : Poids propre de l'acrotère $\rightarrow W_p = 1.725 / \text{ml}$

A : Coefficient d'accélération de zone $\rightarrow A = 0.15$ (zone IIa)

$$D'où : F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.725 = 0.828 \text{ KN/ml}$$

$F_p < 1.5Q \Rightarrow$ Condition vérifier .

Calcul de ferrailage :

E.L.U :

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$

enrobage $d' = 2 \text{ cm}$; $d = h - d' = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$

Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

$$e_u = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0.9}{2.33} = 0.37 \text{ m} \text{ donc } e_U = 37 \text{ cm}$$

Calcul en flexion simple :

$$e_a = e_U + \left(\frac{h}{2} - d'\right) = 0.37 + \left(\frac{0.1}{2} - 2\right) = 0.4 \text{ m}$$

$$M_f = e_a \times N_U = 0.4 \times 2.33 = 0.932 \text{ KN.m}$$

Calcul du Moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.932 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.17} = 0.010$$

$$\varepsilon_l = \frac{FeE}{Es \times \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_l} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.668 \times (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.024 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z \times FeE} \text{ Avec :}$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times u_{bu}})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.010}) = 0.013$$

$$Z = 8(1 - 0.4 \times 0.013) = 7.96 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{0.932 \times 10^6}{79.6 \times 348} = 33.65 \text{ mm}^2 = 0.33 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{FeE} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.33 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0.97 \text{ cm}^2 \text{ donc le ferrailage sera avec } A_{min} = 0.97 \text{ cm}^2$$

Alors :

$$A_s = 4HA08 = 2.01 \text{ cm}^2 ; \text{ avec espacement de 25cm}$$

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 \text{ donc } A_r = 3HA08 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Verification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{Tu}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.019MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times fc28}{\gamma_b} ; 4MPa\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4MPa\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2.5MPa ; 4MPa) = 2.5MPa$$

$$\tau_u = 0.019MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots\dots\dots C.V$$

Verification E.L.S :

$$b \cdot y^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(A_s d + A'_s d') = 0$$

$$65 \cdot y^2 + 30(2.01)y - 30(16.08) = 0$$

$$y = 1.92 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3}by^2 + 15A'_s(y - d)^2 + 15A_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{1}{3} \cdot 100 \cdot (1.92)^2 + 15 \times 2.01 (8 - 1.92)^2$$

$$I = 1350.46 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{Mser}{I} = \frac{0.6 \times 10^{-3}}{1350.46 \times 10^{-8}} = 44.43MN/m^2$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 44.43 \times 0.0192 = 0.85MPa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times fc28 = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = 0.85MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots\dots\dots C.V$$

$$\sigma_{st} = 15 \cdot k(d - y) = 15 \times 44.43 (0.08 - 0.0192) = 40.52MPa$$

$$\sigma_{st} = 40.52MPa < \bar{\sigma}_{st} = 348MPa \dots\dots\dots C.V$$

ELS Verifier

III.6.2. Shema de ferrailage :

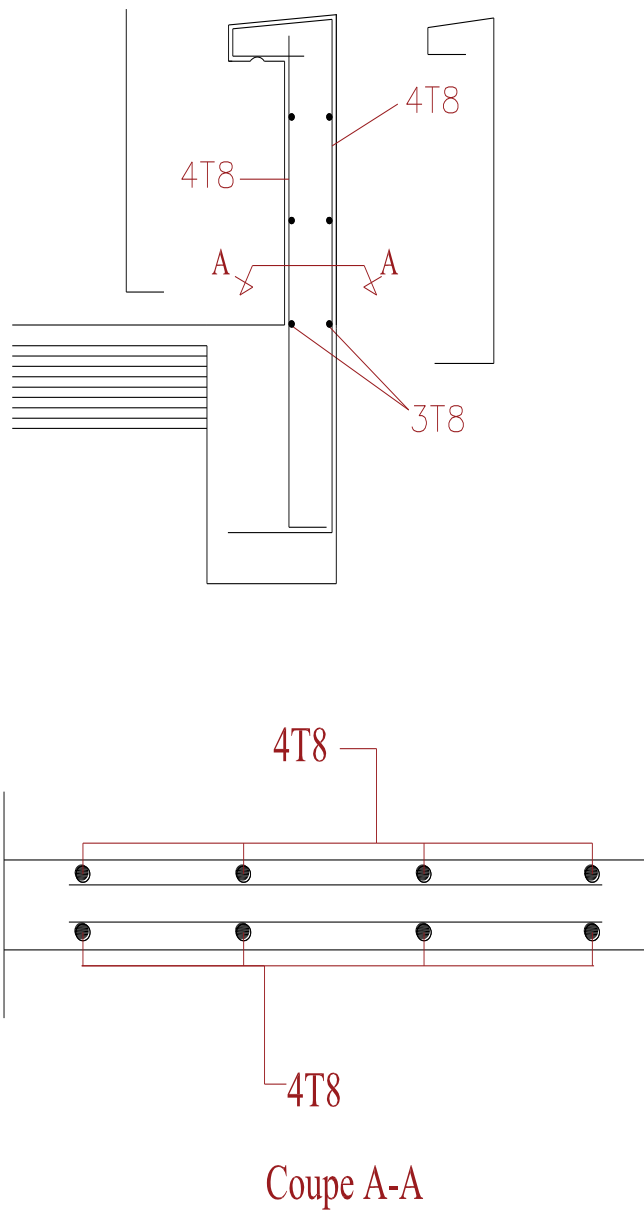


Figure.III.38. Ferrailage l'acrotère terrasse inaccessible

III.7. Etude de la dalle machine :

III.7.1. Définition de l'Ascenseur :

L'ascenseur est un Appareil permettant un transport vertical des personnes et des charges dans un bâtiment à plusieurs étages.

III.7.2. Les différents types d'ascenseur :

- Ascenseur classique (avec un local machines)
- Ascenseur Hydraulique
- Ascenseur a câbles de traction (électrique)

Le meilleur choix pour notre structure est l'ascenseur à câbles de Traction (électrique).

III.7.3. Définition Techniques :

Cabine :

Organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes à transporter.

Référence :

Type entièrement métallique à un angle droit, ventilation naturelle par plancher et plafond, dimension intérieure :

- Hauteur :2.22m.

Etrier :

Ossature métallique portant la cabine, il est dimensionné pour supporter sans aucune déformation permanente les efforts qui s'appliquent en service normal, la cabine n'est pas reliée directement et rigidement au chassis de l'étrier, mais par l'intermédiaire de supports antiviral en caoutchouc, on évite aussi toute transmission de vibration, le mouvement est parfaitement silencieux.

Moteur :

Ensemble d'organes assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur.

Régulateur de Vitesse :

Cet appareil a pour fonction de contrôler les éventuels excès de vitesse dans les deux sens de marche.

Contre poids :

Il a pour but d'équilibrer le poids de la cabine et une partie de la charge utile on a réduit ainsi la puissance motrice nécessaire, le contre poids est dimensionné de façon à équilibrer le poids de la cabine plus de 40-50% de la charge utile.

Amortisseurs :

Ils sont placés dans la cuvette servant à arrêter la cabine et le contre poids, la limite des niveaux extrêmes sont dépassés.

- Capacité : 8Personnes.
- Vitesse : 0.65 ou 1m/s.
- Charge nominale : 630Kg

III.7.4. Caractéristiques de l'ascenseur :

Ly : Longueur de l'ascenseur = 150cm.

B : Largeur de l'ascenseur = 100cm.

H : Hauteur de l'ascenseur= 220cm.

Fc : Charge due à la cuvette =145KN

P_m : Charge due à l'ascenseur =15KN

$D_m = 51\text{KN}$. La charge nominale est de 630kg.

V : La vitesse =1m/ s.

III.7.5. Pré-dimensionnement :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

On a :

- Epaisseur de la dalle : $l_x = 2.20\text{ m}$, $l_y = 2.85\text{ m}$
- La surface de passage d'ascenseur : $S = 2.85 \times 2.20 = 6.27\text{ m}^2$

Nous avons des conditions à vérifier :

Résistance à la flexion :

$$\frac{l_x}{50} \leq e_x \leq \frac{l_y}{40} \rightarrow \frac{220}{50} \leq e_x \leq \frac{285}{40} \rightarrow 4.4 \leq e_x \leq 7.1$$

Condition de l'E.N. A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25\text{cm}$

Condition de la flèche :

$$\frac{e}{l_x} > \frac{M_t}{20.M_x} \quad \text{avec : } M_t = 0.85.M_x$$

$$e > 0.85 \times \frac{l_x}{20} = 0.85 \times \frac{220}{20} = 9.35\text{ cm}$$

Finalement On prend : $e = 25\text{ cm}$

III.7.6. Détermination des charges et surcharges :

Charges permanentes :

- poids de la dalle en béton armé :

$$G_1 = e \times \rho \Rightarrow 25 \times 0.25 = 6.25\text{KN/ m}^2$$

- Poids du revêtement en béton :

$$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1\text{ KN/ m}^2.$$

$$G_3 = G_1 + G_2 = 7.35\text{ KN/ m}^2$$

- Poids de la machine :

$$G_4 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{6.27} = 23.13\text{ KN/ m}^2$$

- La somme des Charges :

$$G_t = 23.13 + 7.35 = 30.48\text{ KN/ m}^2$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q = Q_1 + Q_2$$

$$Q_1 = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_2 = \frac{Q}{S} = \frac{6.30}{6.27} = 1.004 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_t = 1 + 1.004 = 2.004 \text{ KN/m}^2$$

Combinaison de charges :

- ELU :

$$qu = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 30.48 + 1.5 \times 2.004 = 44.15 \text{ KN/m}^2$$

- ELS :

$$qs = G + Q = 30.48 + 2.004 = 32.48 \text{ KN/m}^2$$

Calcul de (α) :

$$0.4 < \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.20}{2.85} = 0.77 < 1 \rightarrow \text{dalle porte dans les deux sens.}$$

- A l'état limite ultime (E.L.U) :

$$\begin{cases} \mu_x = \frac{1}{8(1 + 2.4\alpha^3)} = 0.059 \\ \mu_y = \alpha^2[1 - 0.95(1 - \alpha)^2] = 0.563 \end{cases}$$

Calcul des moments pour les bandes de largeur unité :

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times qu \times l^2 = 0.059 \times 44.15 \times 2.20^2 = 12.61 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.563 \times 12.61 = 7.10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments dans la dalle :

- Les moments en travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 12.61 = 10.72 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 7.10 = 6.04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Les moments en appuis :

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 12.61 = 6.31 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 7.10 = 3.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Valeurs minimales à respecter :

$$\begin{cases} \text{travée : } M_{ty} = 6.04 \text{ KN.m} \geq \frac{M_{tx}}{4} = \frac{10.72}{4} = 2.68 \text{ KN.m} \\ \text{Appuis : } \text{Max} \{M_{ax}; M_{ay}\} = \text{Max} \{6.31; 3.55\} = 6.31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.7.7. Ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire (1m x h).

- Largeur de la poutre : b=100 cm
- Hauteur de la section : h=25 cm

- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0.9h = 22.5 \text{ cm}$

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{qu}{qs} = \frac{44.15}{32.48} = 1.35$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \times \theta \times \gamma + 49 \times F_{c28} \times \frac{1}{\theta} - 3050 \right] \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \times 1 \times 1.35 + 49 \times 25 \times \frac{1}{1} - 3050 \right] \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = 0.281$$

Selon X :

- En travée :

$$\mu_{bc} = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.72 \times 10^6}{1000 \times 225^2 \times 14.2} = 0.015$$

$$\mu_{bc} = 0.015 < \mu_l = 0.281 \rightarrow A' = 0$$

$$Z = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bc}) = 22.5 \times (1 - 0.6 \times 0.015) = 22.29 \text{ cm}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{Z \times F_s} = \frac{10.72 \times 10^6}{222.9 \times 348} = 138.19 \text{ mm}^2 = 1.3 \text{ cm}^2$$

- Sur appuis :

$$\mu_{bc} = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.31 \times 10^6}{1000 \times 225^2 \times 14.2} = 8.77 \times 10^{-3}$$

$$\mu_{bc} = 0.0087 < \mu_l = 0.281 \rightarrow A' = 0$$

$$Z = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bc}) = 22.5 \times (1 - 0.6 \times 0.0087) = 22.38 \text{ cm}$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{Z \times F_s} = \frac{6.31 \times 10^6}{223.8 \times 348} = 81.02 \text{ mm}^2 = 0.81 \text{ cm}^2$$

Selon Y :

- En travée :

$$\mu_{bc} = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.04 \times 10^6}{1000 \times 225^2 \times 14.2} = 8.40 \times 10^{-3}$$

$$\mu_{bc} = 0.0084 < \mu_l = 0.281 \rightarrow A' = 0$$

$$Z = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bc}) = 22.5 \times (1 - 0.6 \times 0.0084) = 22.38 \text{ cm}$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{Z \times F_s} = \frac{6.04 \times 10^6}{223.8 \times 348} = 77.55 \text{ mm}^2 = 0.77 \text{ cm}^2$$

- Sur appuis :

$$\mu_{bc} = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.55 \times 10^6}{1000 \times 225^2 \times 14.2} = 4.94 \times 10^{-3}$$

$$\mu_{bc} = 0.0049 < \mu_l = 0.281 \rightarrow A' = 0$$

$$Z = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bc}) = 22.5 \times (1 - 0.6 \times 0.0049) = 22.43 \text{ cm}$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{Z \times F_s} = \frac{3.55 \times 10^6}{224.3 \times 348} = 45.47 \text{ mm}^2 = 0.45 \text{ cm}^2$$

III.7.8. Section minimales des armatures :

Selon X :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 100 \times 22.5 \left(\frac{2.1}{400} \right) = 2.71 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 1.30 \text{ cm}^2 \leq A_{\min} = 2.71 \text{ cm}^2 \\ A_{ax} = 0.81 \text{ cm}^2 \leq A_{\min} = 2.71 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Selon Y :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 100 \times 22.5 \left(\frac{2.1}{400} \right) = 2.71 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0.77 \text{ cm}^2 \leq A_{\min} = 2.71 \text{ cm}^2 \\ A_{ay} = 0.45 \text{ cm}^2 \leq A_{\min} = 2.71 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Espacement :

$$St = \frac{100}{n} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Choix des aciers :

- Sens X :

$$A_{tx} = A_{ax} = 2.71 \text{ cm}^2$$

$$A = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2, \text{ esp} = 20 \text{ cm}$$

- Sens Y :

$$A_{ty} = A_{ay} = 2.71 \text{ cm}^2$$

$$A = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2, \text{ esp} = 20 \text{ cm}$$

Vérification de l'effort tranchant :

Sollicitation ultimes : $\alpha \geq 0,4$

$$\alpha = 0.77 \geq 0.4 \begin{cases} T_{ux} = \frac{qu \times lx}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{44.15 \times 2.20}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.77}{2}} = 35.06 \text{ KN} \\ T_{uy} = \frac{qu \times lx}{3} = \frac{44.15 \times 2.20}{3} = 32.38 \text{ KN} \leq 35.06 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \begin{cases} \tau_u = \frac{Tu}{b \times d} = \frac{35.06 \times 10^{-3}}{1 \times 0.225} = 0.156 \text{ MPA} \\ \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.15 \times F_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right] = \min \left[\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPA} \right] = 2.5 \text{ MPA} \end{cases}$$

$\tau_u = 0.156 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{C. Vérifiée}$

III.7.9. Schéma de ferrailage de la dalle machine :

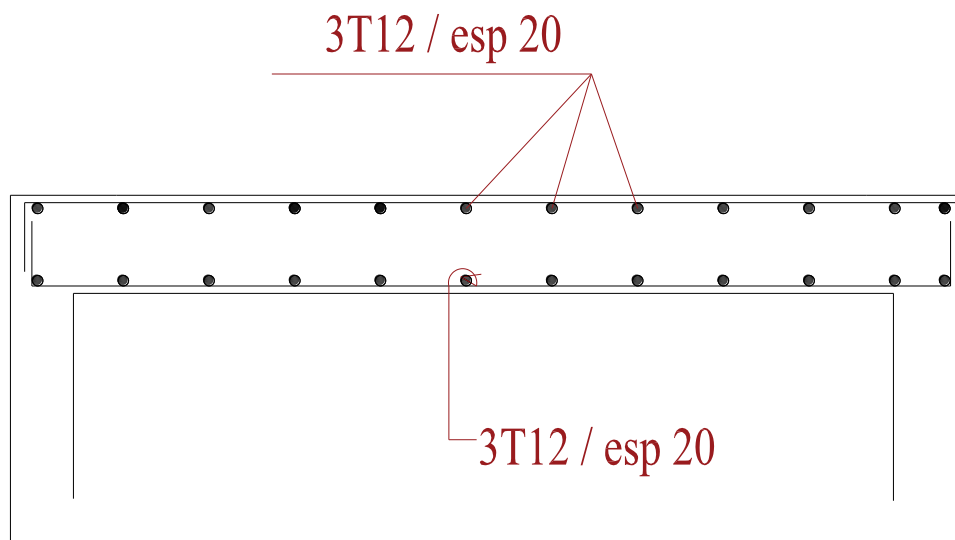


Figure.III.39.ferrailage de la dalle machine.

III.8. Conclusion :

Le but de ce chapitre est de déterminer les différentes sections d'acier nécessaires pour répondre à différentes charges sur les éléments secondaires.

La vérification des contraintes (acier, béton) et l'état de déformation (la flèche) ainsi que les conditions de non fragilité donner par les différents règlements nos a exigé de redimensionner parfois la section du béton et parfois augmenter le ferrailage.

Chaque élément secondaire étudié dans ce chapitre est calculé selon les sollicitations les plus défavorable afin d'employer le ferrailage adéquat qui répond le mieux aux différentes charges qui lui sont appliquées.

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1.Introduction :

On entame dans ce chapitre la conception et le calcul dynamique du bâtiment. Ce travail peut être effectué d'une façon simple et rationnelle en utilisant l'un des logiciels d'élément finis existants actuellement. Pour cela nous nous servirons du logiciel robot.

Pour utiliser ce logiciel, les caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure, les charges statiques qui lui sont appliquées sont introduites préalablement en fichier de données. L'exécution du programme en première analyse, permet de nous informer du comportement de la structure ; des modes propres (translation ou torsion) et de leurs périodes.

Ceci nous permet d'introduire d'éventuels changements dans la structure porteuse, afin d'assurer un bon comportement vis à vis des accélérations sismiques et ainsi, satisfaire les - éléments de la structure.

IV.2.Méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente ;
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2.1.Choix de la méthode de calcul :

Selon les critères de classification par **R.P.A.99/V2003.A 4.1.2**. On a :

- Notre structure est implantée en zone sismique **IIa (COSTANTINE): (A.3.1.R.P.A.99)**
- L'importance de l'ouvrage : **(A.3.2.R.P.A.99)**

Groupe 2 ouvrages courant ou d'importance moyenne. (Bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48m).

Notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le **R.P.A.99** pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, donc le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale

IV.2.2.Principe de la méthode dynamique spectrale:

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

IV.2.3.Modélisation de la structure :

- Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

- Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

IV.2.4. Modélisation de la structure par le logiciel robot :

Robot est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

IV.2.5. L'analyse modale :

L'analyse modale est fondée sur le principe d'assimiler la structure à un oscillateur multiple, libre et amorti, capable de représenter les propriétés dynamiques de la structure réelle, telle que les périodes naturelles de vibrations et les formes modales.

IV.2.6. Objectif de l'étude modale :

Le but principal de l'analyse modale dans cette étude est le calcul des périodes propres, ainsi que la visualisation des formes modales des différents modes de vibration de contreventement, pour éviter l'apparition d'une torsion nuisible prématurée dans les premiers deux modes, et l'évaluation de flexibilité structurelle en vue d'une éventuelle rigidifiassions.

IV.2.7. Calcul de la résultante des forces sismiques à la base par la méthode statique équivalent :

Le calcul de la force sismique totale V appliquée à la base de la structure :

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

Cette force est calculé par la méthode statique équivalente pour vérifier la condition de la méthode dynamique suivent:

F > 0.8V ou F : la force sismique à la base.

IV.2.7.1.Coefficient d'accélération de zone A : (Tab 4.1 Art .4.2.3) Du R.P.A.99/V2003

{ZONE IIA
{Groupe de usage 2 Donc A=0.15

IV.2.7.2.Facteur d'amplification dynamique moyen :

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

- T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7
- Le facteur D est par ailleurs donné sous forme graphique à la figure 4.1 pour un amortissement
- $\xi = 5\%$
- η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{7}{2+\xi}\right)} \geq 0.7$$

où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quant $\xi = 5\%$, on a $\eta = 1$

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

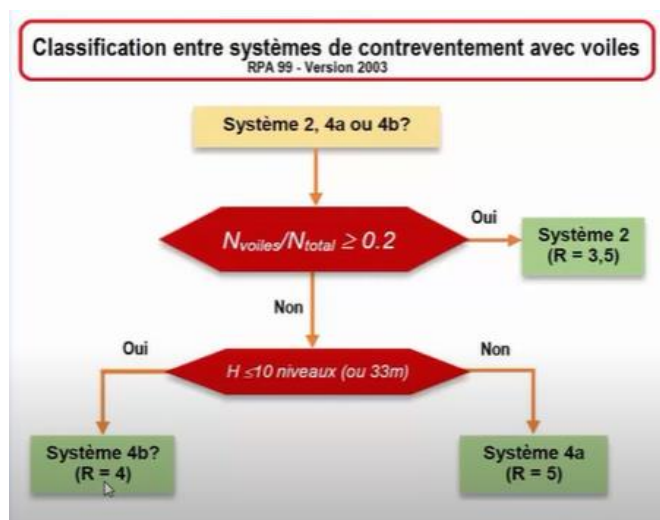
Tableau.IV.1. Valeurs de ξ (%)

On a : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.882 \geq 0.7$

IV.2.7.3.Coefficient de comportement R :

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<u>A</u>	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
<u>B</u>	<u>Acier</u>	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
<u>C</u>	<u>Maçonnerie</u>	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

Tableau. IV.2. valeurs du coefficient de comportement R



	FZ (global)	FZ (poteau)	FZ (voile)
	-97628.88	-66486.57	-31142.3
	-86964.52	-58124.27	-28840.3
	-76142.26	-48859.49	-27282.8
	-68573.72	-43366.07	-25207.7
	-61005.19	-38336.37	-22668.8
	-53436.66	-33336.27	-20100.4
	-45868.12	-28300.14	-17568
	-38299.59	-22251.08	-16048.5
	-30731.06	-17154.85	-13576.2
	-23162.52	-12542.04	-10620.5
	-15593.99	-7992.64	-7601.35
	-8041.64	-3635.59	-4406.04
	-553.69	0	-553.69
total	-606001.8	-380385.4	-225616
%	100.00%	62.77%	37.23%

Figure.IV.1.Distribution de l'efflores normal sur les voiles et les poteaux

Puisque la charge supportée par les voiles est 37.23% ≥ 20 %.

Donc : **R = 3.5**

IV.2.7.4.Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure on fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments de construction ;
- La régularité en plan et en élévation ;
- La qualité de contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

P_q = est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée suivant le RPA dans le tableau 4.4qui suit

Les critères de qualité "q" à vérifier sont :

Conditions minimales sur les files de contreventement :

- système de portiques : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.
- système de voiles : chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 0,67 ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 1,0. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage

et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité..

Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Régularité en plan :

La structure est classée régulière en plan. (cf 3.5 1a)

Régularité en élévation :

La structure est classée régulière en élévation. (cf 3.5 1b)

Contrôle de la qualité des matériaux :

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

N°	critère de qualité "Pq"	selon (X)	selon (Y)
1	Conditions minimales sur les files de contreventement.	0.05	0.05
2	Redondance en plan.	0.05	0.05
3	Régularité en plan.	0	0
4	Régularité en élévation.	0	0
5	Contrôle de qualité des matériaux.	0.05	0.05
6	Contrôles d'exécution.	0.10	0.10

Tableau.IV.3.valeurs des pénalités Pq.

Les valeurs des pénalités. (R.P.A) :

Sens X-X :

$$\sum_1^6 P_q = 0.25 \dots \dots \text{Donc } Q = 1 + 0.25 = 1.25$$

Sens Y-Y :

$$\sum_1^6 P_q = 0.25 \dots \dots \text{Donc } Q = 1 + 0.25 = 1.25$$

IV.2.7.5. Le Poids total de la structure W_i :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (4-5)$$

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_{Qi} : charges d'exploitation
- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5.

Résultat obtenu par le logiciel (robot) du poids total :

$$W = 6081273.86\text{kg.}$$

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	
	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0,30
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Tableau.IV.4. valeurs du coefficient de pondération β

IV.2.7.6.Classification du site :

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence D'un sol ferme Donc catégorie S3

Valeur de T2 : (tableau.4.5)

- Catégorie S1 (site rocheux).
- Catégorie S2 (site ferme)
- Catégorie S3 (site meuble).
- Catégorie S4 (site très meuble)

Notre structure se situe dans un (site meuble)

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau.IV.5. Valeurs de T₁ et T₂

$$T_2 = 0.50$$

IV.2.7.7.Estimation de la période fondamentale :

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

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

- **h_N** : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau (36.80m)
- **C_T** : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

Cas n°	Système de contreventement	C _T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau.IV.6. valeurs du coefficient C_T

C_T = 0,050 : Portiques stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie

Donc : $T = 0,05 \times (36.80)^{3/4}$ implique que : **T = 0,74 sec**

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0,09 \, h_N \sqrt{D}$$

où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7)

a) Sens X :

$$D_x = 35.60 \text{ m}$$

$$T_x = \frac{0.09 \times 36.80}{\sqrt{35.60}} = 0.56 \text{ s}$$

b) Sens Y :

$$D_y = 33.20 \text{ m}$$

$$T_x = \frac{0.09 \times 36.80}{\sqrt{33.20}} = 0.57 \text{ s}$$

$$T_x = \min(T_x; T) = \min(0.56; 0.74) = 0.56 \text{ (s)}$$

$$T_y = \min(T_y; T) = \min(0.57; 0.74) = 0.57 \text{ (s)}$$

Les valeurs de T calculées a partir des méthodes numérique ne doivent pas dépasses celles estimés a partir des formules empiriques appropriées de 30%

$$T_{\text{analytique}} \leq T_{\text{empirique}} \text{ ----- } T = T_{\text{analytique}}$$

$$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1,3 T_{\text{empirique}} \text{ ----- } T = T_{\text{empirique}}$$

$$T_{\text{analytique}} \geq 1,3 T_{\text{empirique}} \text{ ----- } T = 1.3 T_{\text{empirique}}$$

Sans X :

$$0.56 \leq 0.59 \leq 1.3 \times 0.56$$

$$0.56 \leq 0.59 \leq 0.73 \dots \dots \dots \text{ C. V}$$

Sans Y :

$$0.57 \leq 0.70 \leq 1.3 \times 0.57$$

$$0.57 \leq 0.70 \leq 0.74 \dots \dots \dots \text{ C. V}$$

On adopte :

$$T = T_{\text{empirique}} \quad \begin{cases} T_x = 0.56 \text{ s} \\ T_y = 0.57 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_x = 0.56 \text{ s} \geq T_2 = 0.50$$

$$T_y = 0.57 \text{ s} \geq T_2 = 0.50$$

Calcul du facteur d'amplification dynamique :

$$D = 2.5 \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{avec} \quad T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ (s)}$$

$$\text{Avec : } T_2 \text{ (S3)} = 0,50 \text{ s}$$

$$D_x = 2.5 \times 0.882 \times \left(\frac{0.50}{0.56}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.04$$

$$D_x = 2.5 \times 0.882 \times \left(\frac{0.50}{0.57}\right)^2 = 2.02$$

Donc l'effort sismique obtenu par la méthode statique équivalente sera :

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

Sens X :

$$V_x = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.25}{3.5} \times 60812.73 = 6645.96 \text{ KN}$$

Sens Y :

$$V_y = \frac{0.15 \times 2.02 \times 1.25}{3.5} \times 60812.73 = 6580.81 \text{ KN}$$

IV.3. Méthode d'analyse modale spectrale :(art.4.3 RPA99/2003 ; P47)

IV.3.1. Introduction :

L'étude dynamique consiste à déterminer les caractéristiques de vibration, qui peuvent se développer dans une construction donnée, en vue de l'estimation de charge sismique de calcul la plus défavorable

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

IV.3.2. Résultats trouvés par logiciel ROBOT :

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette analyse est le progiciel (groupe de logiciels) ROBOT structural analyses Professional 2018

Le système ROBOT est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Le ROBOT permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure. La dernière étape gérée par le ROBOT est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée

Les principaux Caractéristiques du logiciel ROBOT sont les suivantes :

- La définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu pour cet effet
- La possibilité d'importer la géométrie de la structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO.
- La possibilité de présentation graphique sur la structure étudiée ou par des tableaux les différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, contraintes,.....etc)

La possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure grâce à une large gamme de solveurs dynamique.

IV.3.3. Vérification le période :

Modélisation :

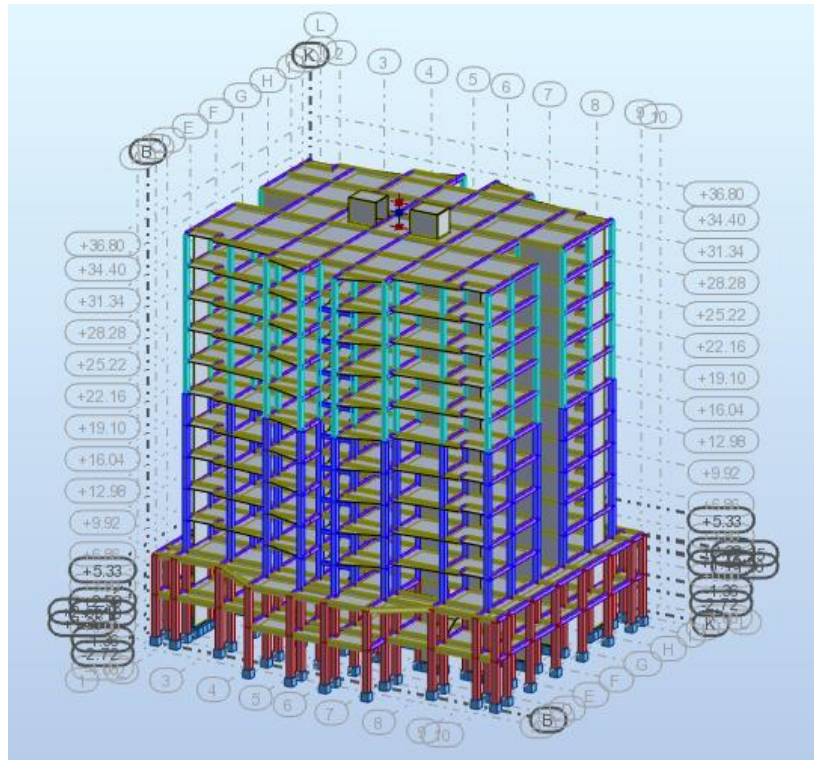


Figure.IV.2.Vue générale du modale.

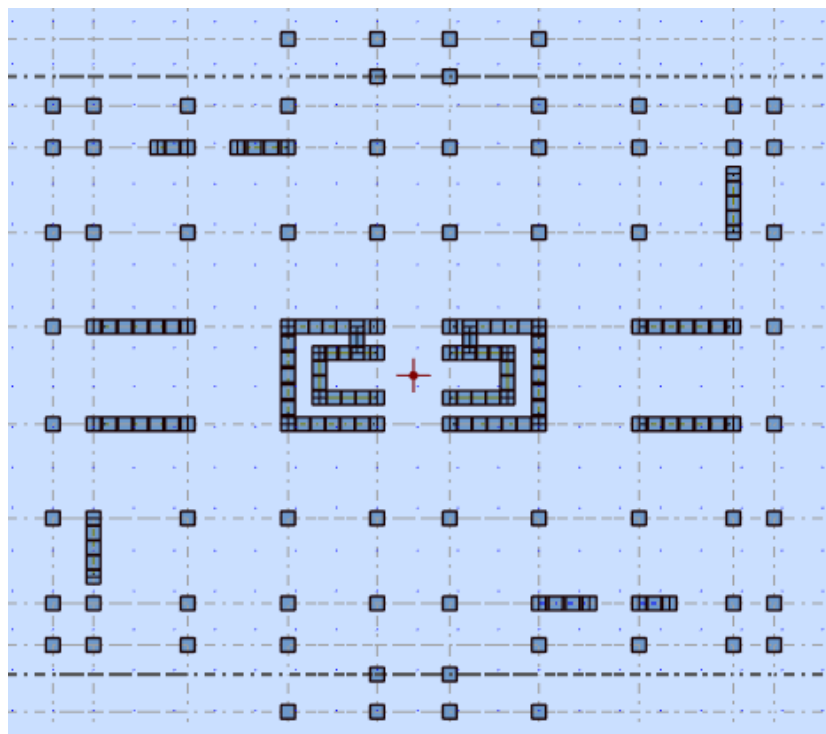


Figure.IV.3.Disposition des voiles.

Les résultats dynamiques :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
5/ 1	1.44	0.70	0.01	66.01	0.01	66.01	6081273.86	6081273.86
5/ 2	1.44	0.69	0.01	67.71	0.00	1.70	6081273.86	6081273.86
5/ 3	1.70	0.59	66.51	67.72	66.50	0.01	6081273.86	6081273.86
5/ 4	4.85	0.21	66.51	67.72	0.00	0.00	6081273.86	6081273.86
5/ 5	5.22	0.19	66.51	86.96	0.00	19.24	6081273.86	6081273.86
5/ 6	6.51	0.15	84.85	86.96	18.34	0.01	6081273.86	6081273.86
5/ 7	8.82	0.11	84.85	86.96	0.00	0.00	6081273.86	6081273.86
5/ 8	9.67	0.10	84.85	86.96	0.00	0.00	6081273.86	6081273.86
5/ 9	9.70	0.10	84.86	87.24	0.00	0.28	6081273.86	6081273.86
5/ 10	9.91	0.10	84.88	93.57	0.02	6.33	6081273.86	6081273.86
5/ 11	10.76	0.09	84.88	93.57	0.00	0.00	6081273.86	6081273.86
5/ 12	10.81	0.09	84.89	93.58	0.01	0.01	6081273.86	6081273.86
5/ 13	11.92	0.08	84.90	93.58	0.01	0.00	6081273.86	6081273.86
5/ 14	11.95	0.08	84.90	93.58	0.00	0.00	6081273.86	6081273.86
5/ 15	12.34	0.08	92.21	93.70	7.31	0.11	6081273.86	6081273.86

Tableau.IV.7. Résultat dynamique.

Vérification de la masse modale :(art ;4.3.4RPA99version 2003)

Selon X : UX = 92.21 > 90% (mode 15)condition vérifiée.

Selon Y : UY = 93.57 > 90% (mode 10)condition vérifiée.

Après l'analyse de notre structure on présente les trois premiers modes :

Mode 01 :

T1 = 0.70 s ; F1 = 1.44 HZ

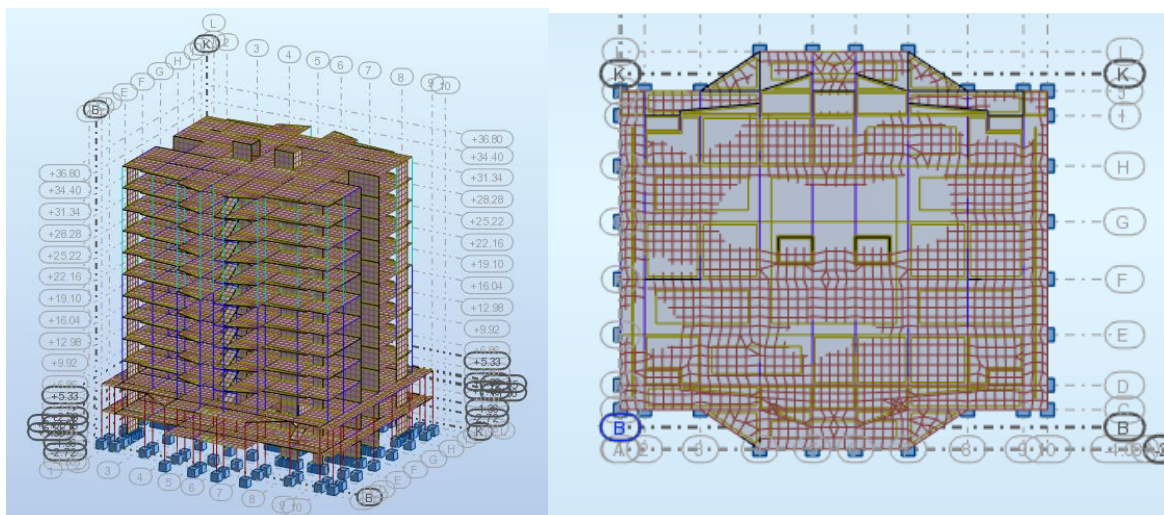


Figure.IV.4. 1ère mode – Vue déformée.

Mode 02 :

$T1 = 0.69 \text{ s}$; $F1 = 1.44 \text{ HZ}$

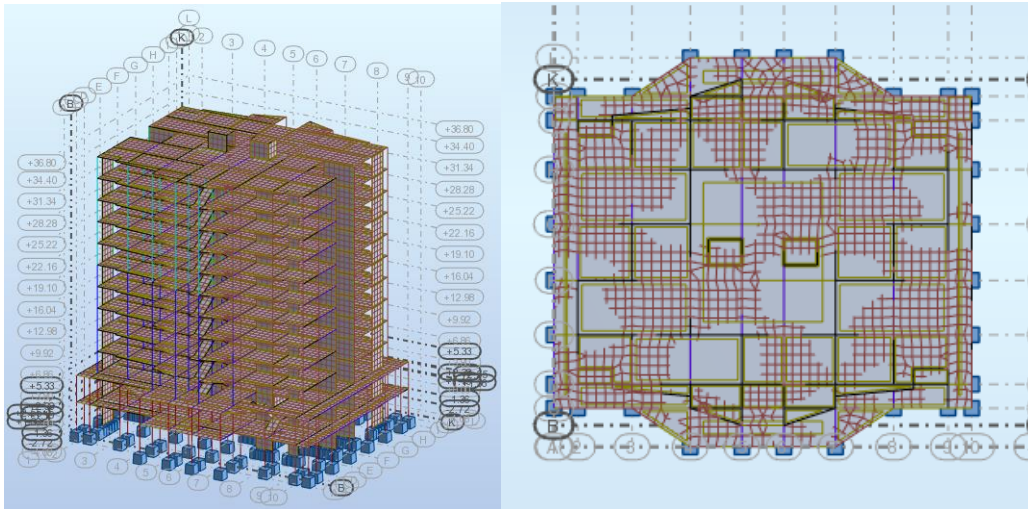


Figure.IV.5. 2ème mode – Vue déformée.

Mode 03 :

$T1 = 0.59 \text{ s}$; $F1 = 1.70 \text{ HZ}$

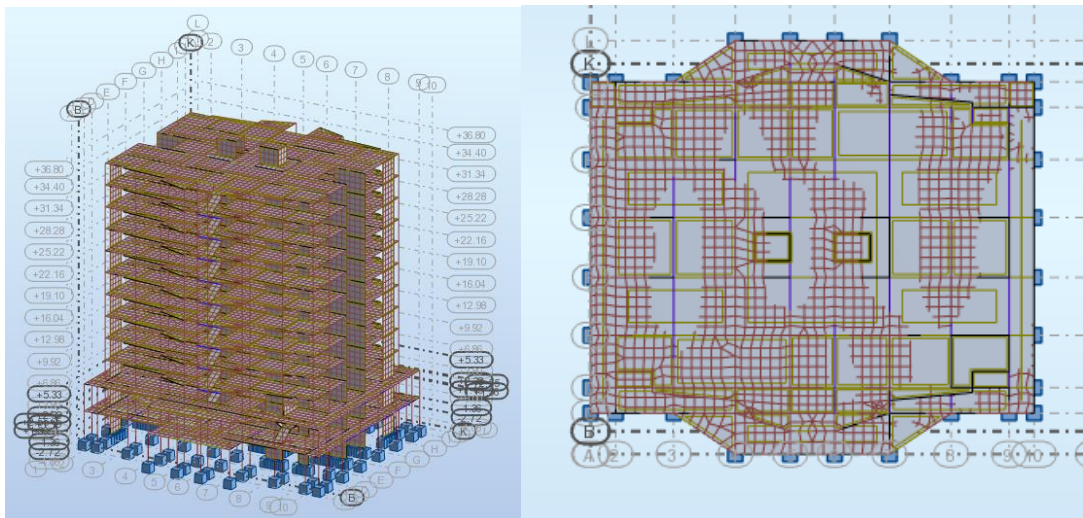


Figure.IV.6. 3ème mode – Vue déformée.

Vérification du condition RPA version 2003 :

Vérification de l'effort tranchant a la base :

Sens	V sta (KN)	Vdyn(KN)	$\frac{V_{dyn}}{V_{st}}$	$\frac{V_{dyn}}{V_{st}} \geq 0.8$
X	6645.96	5847.07	0.88	C.V
Y	6580.81	5398.15	0.82	C.V

Tableau.IV.8. Vérification de la résultante des forces.

Vérification de l'effort Normal réduit :

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton. La formule utilisée est la suivante :

$$V = \frac{N d}{Bc \times f_{c28}} \leq 0.3 \dots\dots\dots RPA \text{ version } 2003 \text{ (article } 7.1.3.3)$$

Bc : section brute du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique à la compression du béton en (MPa)

Nd : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par ROBOT.

Poteau	Section	Fc28	Nd (KN)	$v \frac{N d}{Bc . f_{c28}}$	$v \frac{N d}{Bc . f_{c28}} \leq 0.3$
55 × 55	3025	25	2224.99	0.29	CV
50 × 50	2500	25	1789.16	0.28	CV
40 × 40	1600	25	857.92	0.21	CV

Tableau .IV.9.vérification d'effort normal réduit.

Vérification à la stabilité au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Calcul des moments de renversement d'étages :

$$M_k = M_{k+1} + V_{k+1} \times h_e$$

Etages 'K'	Effort tranchant [KN]		Moment de renversement [KN.m]	
	V _x	V _y	selon (x)	selon (y)
10	1219.64	1120.07	4693.17	4310.03
9	2076.15	1900.11	12682.20	11621.66
8	2780.75	2535.12	23382.53	21376.80
7	3375.97	3063.19	36373.26	33163.95
6	3894.59	3519.92	51359.64	46708.60
5	4345.45	3919.94	68080.93	61792.53
4	4730.88	4270.46	86285.36	78225.26
3	5052.25	4571.86	105726.42	95817.78
2	5316.24	4829.40	126183.31	114401.31
1	5523.85	5042.60	147439.09	133805.23
RDC	5747.80	5283.45	169556.62	154135.95
Sous-sol	5847.04	5398.00	192056.03	174907.45

Tableau.IV.10. Les efforts tranchants et les moments de renversement

Moment stabilisant :

$$M_S = W \times \frac{L}{2}$$

M_S= moment stabilisant.

W = Poids du bâtiment → W = 60812.73 KN

➤ Sens X :

$$M_S = 60812.73 \times \frac{35.60}{2} = 1082466.59 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_S}{M_r} = \frac{1082466.59}{192056.03} = 5.63 \geq 1.5 \dots \dots \dots C.V$$

➤ Sens Y :

$$M_S = 60812.73 \times \frac{33.20}{2} = 1009491.32 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_S}{M_r} = \frac{1009491.32}{174907.45} = 5.77 \geq 1.5 \dots \dots C.V$$

Vérification des déplacements : RPA99/V2003 art (4.43)

On choisit les nœuds qui permettent les plus grands déplacements suivants les deux directions x, y (ces nœuds se trouvent dans la même verticale). D'après le **RPA99**, le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta k = R. \delta ek$$

δk : Déplacement dû aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement ($R = 3.5$).

$$\Delta k = \delta k - \delta k_{-1}$$

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

Le RPA99 préconise que les déplacements relatifs inter-étages ne doivent pas dépasser les 1%he, (he est la hauteur libre de l'étage considéré). Il faut vérifier que : $\Delta k \leq \delta$

δ : Déplacement admissible (égale à 0,01He).

Les déplacements maximaux sont calculés sous F_i et les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Sens X :

Etages	Δk_x cm	1%H(Δ)cm	Vérification
Sous-sol	0.028	4.08	CV
RDC	0.047	3.80	CV
1	0.037	3.06	CV
2	0.055	3.06	CV
3	0.058	3.06	CV
4	0.059	3.06	CV
5	0.088	3.06	CV
6	0.067	3.06	CV
7	0.063	3.06	CV
8	0.059	3.06	CV
9	0.054	3.06	CV
10	0.055	3.06	CV

Tableau.IV.11. valeurs des déplacements calculées et admissibles (x-x)

Sens Y :

Etages	Δk_y cm	1%H(Δ)cm	Vérification
Sous-sol	0.009	4.08	CV
RDC	0.012	3.80	CV
1	0.057	3.06	CV
2	0.034	3.06	CV
3	0.048	3.06	CV
4	0.055	3.06	CV
5	0.062	3.06	CV
6	0.041	3.06	CV
7	0.048	3.06	CV
8	0.068	3.06	CV
9	0.052	3.06	CV
10	0.071	3.06	CV

Tableau.IV.12. valeurs des déplacements calculées et admissibles (y-y)

Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2^oordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{Pk \times \Delta k}{Vk \times Hk} \leq 0.10$$

PK : poids total de la structure des charges d'exploitation associées du niveau « K »

VK : effort tranchant d'étage au niveau « K »

ΔK : déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau « K-1 »

hk : hauteur d'étage « K »

Niv	Pk KN	Vkx KN	Vky KN	Δkx cm	Δky cm	Hk cm	θx	θy
10	5276.80	1219.64	1120.07	0.055	0.071	306	0.0008	0.0011
9	9817.27	2076.15	1900.11	0.054	0.052	306	0.0008	0.0009
8	14867.08	2780.75	2535.12	0.059	0.068	306	0.0010	0.0013
7	18916.88	3375.97	3063.19	0.063	0.048	306	0.0012	0.0010
6	23466.69	3894.59	3519.92	0.067	0.041	306	0.0013	0.0009
5	28016.49	4345.45	3919.94	0.088	0.062	306	0.0019	0.0014
4	32566.30	4730.88	4270.46	0.059	0.055	306	0.0002	0.0014
3	37116.10	5052.25	4571.86	0.058	0.048	306	0.0013	0.0013
2	41665.90	5316.24	4829.40	0.055	0.034	306	0.0014	0.0010
1	46215.71	5523.85	5042.60	0.037	0.057	306	0.0010	0.0017
RDC	52988.75	5747.80	5283.45	0.047	0.012	380	0.0011	0.0003
Sous-sol	59645.62	5847.04	5398.00	0.028	0.009	408	0.0007	0.0002

Tableau .IV.13.Vérification à L'effet P-Δ.

On remarque que la condition $\theta \leq 0.10$ est satisfaite, donc l'effet P-Δ n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2^oordre peuvent être négligés.

IV.4.Conclusion :

Dans cette étude sismique le logiciel ROBOT est utilisé pour modéliser la structure, et pour nous facilite l'étude dynamique. Plusieurs tentatives sur la disposition adéquate des murs voiles et sur l'augmentation des éléments structuraux a été fait pour assurer la stabilité de la structure, en prenant en considération les critères de résistance et les critères économiques, ainsi nous avons pu satisfaire les conditions exigées par le RPA99/2003 (comme la vérification de la période, le comportement de la structure, l'effort normal réduit, l'effet P-Δ et le déplacement), ce qui nous permet à effectuer les calculs des éléments structuraux..

Chapitre V :
Calcul des éléments
structuraux

V.1.Introduction :

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailler) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes genres de sollicitations.

V.2.Combinaisons des charges :

Les combinaisons de charges que nous allons les utilisés pour le calcul de ferraillage dans les éléments porteurs de la structure sont de deux natures distinctes :

➤ Combinaisons BAEL :

Ce sont des combinaisons qui correspondent à la situation durable de la structure, elles sont décrites par les règles CBA93 et BAEL91mod.99, et combinant les charges verticales permanentes et d'exploitations comme suit :

$$\begin{cases} ELU : & 1.35G + 1.5Q \\ ELS : & G + Q \end{cases}$$

➤ Combinaisons RPA :

Correspondent à la situation accidentelle de la structure, ces combinaisons sont prescrites par le règlement parasismique algérien RPA99v2003 comme suit :

- Pour voile : $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$
- Pour portique : $\begin{cases} \text{pour les poteaux} & \begin{cases} G + Q \pm 1.2E \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases} \\ \text{Pour les poutres} & \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases} \end{cases}$

Avec :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : action de séisme représentée par ses composantes horizontales.

V.3.Caractéristiques du matériau:

Les principales caractéristiques des deux matériaux béton et acier en situation normale (durable) et accidentelle, ainsi que les coefficients de sécurités correspondantes données par le tableau suivant :

matériau Situation	Béton25			Acier		
	γ_b	f_{c28} MPA	f_{bu} MPA	γ_s	f_e MPA	f_{su} MPA
Durable	1.5	25	14.16	1.15	400	347.8
accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

Tableau.V.1 caractéristiques du matériau.

V.4.Ferraillage des poteaux :

La section d'acier sera calculée pour les différentes combinaisons des efforts internes à savoir

$$: \begin{cases} N_{max} \rightarrow M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ M_{max} \rightarrow N_{correspondant} \rightarrow A_2 \rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3) \\ N_{min} \rightarrow M_{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases}$$

V.4.1.Les recommandations du RPA 99/2003 :

❖ Les armatures longitudinales (art.7.4.2.1.):

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Le pourcentage **minimal** est de: 0.8 % (Zone II).
- Le pourcentage maximal et de : 4 % en zones courantes.
6 % en zones de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de :40∅ en zone II
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est définie par l' et h'

$$l'=2h$$

$$h'=\max(he/6,b1,h1,60cm)$$

h : Hauteur de la poutre.

b1 et h1 : La section du poteau considéré

he : Hauteur d'étage

❖ Les armatures transversales (art.7.4.2.2.):

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Vu : est l'effort tranchant de calcul

h1 : hauteur totale de la section brute

fe : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρa: Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec: λg élanement géométrique.

- At : armatures transversales.
- St : espacement des armatures transversales.

Avec : \emptyset est le diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

$$\emptyset l_{min} = \begin{cases} 0,3\% (b1 \times t) \text{ ou } 0,3\% (h1 \times t) \text{ si } \lambda g \geq 5 \\ 0,8\% (b1 \times t) \text{ ou } 0,8\% (h1 \times t) \text{ si } \lambda g \leq 5 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 $\emptyset t$ minimums.

La quantité des armatures transversales minimale : Si $\lambda g \geq 5$

donc : $A_t / t b_1 \geq 0.3\%$

Poteaux 55×55:

❖ Ferraillage longitudinal:

Les sollicitations sur le poteau :

Poteau	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	
	N(KN)	M (KN.m)	N(KN)	M (KN.m)	N(KN)	M (KN.m)
55×55	2224.99	41.24	197.22	144.50	1307.23	68.21

Tableau.V.2. Les sollicitations sur le poteau 55×55

$h = 55\text{cm}$, $b = 55\text{cm}$, $d = 52.5\text{ cm}$, $d' = 2.5\text{cm}$, $F_{c28} = 25\text{MPa}$, $F_{t28} = 2.1\text{MPa}$

a) Calcul sous Nmax et Mcorr :

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{41.24}{2224.99} = 0.018\text{ m}$$

$$e_G < \frac{h}{2} = \frac{0.55}{2} = 0.275$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{uA} \leq (0.337h - 0.81d')bhf_{bu}$$

$$M_{uA} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 597.49\text{ KN.m}$$

$$2224.99 \times (0.525 - 0.025) - 597.4 \leq (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.025) \times 0.55 \times 0.55 \times 14.2$$

$$515.095\text{ KN.m} \leq 709.187\text{ KN.m} \dots \dots \dots C.V$$

Donc : la section est partiellement comprimée.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{597.49 \times 10^6}{550 \times 525^2 \times 14.2} = 0.277$$

$$\mu_{bu} = 0.277 > 0.186 \quad \text{Pivot B}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.277}) = 0.415$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 525(1 - 0.4 \times 0.415) = 437.85\text{mm}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{Z.f_{st}} = \frac{597.49 \times 10^6}{437.85 \times 348} = 39.21\text{ cm}^2$$

$$A_a = A_1 - \frac{N}{fst} = 3921 - \frac{2224.99 \times 10^3}{348} = -24.72 \text{ cm}^2$$

b) Calcul sous Mmax et Ncorr :

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{144.50}{197.22} = 0.72 \text{ m}$$

$$e_G > \frac{h}{2} = \frac{0.55}{2} = 0.275 \text{ m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{uA} \leq (0.337h - 0.81d')bhf_{bu}$$

$$M_{uA} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 193.81 \text{ KN.m}$$

$$197.22 \times (0.525 - 0.025) - 193.8 \leq (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.025) \times 0.55 \times 0.55 \times 14.2$$

$$95.782 \text{ KN.m} \leq 709.187 \text{ KN.m} \dots \dots \dots C.V$$

Donc : la section est partiellement comprimée.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{193.81 \times 10^6}{550 \times 525^2 \times 14.2} = 0.090$$

$$\mu_{bu} = 0.090 < 0.186 \quad \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.090}) = 0.118$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 525(1 - 0.4 \times 0.118) = 500.22 \text{ mm}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{Z \cdot fst} = \frac{193.81 \times 10^6}{500.22 \times 348} = 11.13 \text{ cm}^2$$

$$A_b = A_1 - \frac{N}{fst} = 1113.36 - \frac{197.22 \times 10^3}{348} = 5.47 \text{ cm}^2$$

C) Calcul sous Nmin et Mcorr :

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{68.21}{1307.23} = 0.052 \text{ m}$$

$$e_G < \frac{h}{2} = \frac{0.55}{2} = 0.275$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{uA} \leq (0.337h - 0.81d')bhf_{bu}$$

$$M_{uA} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 395.02 \text{ KN.m}$$

$$1307.2 \times (0.525 - 0.025) - 395.02 \leq (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.025) \times 0.55 \times 0.55 \times 14.2$$

$$258.595 \text{ KN.m} \leq 709.187 \text{ KN.m} \dots \dots \dots C.V$$

Donc : la section est partiellement comprimée.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{395.02 \times 10^6}{550 \times 525^2 \times 14.2} = 0.184$$

$$\mu_{bu} = 0.184 < 0.186 \quad \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.184}) = 0.256$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 525(1 - 0.4 \times 0.256) = 471.24 \text{ mm}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{Z \cdot f_{st}} = \frac{395.02 \times 10^6}{471.24 \times 348} = 24.09 \text{ cm}^2$$

$$A_c = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 2408.78 + \frac{1307.23 \times 10^3}{348} = 6.16 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_a, A_b, A_c) = 24.72 \text{ cm}^2$$

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2) :

✓ $A_{\min} = 0.8\%$ de la section de béton

$$A_{\min} = \frac{0.8 \times 55 \times 55}{100} = 24.2 \text{ cm}^2$$

✓ $A_{\max} = 0.4\%$ de la section de béton = 12.10 cm² (en zone courante).

✓ $A_{\max} = 0.6\%$ de la section de béton = 18.15 cm² (en zone de recouvrement).

La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser :

✓ 25cm en zone II

✓ $\Phi_{\min} = 12\text{mm}$

on prend : $A_s = \mathbf{8HA20} = 25.13 \text{ cm}^2$

❖ Férrailage transversal:

✓ Selon le BAEL 91 révisée 99 :

$$\emptyset t < \min (h/35 ; b/10 ; \emptyset 1) = \min (1.57 ; 5.50 ; 2) \Rightarrow \emptyset t < 1.5\text{cm} \text{ on adopter } \emptyset t = 8\text{mm}$$

✓ Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) :

En zone nodale :

$$t \leq \min (10 \emptyset l_{\min} , 15 \text{ cm}) \Rightarrow t \leq \min (10 \times 2 , 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$t \leq 15 \emptyset l_{\min} \Rightarrow t \leq 15 \times 2 = 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement pour ce poteau de :

t = 10 cm dans la zone nodale.

t = 20 cm dans la zone courant.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \emptyset t_{\min}$ minimums.

$10\phi_t = 10 \times 2 = 20 \text{ cm}$; alors on adopte longueur de 15 cm.

Longueur de recouvrement : $l_r \geq 40 \times \phi$:

Pour $\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 80 \text{ cm}$.

Poteaux 50×50:

❖ Férrailage longitudinal:

Les sollicitations sur le poteau :

Poteau	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	
	N(KN)	M (KN.m)	N(KN)	M (KN.m)	N(KN)	M (KN.m)
50×50	1789.16	40.22	492.56	103.47	688.44	69.39

Tableau.V.3. Les sollicitations sur le poteau 50×50

$h = 50 \text{ cm}$, $b = 50 \text{ cm}$, $d = 47.5 \text{ cm}$, $d' = 2.5 \text{ cm}$, $F_{c28} = 25 \text{ MPA}$, $F_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$

a) Calcul sous Nmax et Mcorr :

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{40.22}{1789.16} = 0.022 \text{ m}$$

$$e_G < \frac{h}{2} = \frac{0.50}{2} = 0.25$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{uA} \leq (0.337h - 0.81d')bhf_{bu}$$

$$M_{uA} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 442.78 \text{ KN.m}$$

$$1789.16 \times (0.475 - 0.025) - 442.7 \leq (0.337 \times 0.50 - 0.81 \times 0.025) \times 0.50 \times 0.50 \times 14.2$$

$$362.342 \text{ KN.m} \leq 526.288 \text{ KN.m} \dots \dots \dots C.V$$

Donc : la section est partiellement comprimée.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{442.78 \times 10^6}{500 \times 475^2 \times 14.2} = 0.276$$

$$\mu_{bu} = 0.276 > 0.186 \quad \text{Pivot B}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.276}) = 0.413$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 475(1 - 0.4 \times 0.413) = 396.53 \text{ mm}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{Z \cdot f_{st}} = \frac{442.78 \times 10^6}{396.53 \times 348} = 32.08 \text{ cm}^2$$

$$A_a = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 3208.72 - \frac{1789.16 \times 10^3}{348} = -19.32 \text{ cm}^2$$

b) Calcul sous Mmax et Ncorr :

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{103.47}{492.56} = 0.21 \text{ m}$$

$$e_G < \frac{h}{2} = \frac{0.50}{2} = 0.25$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{uA} \leq (0.337h - 0.81d')bhf_{bu}$$

$$M_{uA} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 214.30 \text{ KN.m}$$

$$492.56 \times (0.475 - 0.025) - 214.30 \leq (0.337 \times 0.50 - 0.81 \times 0.025) \times 0.50 \times 0.50 \times 14.2$$

$$7.352 \text{ KN.m} \leq 526.288 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc : la section est partiellement comprimée.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{214.30 \times 10^6}{500 \times 475^2 \times 14.2} = 0.134$$

$$\mu_{bu} = 0.134 < 0.186 \quad \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.134}) = 0.181$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 475(1 - 0.4 \times 0.181) = 440.61 \text{ mm}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{Z \cdot f_{st}} = \frac{214.30 \times 10^6}{440.61 \times 348} = 13.98 \text{ cm}^2$$

$$A_b = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 1397.61 - \frac{492.56 \times 10^3}{348} = -0.1779 \text{ cm}^2$$

C) Calcul sous Nmin et Mcorr :

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{69.39}{688.44} = 0.10 \text{ m}$$

$$e_G < \frac{h}{2} = \frac{0.50}{2} = 0.25$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{uA} \leq (0.337h - 0.81d')bhf_{bu}$$

$$M_{uA} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 224.29 \text{ KN.m}$$

$$688.44 \times (0.475 - 0.025) - 224.29 \leq (0.337 \times 0.50 - 0.81 \times 0.025) \times 0.50 \times 0.50 \times 14.2$$

$$85.508 \text{ KN.m} \leq 526.288 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc : la section est partiellement comprimée.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{224.29 \times 10^6}{500 \times 475^2 \times 14.2} = 0.140$$

$$\mu_{bu} = 0.140 < 0.186 \quad \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.140}) = 0.189$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 475(1 - 0.4 \times 0.189) = 439.09 \text{ mm}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{Z \cdot f_{st}} = \frac{224.29 \times 10^6}{439.09 \times 348} = 14.68 \text{ cm}^2$$

$$A_c = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 1467.83 + \frac{688.44 \times 10^3}{348} = 3.45 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_a, A_b, A_c) = 19.32 \text{ cm}^2$$

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2) :

- ✓ $A_{\min} = 0.8\%$ de la section de béton

$$A_{\min} = \frac{0.8 \times 50 \times 50}{100} = 20 \text{ cm}^2$$

- ✓ $A_{\max} = 0.4\%$ de la section de béton = 10 cm^2 (en zone courante).

- ✓ $A_{\max} = 0.6\%$ de la section de béton = 15 cm^2 (en zone de recouvrement).

La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser :

- ✓ 25cm en zone II

- ✓ $\Phi_{\min} = 12 \text{ mm}$

on prend : $A_s = 4\text{HA}20 + 4\text{HA}16 = 20.61 \text{ cm}^2$

❖ Ferraillage transversal:

- ✓ Selon le BAEL 91 révisée 99 :

$$\emptyset t < \min (h/35 ; b/10 ; \emptyset 1) = \min (1.14 ; 4 ; 1.6) \Rightarrow \emptyset t < 1.14 \text{ cm on adopter } \emptyset t = 8 \text{ mm}$$

- ✓ Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) :

En zone nodale :

$$t \leq \min (10 \emptyset l_{\min} , 15 \text{ cm}) \Rightarrow t \leq \min (10 \times 1.6 , 15 \text{ cm}) = 16.00 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$t \leq 15 \emptyset l_{\min} \Rightarrow t \leq 15 \times 1.6 = 24 \text{ cm}$$

On adopte un espacement pour ce poteau de :

t = 10 cm dans la zone nodale.

t = 20 cm dans la zone courant.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \emptyset t_{\min}$ minimums.

$10 \emptyset t = 10 \times 1.6 = 16 \text{ cm}$; alors on adopte longueur de 15 cm.

Longueur de recouvrement : $l_r \geq 40 \times \emptyset$:

Pour $\emptyset = 20 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 80 \text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 65 \text{ cm}$.

Poteaux 40×40:

❖ Férrailage longitudinal:

Les sollicitations sur le poteau :

Poteau	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	
	N(KN)	M (KN.m)	N(KN)	M (KN.m)	N(KN)	M (KN.m)
40×40	857.92	44.38	292.90	78.07	177.21	80.29

Tableau.V.4. Les sollicitations sur le poteau 40×40

$h = 40 \text{ cm}$, $b = 40 \text{ cm}$, $d = 37.5 \text{ cm}$, $d' = 2.5 \text{ cm}$, $F_{c28} = 25 \text{ MPA}$, $F_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$

a) Calcul sous Nmax et Mcorr :

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{44.38}{857.92} = 0.051 \text{ m}$$

$$e_G < \frac{h}{2} = \frac{0.40}{2} = 0.20$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{uA} \leq (0.337h - 0.81d')bhf_{bu}$$

$$M_{uA} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 194.52 \text{ KN.m}$$

$$857.92 \times (0.375 - 0.025) - 194.52 \leq (0.337 \times 0.40 - 0.81 \times 0.025) \times 0.40 \times 0.40 \times 14.2$$

$$105.647 \text{ KN.m} \leq 260.258 \text{ KN.m} \dots \dots \dots C.V$$

Donc : la section est partiellement comprimée.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{194.52 \times 10^6}{400 \times 375^2 \times 14.2} = 0.244$$

$$\mu_{bu} = 0.244 > 0.186 \quad \text{Pivot B}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.244}) = 0.356$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 375(1 - 0.4 \times 0.356) = 321.6 \text{ mm}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{Z \cdot f_{st}} = \frac{194.52 \times 10^6}{321.6 \times 348} = 17.38 \text{ cm}^2$$

$$A_a = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 1738.07 - \frac{857.92 \times 10^3}{348} = -7.27 \text{ cm}^2$$

b) Calcul sous Mmax et Ncorr :

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{78.07}{292.90} = 0.27 \text{ m}$$

$$e_G > \frac{h}{2} = \frac{0.40}{2} = 0.20$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{uA} \leq (0.337h - 0.81d')bhf_{bu}$$

$$M_{uA} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 129.33 \text{ KN.m}$$

$$292.90 \times (0.375 - 0.025) - 129.33 \leq (0.337 \times 0.40 - 0.81 \times 0.025) \times 0.40 \times 0.40 \times 14.2$$

$$26.815 \text{ KN.m} \leq 260.258 \text{ KN.m} \dots \dots \dots C.V$$

Donc : la section est partiellement comprimée.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{129.33 \times 10^6}{400 \times 375^2 \times 14.2} = 0.161$$

$$\mu_{bu} = 0.161 < 0.186 \quad \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.161}) = 0.221$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 375(1 - 0.4 \times 0.221) = 341.85 \text{ mm}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{Z \cdot f_{st}} = \frac{129.33 \times 10^6}{341.85 \times 348} = 10.87 \text{ cm}^2$$

$$A_b = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 1087.14 - \frac{292.90 \times 10^3}{348} = 2.45 \text{ cm}^2$$

C) Calcul sous Nmin et Mcorr :

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{80.29}{177.21} = 0.45 \text{ m}$$

$$e_G > \frac{h}{2} = \frac{0.40}{2} = 0.20$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{uA} \leq (0.337h - 0.81d')bhf_{bu}$$

$$M_{uA} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 111.30 \text{ KN.m}$$

$$177.21 \times (0.375 - 0.025) - 111.30 \leq (0.337 \times 0.40 - 0.81 \times 0.025) \times 0.40 \times 0.40 \times 14.2$$

$$49.28 \text{ KN.m} \leq 260.258 \text{ KN.m} \dots \dots \dots C.V$$

Donc : la section est partiellement comprimée.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{111.30 \times 10^6}{400 \times 375^2 \times 14.2} = 0.139$$

$$\mu_{bu} = 0.139 < 0.186 \quad \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.139}) = 0.188$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 375(1 - 0.4 \times 0.188) = 346.8 \text{ mm}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{Z \cdot f_{st}} = \frac{111.30 \times 10^6}{346.80 \times 348} = 9.22 \text{ cm}^2$$

$$A_c = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 922.22 + \frac{177.21 \times 10^3}{348} = 8.31 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_a, A_b, A_c) = 8.31 \text{ cm}^2$$

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2) :

- ✓ $A_{\min} = 0.8\%$ de la section de béton

$$A_{\min} = \frac{0.8 \times 40 \times 40}{100} = 12.8 \text{ cm}^2$$

- ✓ $A_{\max} = 0.4\%$ de la section de béton = 6.4 cm² (en zone courante).

- ✓ $A_{\max} = 0.6\%$ de la section de béton = 9.6 cm² (en zone de recouvrement).

La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser :

- ✓ 25cm en zone II

- ✓ $\Phi_{\min} = 12\text{mm}$

on prend : $A_s = 4\text{HA}16 + 4\text{HA}14 = 8.04 + 6.16 = 14.2 \text{ cm}^2$

❖ Ferraillage transversal:

- ✓ Selon le BAEL 91 révisée 99 :

$$\emptyset t < \min (h/35 ; b/10 ; \emptyset 1) = \min (1.14 ; 4 ; 1.4) \Rightarrow \emptyset t < 1.14 \text{ cm on adopter } \emptyset t = 8 \text{ mm}$$

- ✓ Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) :

En zone nodale :

$$t \leq \min (10 \emptyset l_{\min} , 15 \text{ cm}) \Rightarrow t \leq \min (10 \times 1.4 , 15 \text{ cm}) = 14.00 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$t \leq 15 \emptyset l_{\min} \Rightarrow t \leq 15 \times 1.4 = 21 \text{ cm}$$

On adopte un espacement pour ce poteau de :

t = 10 cm dans la zone nodale.

t = 20 cm dans la zone courant.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \emptyset t_{\min}$ minimums.

$10 \emptyset t = 10 \times 1.4 = 14 \text{ cm}$; alors on adopte longueur de 15 cm.

Longueur de recouvrement : $l_r \geq 40 \times \emptyset$:

Pour $\emptyset = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 65 \text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 60 \text{ cm}$.

Le tableau suivant résume l'ensemble des résultats de ferrailage longitudinal des poteaux du bloc :

Etage	Section (cm^2)	$A_{\text{min RPA}}$ (cm^2)	$A_{\text{calculé}}$ (cm^2)	Ferrailage longitudinal		Ferrailage transversal		
				Section (cm^2)	choix	t(cm)	t'(cm)	At
Sous sol	55×55	24.20	24.72	25.13	8HA20	10	20	Ø10
RDC	55×55	24.20	24.72	25.13	8HA20	10	20	Ø10
1	50×50	20.00	19.32	20.61	4HA20+4HA16	10	20	Ø10
2	50×50	20.00	19.32	20.61	4HA20+4HA16	10	20	Ø10
3	50×50	20.00	19.32	20.61	4HA20+4HA16	10	20	Ø10
4	50×50	20.00	19.32	20.61	4HA20+4HA16	10	20	Ø10
5	50×50	20.00	19.32	20.61	4HA20+4HA16	10	20	Ø10
6	40×40	12.80	08.31	14.20	4HA16+4HA14	10	20	Ø10
7	40×40	12.80	08.31	14.20	4HA16+4HA14	10	20	Ø10
8	40×40	12.80	08.31	14.20	4HA16+4HA14	10	20	Ø10
9	40×40	12.80	08.31	14.20	4HA16+4HA14	10	20	Ø10
10	40×40	12.80	08.31	14.20	4HA16+4HA14	10	20	Ø10

Tableau.V.5.Ferrailage des poteaux dans les différents niveaux de la Tour.

V.4.2.Vérifications nécessaires :

❖ Vérification au flambement

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le CBA93 (Art B.8.2.1) nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme

$$B_r = (b - 2) \times (h - 2) \geq B_{r.\text{calculé}} = \frac{N_u}{\beta} \times \frac{1}{\frac{F_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{0.01 \times F_e}{\gamma_s}}$$

section rectangulaire $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{a} \times l_f$; $l_f = 0,7 \times L_0$; $\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$

Section	Nu (KN)	lf (m)	λ	β	$Br \geq B_{rcale}$		Observation
					Br	B_{rcale}	
55×55	2224.99	2.86	18.01	1.05	0.28	0.10	C.V
50×50	1789.16	2.14	14.83	1.04	0.23	0.08	C.V
40×40	857.92	2.14	18.53	1.06	0.14	0.04	C.V

Tableau.V.6.Vérification au flambement des différents poteaux.

❖ Vérification des contraintes:

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}=0.6 \times 25=15\text{MPa}$$

σ_{bc} : d'après logiciel ROBOT.

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Sections (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
55×55	13.70	15	C.V
50×50	11.10	15	C.V
40×40	13.52	15	C.V

Tableau V.7.Vérification des contraintes normal

❖ Vérification des contraintes de cisaillement:

D'après le RPA99/2003 (Art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \times F_{t28}$$

τ_u : d'après logiciel ROBOT.

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Sections (cm ²)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
55×55	7.42	2.5	0.84	5.25	C.V
50×50	6.12	2.5	0.87	5.25	C.V
40×40	7.65	2.5	1.12	5.25	C.V

Tableau.V.8.Vérification des contraintes de cisaillement.

V.4.3.Schémas de ferrailage:

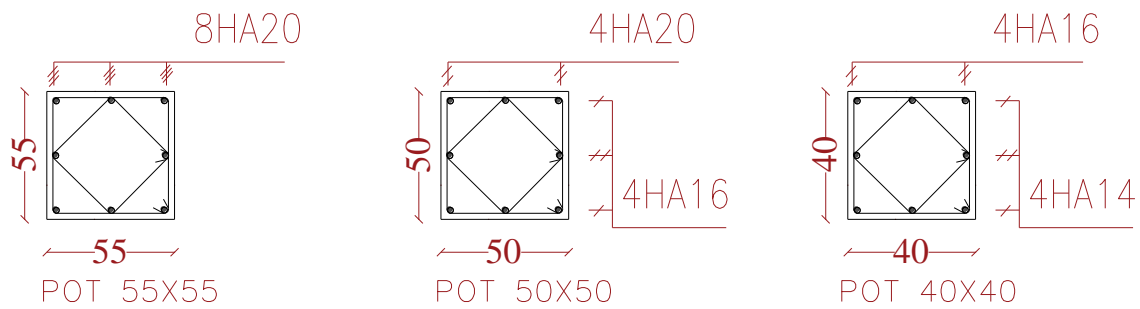


Figure.V.1.Coupe de ferrailage des poteaux.

V.5.Ferrailage des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales. On distingue trois types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires assurent le chaînage, et les poutres palières. Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par le BAEL99.

V.5.1.Les recommandations du RPA 99/version 2003 : (art.7.5.2)

Armatures longitudinales : (art.7.5.2.1)

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de:
 - ✓ 4% en zone courante.
 - ✓ 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ en zone IIa .
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

Armatures transversales : (art.7.5.2.2)

- La quantité minimale des armatures transversales est de:

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de:

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varnothing\right) \text{ En zone nodale}$$

$$S_t < \frac{h}{2} \text{ En dehors de la zone nodale}$$

Avec:

Ø: Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.5.2.Les recommandations de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} \text{ (Condition de non fragilité).}$$

V.5.3.Poutre principale:

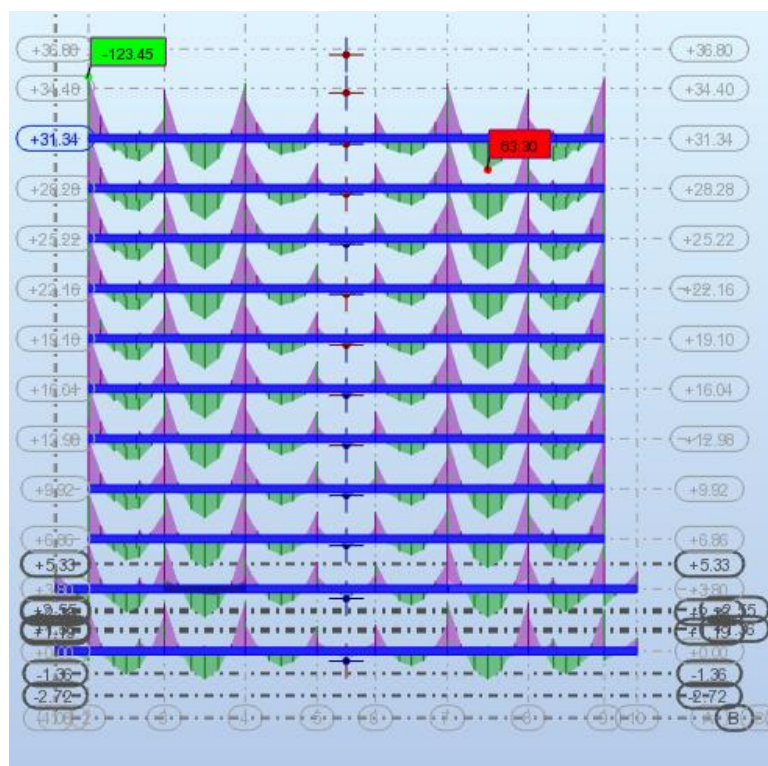


Figure.V.2.moments max a ELU des poutres principales.

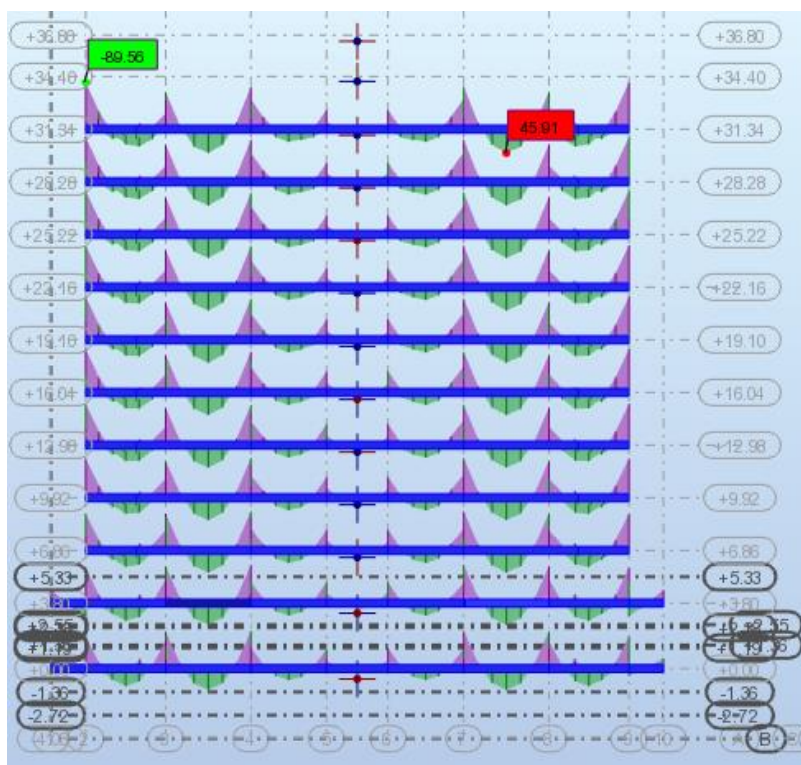


Figure.V.3.moments max a ELS des poutres principales.

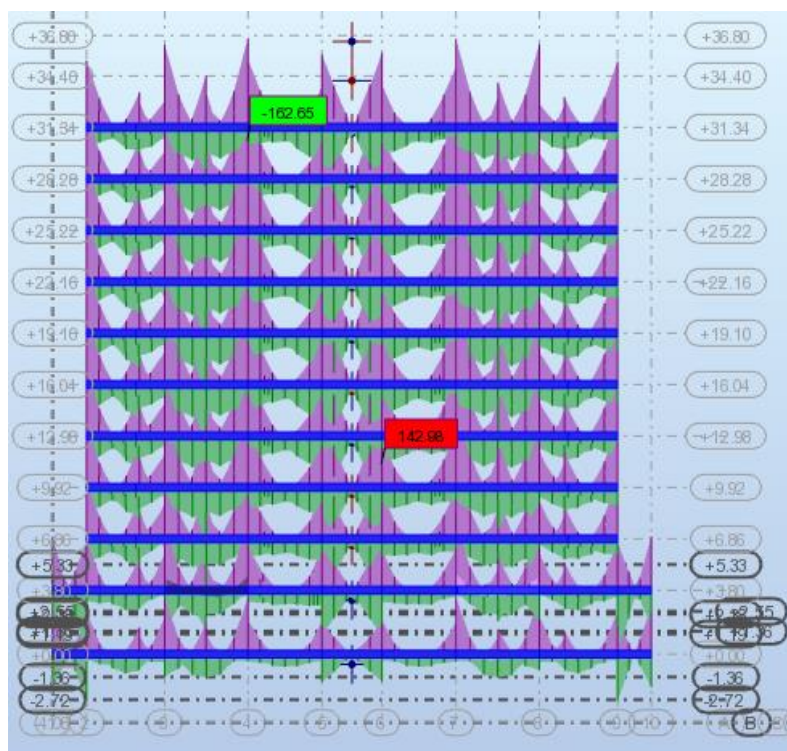


Figure.V.4.moments max a ACC des poutres principales.

Section (cm ²)	ELU		ELS		ACC	
	M _u max (KN. m)	M _u min (KN. m)	M _{ser} max (KN. m)	M _{ser} min (KN. m)	M _a max (KN. m)	M _a min (KN. m)
30×45	63.30	-123.45	45.91	-89.56	142.98	-162.65

Tableau.V.9.les moments max dans les poutres principales.

Ferraillage longitudinal:

Le calcul du ferraillage est en flexion simple

H = 0.45m , b = 0.30m , d = 0.9h = 0.405m , F_{c28} = 25MPa , F_{t28} = 2.1MPa

• Ferraillage en travée :

M_u = 63.30 KN. m ; M_{ser} = 45.91 KN. m ; M_{acc} = 142.98 KN. m

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{63.30 \times 10^6}{300 \times 405^2 \times 14.2} = 0.091$$

$$\epsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} = \frac{400}{1.15 \times 200000} = 1.73 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \epsilon_l} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.73 \times 10^{-3}} = 0.669$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l) = 0.8 \times 0.669 (1 - 0.4 \times 0.669) = 0.391$$

On a : $\mu_{bu} < \mu_l$ A' = 0

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.091}) = 0.119$$

$$\epsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right) = 2.59 \times 10^{-2}$$

On a $\epsilon_l < \epsilon_{st}$; $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 405 (1 - 0.4 \times 0.119) = 385.72 \text{ mm}$$

$$A = \frac{M_u}{Z \cdot f_{st}} = \frac{63.30 \times 10^6}{385.72 \times 348} = 471.58 \text{ mm}^2 = 4.72 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.47 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ cal}} = 4.72 \text{ cm}^2 \text{ (c.v)}$$

Le pourcentage minimal d'armatures :

$$A_{c \text{ ba min}} = 0.001 \times b \times h = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{R \text{ pa min}} > 0.5\% \times b \times h = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{c \text{ ba}} ; A_{r \text{ pa}}) \Rightarrow A = 6.75 \text{ cm}^2$$

On adopté : **6HA14** = 9.24 cm²

• Ferrailage sur appuis :

$$M_u = 123.45 \text{ KN.m} ; M_{ser} = 89.56 \text{ KN.m} ; M_{acc} = 162.65 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{123.45 \times 10^6}{300 \times 405^2 \times 14.2} = 0.177$$

$$\epsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} = \frac{400}{1.15 \times 200000} = 1.73 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \epsilon_l} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.73 \times 10^{-3}} = 0.669$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.8 \times 0.669(1 - 0.4 \times 0.669) = 0.391$$

On a : $\mu_{bu} < \mu_l \quad A' = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.177}) = 0.245$$

$$\epsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right) = 1.07 \times 10^{-2}$$

On a $\epsilon_l < \epsilon_{st} \quad ; \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 405(1 - 0.4 \times 0.245) = 324.72 \text{ mm}$$

$$A = \frac{M_u}{Z \cdot f_{st}} = \frac{123.45 \times 10^6}{324.72 \times 348} = 1092.45 \text{ mm}^2 = 10.92 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.47 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ cal}} = 10.92 \text{ cm}^2 \text{ (c.v)}$$

Le pourcentage minimal d'armatures :

$$A_{c \text{ ba min}} = 0.001 \times b \times h = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{R \text{ pa min}} > 0.5\% \times b \times h = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{cal} ; A_{c \text{ ba}} ; A_{r \text{ pa}}) \Rightarrow A = 10.92 \text{ cm}^2$$

On adopté : **6HA16** = 12.06 cm²

Les longueurs de recouvrement :

$l_r > 40 \times \emptyset$ en zone de recouvrement

\emptyset : diamètre max des barres longitudinales dans les poutres

Pour $\emptyset = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 65 \text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 60 \text{ cm}$.

Les armatures transversales :

$$\emptyset \leq \min \left(\emptyset_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \emptyset \leq \min \left(1.6 ; \frac{45}{35} ; \frac{30}{10} \right) = 1.29 \text{ cm}$$

Donc en prend $\Phi = 8 \text{ mm}$

Calcul des espacements des armatures transversales :

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min(12\phi_l; \frac{h}{4}; 30) = 11.25 \text{ cm}, \text{ soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

- Zone courant :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm}; \text{ soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

Les verification :

Vérification d'une poutre à l'effort tranchant								
Données								
Vu (KN)	b (cm)	h (cm)	a (cm)	c (cm)	fc28 (Mpa)	Fissuration	As (inférieure) (cm ²)	fe (Mpa)
114.65	30	45	55	3	25	Fissuration peu nuisible	9.24	400
Vérification de la contrainte tangente limite ultime (BAEL91: A.5.1.21)								
OK								
Vérification de la contrainte de compression (bielle) (BAEL91: A.5.1.313)								
OK								
Vérification des armatures inférieures d'appuis (BAEL91 :A.5.1.31)								
OK								
Vérification de la contrainte moyenne de compression (BAEL91: A.5.1.322)								
OK								

Vu : Effort tranchant maximal à l'ELU
b : largeur de la poutre
h : hauteur de la poutre
a : largeur du poteau
c : enrobage
Fc28 : Résistance à la compression à 28jours
As (Inférieure): Armature inférieure en appuis
Fe: Limite d'élasticité de l'acier

Figure.V.5.Vérification de l'effort tranchant de la poutre principales.

Vérification de la contrainte tangente limite ultime			
τu (Mpa)	τu adm(Mpa)	Vérification	
0.944	3.333	OK	
Vérification de la contrainte de compression (bielle)			
Vu (N)	0,267.b.a.fc28 (N)	Vérification	
114650.000	1001250.000	OK	
Vérification des armatures inférieures d'appuis			
As (cm ²)	Vu/(fe/γs) [cm ²]	Vérification	
9.240	3.296	OK	
Vérification de la contrainte moyenne de compression			
Ru (N)	σmb (MPa)	1,3 Fc28 /γb	Vérification
229300.000	1.529	21.667	OK

Figure.V.6.vérification des contraintes des poutres 45*30

Donc : les vérifications des contraintes est vérifier

V.5.4.Poutres secondaires :

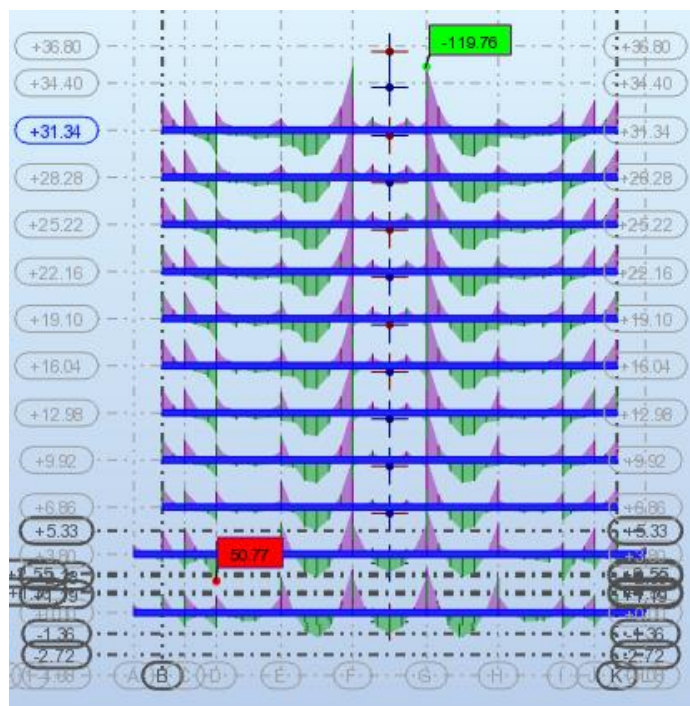


Figure.V.7.moments max a ELU des poutres secondaires.

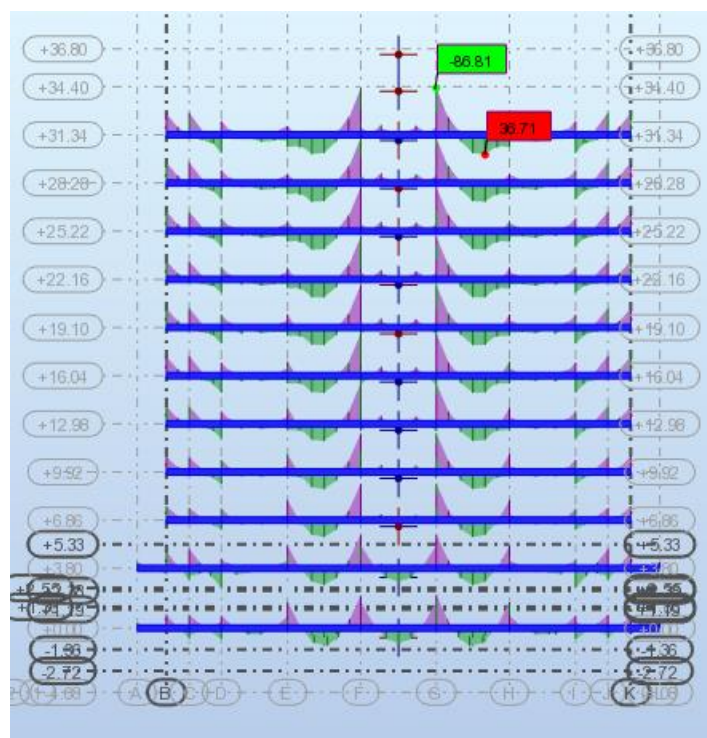


Figure.V.8.moments max a ELS des poutres secondaires.

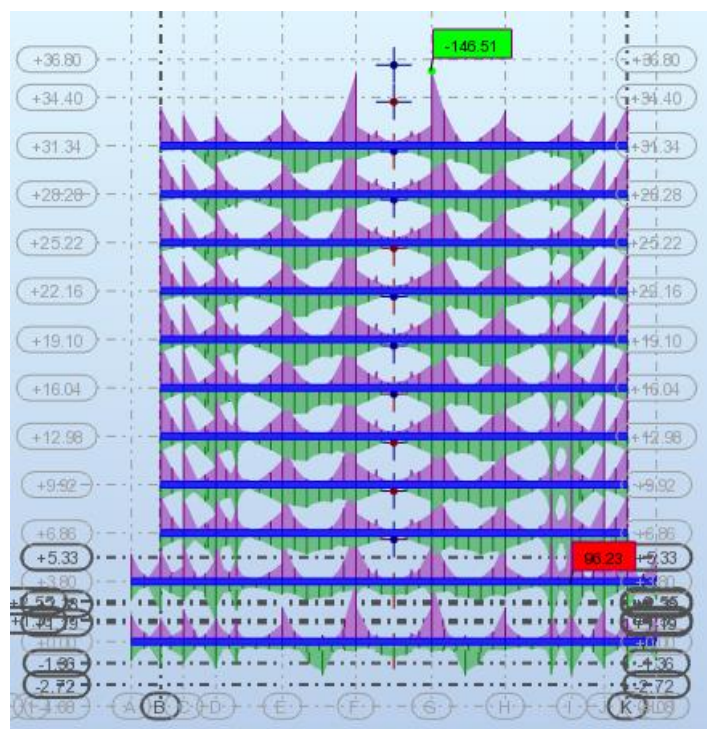


Figure.V.9.moments max a ACC des poutres secondaires.

Section (cm ²)	ELU		ELS		ACC	
	M _u max (KN. m)	M _u min (KN. m)	M _{ser} max (KN. m)	M _{ser} min (KN. m)	M _a max (KN. m)	M _a min (KN. m)
30×40	55.77	-119.76	36.71	-86.81	96.23	-146.51

Tableau.V.10.les moments max dans les poutres secondaires.

Ferraillage longitudinal:

Le calcul du ferraillage est en flexion simple

H = 0.40m , b = 0.30m , d = 0.9h = 0.36m , F_{c28} = 25MPA , F_{t28} = 2.1MPA

- Ferraillage en travée :

$$M_u = 55.77 \text{ KN.m} ; M_{ser} = 36.71 \text{ KN.m} ; M_{acc} = 96.23 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{55.77 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.2} = 0.101$$

$$\epsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s.E_s} = \frac{400}{1.15 \times 200000} = 1.73 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \epsilon_l} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.73 \times 10^{-3}} = 0.669$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.8 \times 0.669(1 - 0.4 \times 0.669) = 0.391$$

On a : $\mu_{bu} < \mu_l$ $A' = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.101}) = 0.133$$

$$\varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right) = 3.12 \times 10^{-2}$$

On a $\varepsilon_l < \varepsilon_{st}$; $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 405(1 - 0.4 \times 0.133) = 340.8 \text{ mm}$$

$$A = \frac{M_u}{Z \cdot f_{st}} = \frac{55.77 \times 10^6}{340.8 \times 348} = 4.70 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ cal}} = 4.70 \text{ cm}^2 \text{ (c.v)}$$

Le pourcentage minimal d'armatures :

$$A_{\text{cba min}} = 0.001 \times b \times h = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Rpa min}} > 0.5\% \times b \times h = 6 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\text{cba}} ; A_{\text{rpa}}) \Rightarrow A = 6 \text{ cm}^2$$

On adopté : **3HA16** = 6.03 cm^2

- Ferraillage sur appuis :

$$M_u = 119.76 \text{ KN.m} ; M_{\text{ser}} = 86.81 \text{ KN.m} ; M_{\text{acc}} = 146.51 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{119.76 \times 10^6}{300 \times 405^2 \times 14.2} = 0.217$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} = \frac{400}{1.15 \times 200000} = 1.73 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_l} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.73 \times 10^{-3}} = 0.669$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l) = 0.8 \times 0.669 (1 - 0.4 \times 0.669) = 0.391$$

On a : $\mu_{bu} < \mu_l$ $A' = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.217}) = 0.309$$

$$\varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right) = 7.82 \times 10^{-3}$$

On a $\varepsilon_l < \varepsilon_{st}$; $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 405(1 - 0.4 \times 0.309) = 315.5 \text{ mm}$$

$$A = \frac{M_u}{Z \cdot f_{st}} = \frac{119.76 \times 10^6}{315.5 \times 348} = 10.90 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ cal}} = 10.90 \text{ cm}^2 \text{ (c.v)}$$

Le pourcentage minimal d'armatures :

$$A_{cba \text{ min}} = 0.001 \times b \times h = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{Rpa \text{ min}} > 0.5\% \times b \times h = 6 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{cal} ; A_{cba} ; A_{rpa}) \Rightarrow A = 10.90 \text{ cm}^2$$

On adopté : **6HA16** = 12.06 cm²

Les longueurs de recouvrement :

$l_r > 40 \times \emptyset$ en zone de recouvrement

\emptyset : diamètre max des barres longitudinales dans les poutres

Pour $\emptyset = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 65 \text{ cm}$.

Les armatures transversales :

$$\emptyset \leq \min (\emptyset_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}) \Rightarrow \emptyset \leq \min (2 ; \frac{40}{35} ; \frac{30}{10}) = 1.14 \text{ cm}$$

Donc en prend $\Phi = 8 \text{ mm}$

Calcul des espacements des armatures transversales :

▪ Zone nodale :

$$S_t \leq \min (12\emptyset_l ; \frac{h}{4} ; 30) = 10 \text{ cm} , \text{ soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

▪ Zone courant :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} ; \text{ soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

Les verification :

Vérification d'une poutre à l'effort tranchant									
Données									
Vu (KN)	b (cm)	h (cm)	a (cm)	c (cm)	fc28 (Mpa)	Fissuration	As (inférieure) (cm ²)	fe (Mpa)	
101.79	30	45	55	3	25	Fissuration peu nuisible	6.03	400	
Vérification de la contrainte tangente limite ultime (BAEL91: A.5.1.21)							<p><i>Vu</i> : Effort tranchant maximal à l'ELU <i>b</i> : largeur de la poutre <i>h</i> : hauteur de la poutre <i>a</i> : largeur du poteau <i>c</i> : enrobage <i>Fc28</i>: Résistance à la compression à 28 jours <i>As (Inférieure)</i>: Armature inférieure en appuis <i>Fe</i>: Limite d'élasticité de l'acier</p>		
OK									
Vérification de la contrainte de compression (bielle) (BAEL91: A.5.1.313)									
OK									
Vérification des armatures inférieures d'appuis (BAEL91: A.5.1.31)									
OK									
Vérification de la contrainte moyenne de compression (BAEL91: A.5.1.322)									
OK									

Figure.V.10.Vérification de l'effort tranchant de la poutre secondaires

Vérification de la contrainte tangente limite ultime			
τ_u (Mpa)	τ_u adm(Mpa)	Vérification	
0.838	3.333	OK	
Vérification de la contrainte de compression (bielle)			
V_u (N)	$0,267.b.a.fc28$ (N)	Vérification	
101790.000	1001250.000	OK	
Vérification des armatures inférieures d'appuis			
A_s (cm ²)	$V_u/(f_e/\gamma_s)$ [cm ²]	Vérification	
6.030	2.926	OK	
Vérification de la contrainte moyenne de compression			
R_u (N)	σ_{mb} (MPa)	$1,3 F_{c28} / \gamma_b$	Vérification
203580.000	1.357	21.667	OK

Figure V.11.vérification des contraintes des poutres 40*30

Donc : les vérifications des contraintes est vérifier.

V.5.5.Schémas de ferrailage des poutres :

- Les Poutres principales :

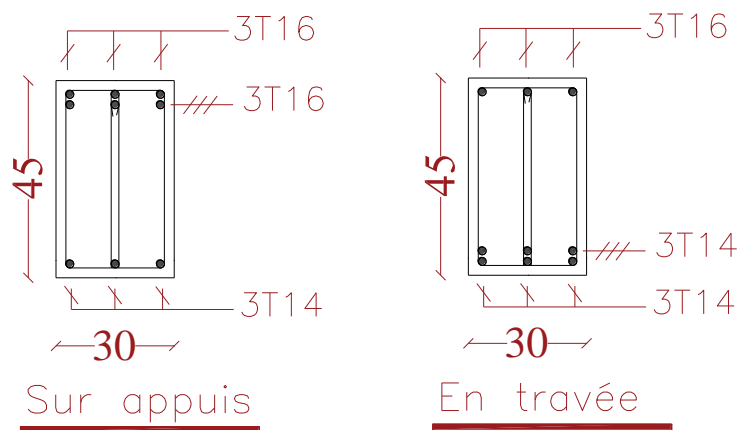


Figure.V.12.Coupe de ferrailage des poutres principales.

- Les Poutres secondaires :

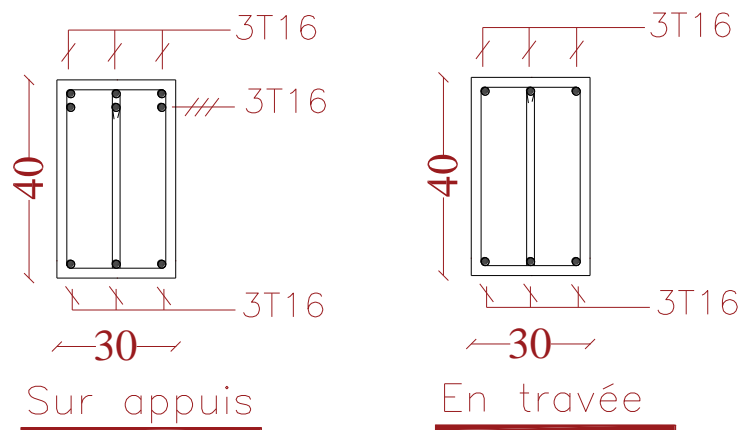


Figure.V.13.Coupe de ferrailage des poutres secondaires.

V.6.Ferrailage des voiles :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003. Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges Verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la Charge sismique.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

Selon BAEL : ELU : $1.35G + 1.5Q$

Selon RPA 99 (situation accidentelle) : $Acc : G + Q \pm E$ et $Acc : 0.8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} N_{max} \rightarrow M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ M_{max} \rightarrow N_{correspondant} \rightarrow A_2 \rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3) \\ N_{min} \rightarrow M_{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases}$$

V.6.1.Recommandations du règlement RPA99ver2003 :

Aciers verticaux (Art.7.7.4.1):

- ✓ Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%.
- ✓ Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armature verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu,

- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile,
- ✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux,
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement),
- ✓ A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduite de moitié sur un dixième de la largeur du voile, Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm.

Aciers horizontaux (Art.7.7.4.2):

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

Règles commune (Art.7.7.4.3):

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux (voiles), est donné comme suit : Globalement dans la section du voile 0.15% En zone courante 0.10%
- ✓ L'espacement des barres horizontales et verticales doit vérifier la condition suivante : $S \leq 1,5 a$ à $S \leq 30\text{cm}$
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur,
- ✓ Le diamètre des barres des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
 - 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.6.2. Sollicitations maximales dans le voile :

Niveau sous-sol		
Voile	V_x	V_y
L(m)	1.5	3.70
e (m)	0.02	0.02
M(KN.m)	122.10	3029.92
N(KN)	1287.32	1357.28
V(KN)	68.36	680.24

Tableau.V.11.les sollicitations des voiles.

V.6.3.Calcul du ferrailage et de vérifications :

Sans X-X :

❖ Armatures verticales :

$M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$

$M_{max}=122.10KN.m \quad N_{max} =1287.32KN \quad V_{max} =68.36KN$

Avec : $h=4.08m \quad L=1.50m \quad b=0.20m \quad d'=0.03m \quad d=0.17m$

Calcul de longueur de flambement :

Pour le voile en question on a un encastrement en tête et en pieds dans le plancher qui existe de part et d'autre du voile, donc :

$L_f = 0.8L = 0.8 \times (4.08 - 0.45) = 2.90m$

Calcul de l'élancement : $\lambda = \lambda = \frac{\sqrt{12}}{L} \times l_f = \frac{\sqrt{12}}{1.50} \times 2.90 = 6.70$

Calcul de l'excentricité : $e = \frac{M}{N} = \frac{122.10}{1287.32} = 0.094m < \frac{L}{2} = \frac{1.50}{2} = 0.75m$

Vérification de la condition de flambement :

$\lambda = \max \{ 50 ; \min(67 \times \frac{e_0}{h} ; 100) \} = \max \{ 50 ; \min(1.54; 100) \}$

$\lambda = 6.70 < 50 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Donc on peut dire que le voile ne présente pas un risque de flambement.

Calcul de ferrailage :

La répartition des contraintes dans la section :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V \end{array} \right. \text{ avec : } \left\{ \begin{array}{l} B = b \times L \\ V = 0.5l \\ I = \frac{bh^3}{12} \end{array} \right. = \left\{ \begin{array}{l} B = 0.2 \times 1.5 = 0.30m^2 \\ V = 0.5 \times 1.5 = 0.75m \\ I = 0.2 \times \frac{4.08^3}{12} = 1.13m^4 \end{array} \right.$$

$\sigma_{max} = \frac{1287.32 \times 10^{-3}}{0.30} + \frac{122.10 \times 10^{-3}}{1.13} \times 0.75 = 4.37MPa$

$\sigma_{min} = \frac{1287.32 \times 10^{-3}}{0.14} - \frac{122.10 \times 10^{-3}}{0.53} \times 0.75 = -4.21MPa$

Diagramme des contraintes :

$L' = l \times \left(\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} \right) ; L_t = l - L'$

$L' = 1.50 \times \left(\frac{4.37}{4.37+4.21} \right) = 0.76m \quad ; L_t = l - L' = 0.74m$

$T = \frac{\sigma_{min} \times b_0}{2} \times L_t = \frac{4.21 \times 0.2}{2} \times 0.74 = 0.31 MN ;$

$A_s = \frac{T}{f_{su}} = \frac{0.31}{348} = 8.91 \text{ cm}^2$

- Selon le RPA99version2003 :

$$A_{RPA} = 0.20\% B = 0,2\% \times 20 \times 150 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = \frac{A_s \times L}{L_t} = \frac{8.91 \times 150}{74} = 18.06 \text{ cm}^2$$

- Selon BAEL91 :

$$A_{min} = 0.15\% b \times h = 0,15\% \times 20 \times 408 = 12.24 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max (A_s, A_{min}, A_{RPA}) = 18.06 \text{ cm}^2.$

On adopte 10HA16 /2face = 20.1 cm² ⇒ 5HA16/face

Espacement des barres verticales $e \leq \min (1,5e ; 30\text{cm}) = \min (30\text{cm} ; 30\text{cm}) = 20 \text{ cm}$

On prend $e = 20 \text{ cm}$

- ❖ Armatures horizontales :

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e} ; \text{ avec } A_{min}^h = 0.15\%(e \times st)$$

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1.4 \frac{V}{b_0 d} = 1.4 \times \frac{68.38 \times 10^{-3}}{0.2 \times 4.08} = 0.117 \text{ MPa}$

Vérifier la condition suivante $\tau_u = 0.117 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \dots CV$

Espacement des barres horizontales $e \leq \min (1,5e ; 30\text{cm}) = \min (30 \text{ cm} ; 30\text{cm}) = 20 \text{ cm}$

On prend $e = 20 \text{ cm}$

Donc : $A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e} = A_h = \frac{0.117 \times 20 \times 20}{0.8 \times 400} = 0.146 \text{ cm}^2$

$$A_{min}^h = 0.15\%(e \times st) = 0.6 \text{ cm}^2$$

On adopte 10HA8 /2face = 5.03 cm² ⇒ 5HA8 /face

Sans X-X :

- ❖ Armatures verticales :

$M_{max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

$$M_{max} = 3029.92 \text{ m} \quad N_{max} = 1357.28 \text{ KN} \quad V_{max} = 680.24 \text{ KN}$$

Avec : $h = 4.08 \text{ m} \quad L = 3.70 \text{ m} \quad b = 0.20 \text{ m} \quad d' = 0.03 \text{ m} \quad d = 0.17 \text{ m}$

Calcul de longueur de flambement :

Pour le voile en question on a un encastrement en tête et en pieds dans le plancher qui existe de part et d'autre du voile, donc :

$$L_f = 0.8L = 0.8 \times (4.08 - 0.45) = 2.90 \text{ m}$$

Calcul de l'élancement : $\lambda = \lambda = \frac{\sqrt{12}}{L} \times l_f = \frac{\sqrt{12}}{3.70} \times 2.90 = 2.71$

Calcul de l'excentricité : $e = \frac{M}{N} = \frac{3029.92}{1357.28} = 2.23m > \frac{L}{2} = \frac{3.70}{2} = 1.85m$

Vérification de la condition de flambement :

$\lambda = \max \{ 50 ; \min(67 \times \frac{e_0}{h} ; 100) \} = \max \{ 50 ; \min(36.62 ; 100) \}$

$\lambda = 2.71 < 50$Condition vérifiée.

Donc on peut dire que le voile ne présente pas un risque de flambement.

Calcul de ferrailage :

La répartition des contraintes dans la section :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V \end{cases} \text{ avec : } \begin{cases} B = b \times L \\ V = 0.5l \\ I = \frac{bh^3}{12} \end{cases} = \begin{cases} B = 0.2 \times 3.7 = 0.74m^2 \\ V = 0.5 \times 3.7 = 1.85m \\ I = 0.2 \times \frac{4.08^3}{12} = 1.13m^4 \end{cases}$$

$\sigma_{max} = \frac{1357.28 \times 10^{-3}}{0.74} + \frac{3029.92 \times 10^{-3}}{1.13} \times 1.85 = 6.79MPa$

$\sigma_{min} = \frac{1357.28 \times 10^{-3}}{0.74} - \frac{3029.92 \times 10^{-3}}{1.13} \times 1.85 = -3.12MPa$

Diagramme des contraintes :

$L' = l \times \left(\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} \right) ; L_t = l - L'$

$L' = 3.70 \times \left(\frac{6.79}{6.79 + 3.12} \right) = 2.54m ; L_t = l - L' = 1.16m$

$T = \frac{\sigma_{min} \times b_0}{2} \times L_t = \frac{3.12 \times 0.2}{2} \times 1.16 = 0.31 MN ;$

$A_s = \frac{T}{f_{su}} = \frac{0.31}{348} = 8.91 \text{ cm}^2$

- Selon le RPA99version2003 :

$A_{RPA} = 0.20\% B = 0.2\% \times 20 \times 480 = 19.2 \text{ cm}^2$

$A_s' = \frac{A_s \times L}{L_t} = \frac{8.91 \times 3.70}{1.16} = 28.42 \text{ cm}^2$

- Selon BAEL91 :

$A_{min} = 0.15\% b \times h = 0.15\% \times 20 \times 408 = 12.24 \text{ cm}^2$

Donc : $A_s = \max (A_s, A_{min}, A_{RPA}) = 28.42 \text{ cm}^2$.

On adopte 16HA16 /2face = 32.16 cm² ⇒ 8HA16/face

Espacement des barres verticales $e \leq \min (1,5e ; 30cm) = \min (30cm ; 30cm) = 20 \text{ cm}$

On prend $e = 20 \text{ cm}$

❖ Armatures horizontales :

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e} ; \text{ avec } A_{min}^h = 0.15\%(e \times st)$$

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1.4 \frac{V}{b_0 d} = 1.4 \times \frac{680.24 \times 10^{-3}}{0.2 \times 4.08} = 1.17 \text{ MPa}$

Vérifier la condition suivante $\tau_u = 1.17 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \dots CV$

Espacement des barres horizontales $e \leq \min(1,5e ; 30\text{cm}) = \min(30 \text{ cm} ; 30\text{cm}) = 20 \text{ cm}$

On prend $e = 20 \text{ cm}$

Donc : $A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e} = A_h = \frac{1.17 \times 20 \times 20}{0.8 \times 400} = 1.46 \text{ cm}^2$

$A_{min}^h = 0.15\%(e \times st) = 0.6 \text{ cm}^2$

On adopte 10HA8 /2face = 5.03 cm² ⇒ 5HA8 /face

V.6.4. Tableaux récapitulatifs des résultats du ferrailage vertical :

Les résultats du ferrailage vertical de même voile selon les deux sens (x-x et y-y) en différents niveaux (de Sous-sol jusqu'au dernier niveau) dans les tableaux ci-dessous :

Niveau sous –sol		
Voile	V_{xx}	V_{yy}
A_s calcul (cm^2)	8.91	8.91
L'(m)	1.5	3.7
A_s' calcul (cm^2)	18.06	28.42
$A_{min}(\text{cm}^2)$	12.24	12.24
$A_{RPA}(\text{cm}^2)$	6	19.2
$A_{adop}(\text{cm}^2)$	20.1	32.16
description Des barres	5HA16/face	8HA16/face

Tableau.V.12.ferrailage des voiles.

V.6.5. Schéma de ferrailages de voile :

Sans X-X :

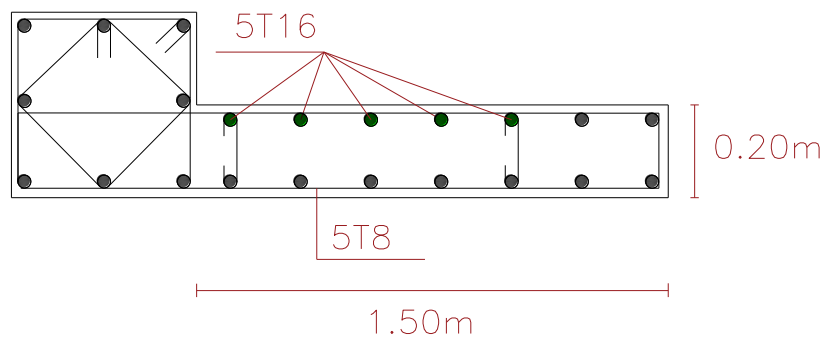


Figure.V.14.shéma de ferrailage de voile sans X-X.

Sans Y-Y :

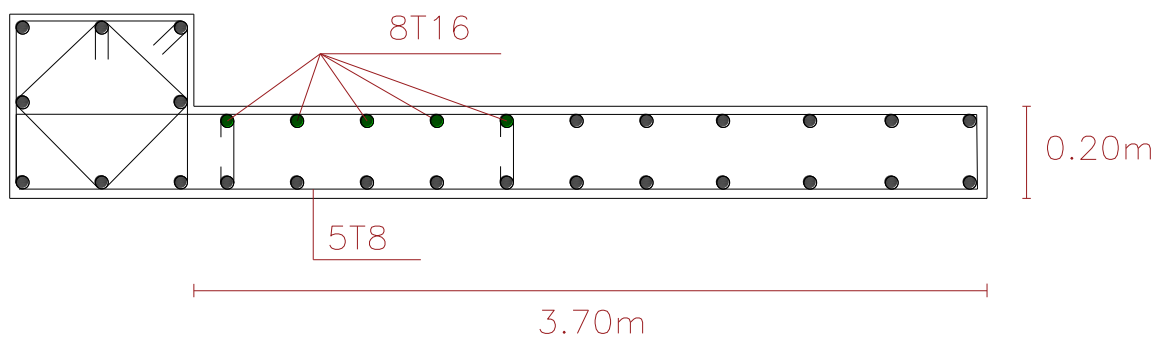


Figure.V.15.shéma de ferrailage de voile sans Y-Y.

V.7. Conclusion :

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux. Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Il est noté que le ferrailage minimum du **RPA99/2003** est souvent plus important que celui calculé par le **BAEL91/99**.

Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel **ROBOT 2018**. Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée par les sollicitations obtenues par le logiciel **ROBOT 2018**.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du **RPA99/2003** et le **BAEL91/99**.

ETUDE DES
FONDATIONS

VI.1.Introduction :

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol, les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple) Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.

Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2.Classification des fondations :

Il existe plusieurs types de fondations :

- ❖ Fondations superficielles : $\frac{D}{B} \leq 4$
 - Semelles isolées.
 - Semelles filantes.
 - Radier général.
- ❖ Fondations profondes : $\frac{D}{B} \geq 10$
 - fondations sur puits (semi profondes).
 - -Fondations sur pieux (profondes)
- ❖ Fondations spéciales :
 - fondation avec sous pression d'eau
 - fondation en terrain instable
 - fondation anti-vibratile.

VI.3.Combinaison de calcul :

D'après le RPA99 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q + E$$

$$0.8 G \pm E$$

D'après le BAEL (Article B.9.2) :

$$1.35 G + 1.5 Q$$

$$G + Q$$

VI.4.Choix de type de fondation : art 15. I.3BAEL91/99 ; P225

Lorsque les couches de terrain susceptible de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur, on réalise des fondations superficielles.

Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.

Le choix du type de fondation tient compte en général plusieurs paramètres qui sont :

- Le type de la structure.
- Les caractéristiques du sol.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation.

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 3.5 bars. Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante sous voile.

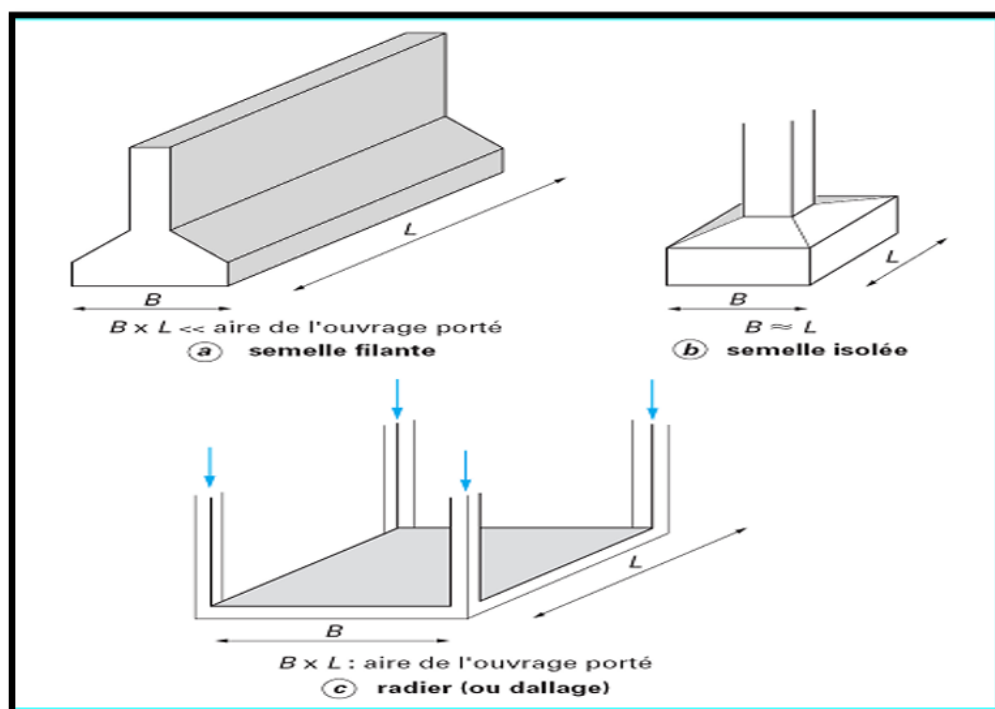


Figure.VI.1.Type des semelles superficielles.

Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.

- Tassement du sol.
- L'importance de la superstructure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Economie.
- Facilité d'exécution (coffrage).

$$\text{Si } \frac{S_{tot\ des\ fondation}}{S_{tot\ du\ projet}} \leq 50\% \rightarrow \text{semelle isolée}$$

$$\text{Si } \frac{S_{tot\ des\ fondation}}{S_{tot\ du\ projet}} \geq 50\% \rightarrow \text{radier générale}$$

Le poids totale de bâtiment : 7077232 Kg

$$\bar{\sigma}_s = 3.5 \text{ bar}$$

$$S_{tot\ des\ fondation} = \sum \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_s} = \frac{70772.32}{350} = 202.20 \text{ m}^2$$

$$S_{tot\ du\ projet}: 1059.13 \text{ m}^2$$

$$\frac{\sum S_{tot\ des\ fondation}}{S_{tot\ du\ projet}} \times 100 = \frac{202.20}{1059.13} \times 100 = 19.09\% \leq 50\%$$

Conclusion :

Vu que les semelles occupent moins de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte choix d'une semelle isolée sous le poteau et semelle filante sous voile.

VI.5. Calcul de la surface des semelles isolées:

La surface de la semelle isolée se calculera en utilisant l'effort normal de service maximal N_{ser}^{max} à la base du poteau le plus sollicité, le tableau suivant récapitule la somme des efforts revenant normaux maximaux dans les éléments les plus sollicités :

Types de poteaux	Rive	Intermédiaire
nombres	36	52
N_{ser}^{max} (KN)	767.46	1610.87

Tableau.VI.1. Efforts normaux maximaux dans les éléments le plus sollicités

On sait que Les dimensions des semelles isolées sont homothétiques aux dimensions du poteau supporté, c'est-à-dire :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = K \quad \text{et} \quad A = K \times B \quad k=1$$

Les semelles seront rectangulaires, donc la dimension de la semelle : $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{K\sigma_{sol}}}$

A l'aide de ces sollicitations maximales on déduit les dimensions en plan des

Semelles. Après calcul, on n'aura les résultats présentés dans le tableau suivant :

Semelles sous poteaux			
Rive		Intermédiaire	
A [m]	B [m]	A [m]	B [m]
1.50	1.50	2.15	2.15

Tableau.VI.2.dimensions des semelles.

VI.6.Calcul des semelles isolées :

Pour les calculs des semelles isolées, on prend les plus sollicitées des semelles de rive, et les plus sollicitées des semelles intermédiaires.

Semelle	Rive		Intermédiaire	
	P (KN)	M (KN/m)	P (KN)	M (KN/m)
1.35G+1.5Q	1059.88	15.32	2224.99	40.02
G+Q	767.46	11.10	1610.87	29.08
G+Q±E	1075.46	45.96	1880.18	73.97
0.8G±E	795.37	45.11	1728.63	68.03

Tableau.VI.3. les sollicitations pour les poteaux

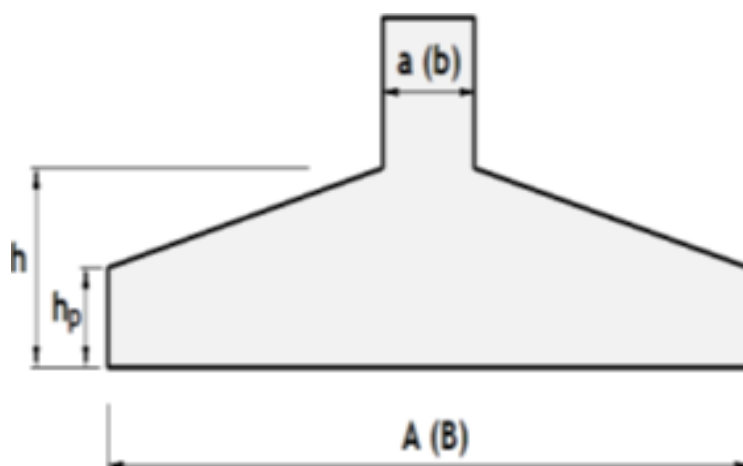


Figure.VI.2.les dimensions en élévation des semelles

Après la détermination des dimensions en plan de la semelle par la condition de portance de sol, on passe à l'évaluation des dimensions en élévation, ces dimensions doivent vérifier la condition de rigidité suivante qui nous assure, si elle est vérifiée, que la répartition des réactions du sol, sur sous face de la semelle, est linéaire :

$$h \geq \text{Max} \{h_1 ; h_2\}$$

✓ Semelles Intermédiaire :

$$\begin{cases} h_1 = \frac{A - a}{4} + 5\text{cm} \\ h_2 = \frac{B - b}{4} + 5\text{cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} h_1 = \frac{215 - 55}{4} + 5\text{cm} \\ h_2 = \frac{215 - 55}{4} + 5\text{cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} h_1 = 45\text{cm} \\ h_2 = 45\text{cm} \end{cases}$$

$$h_p \geq \frac{h}{2} = 22.5\text{cm} \text{ donc } h_p = 25\text{cm}$$

✓ semelles de rive :

$$\begin{cases} h_1 = \frac{A - a}{4} + 5\text{cm} \\ h_2 = \frac{B - b}{4} + 5\text{cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} h_1 = \frac{150 - 55}{4} + 5\text{cm} \\ h_2 = \frac{150 - 55}{4} + 5\text{cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} h_1 = 28.75\text{cm} \\ h_2 = 28.75\text{cm} \end{cases}$$

on adopte $h = 30\text{cm}$

$$h_p \geq \frac{h}{2} = 15\text{cm} \text{ donc } h_p = 15\text{cm}$$

VI.6.1.Méthode de calcul :

$$A_s = \frac{N_u(A - a)}{8d\sigma_s}$$

La charge N_u est transmise au sol par l'intermédiaire de bielles de béton comprimées maintenues entres-elles par les armatures inférieurs :

$$N_u = \frac{(3\sigma_M + \sigma_m)AB}{4}$$

σ_M : Contrainte maximale sous la semelle.

σ_m :Contrainte minimale sous la semelle.

Domaine d'application de la méthode des bielles :

- Semelle rigide : $\frac{A-a}{4} \leq d \leq (A - a)$
- Sol entièrement comprimé : $e \leq B/24$
- Poteau entièrement $e \leq a/6$

VI.6.2.Ferraillage :

D'abord on vérifie les conditions d'application de la méthode des bielles, avec les données suivantes des semelles :

✓ semelles de rive :

$A = 1.5m \quad a = 0,55m \quad d = h - d' = 0,55 - 0.05 = 0,50m$

$\frac{(A-a)}{4} = \frac{1.5-0.55}{4} = 0.237 m < d < (A-a) = 0.95 m \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{15.32}{1059.88} = 0,0144m < \frac{a}{6} = \frac{0.55}{6} = 0,091m \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

$e = 0,0144 \leq \frac{B}{24} = 0.090m$

✓ Semelles Intermédiaire :

.....Condition vérifiée

$A = 2,15m \quad a = 0,55m \quad d = h - d' = 0,55 - 0.05 = 0,50m$

$\frac{(A-a)}{4} = \frac{2.15-0.55}{4} = 0.40 m < d < (A-a) = 1.60m \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{40.02}{2224.99} = 0,0179m < \frac{a}{6} = \frac{0.55}{6} = 0,091m \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

$e = 0,0179 \leq \frac{B}{24} = 0.090m \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Vu que tous les conditions sont vérifiées, la méthode des bielles est applicable pour ce cas à condition de vérifier que le diagramme des contraintes sous la semelle, due à la réaction du sol, est toujours trapézoïdal :

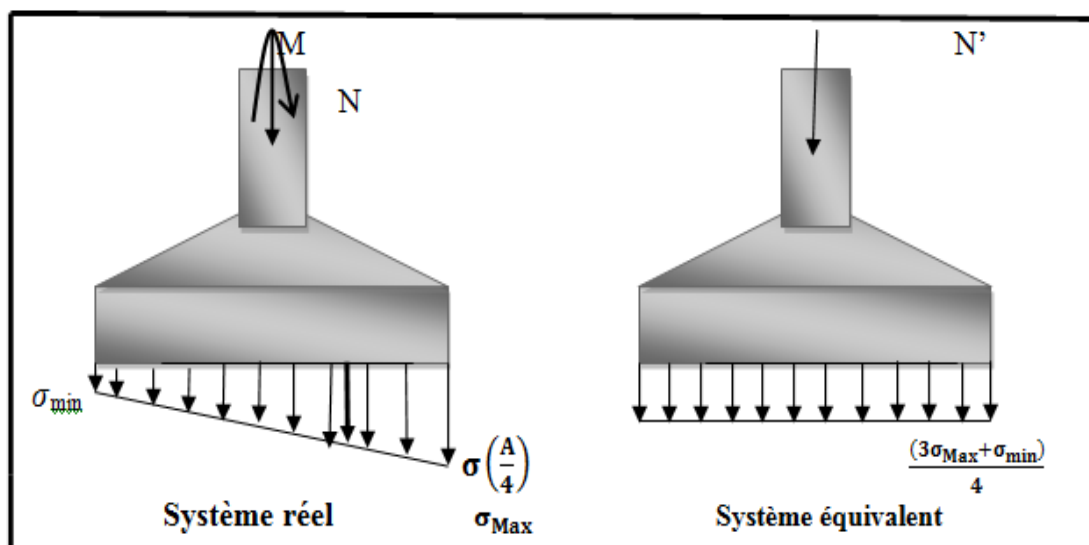


Figure.VI.3.Méthode des bielles.

Donc, on calcul σ_M et σ_m comme suit :

✓ Semelles Intermédiaire :

$$N_u = 2,22499 \text{ MN} , e = 0.0179\text{m} , A = 2.15\text{m} , B = 2.15\text{m}$$

$$\sigma_M = \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{6e}{A} \right) = \frac{2,22499}{4.3} \left(1 + \frac{6 \times 0.0179}{2.15} \right) = 0.543 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma_m = \frac{N}{AB} \left(1 - \frac{6e}{A} \right) = \frac{2,22499}{4.3} \left(1 - \frac{6 \times 0.0179}{2,15} \right) = 0.491 \text{ MPa} > 0$$

Les deux contraintes extrêmes sont positives, cela signifie que le diagramme de la réaction du sol est trapézoïdal, donc on peut appliquer la méthode des bielles avec l'effort normal fictif calculé comme suit:

$$N_u = \frac{(3\sigma_M + \sigma_m)}{4} \times (A \times B) = \frac{(3 \times 0.543 + 0.491)}{4} \times (2.15 \times 2.15) = 2.45\text{MN}$$

Par conséquent l'acier nécessaire pour équilibrer l'effort de traction à la base de la semelle est calculé comme suit :

$$A_s = \frac{N_u(A - a)}{8d\sigma_s} = \frac{2.22(2.15 - 0,55)}{8 \times 0,50 \times 348} = 25.17 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte suivant chaque direction le ferrailage suivant :

13T16 Avec : $A_s = 26.13 \text{ cm}^2 > 25.17 \text{ cm}^2$ok

L'espacement des barres sera de 15 cm.

✓ semelles de rive :

$$N_u = 2,22499 \text{ MN}, e = 0,0144 \text{ m}; A = 1,50 \text{ m} \quad B = 1,50 \text{ m}$$

$$\sigma_M = \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{6e}{A} \right) = \frac{2,22499}{2,25} \left(1 + \frac{6 \times 0,0144}{1,50} \right) = 1,045 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma_m = \frac{N}{AB} \left(1 - \frac{6e}{A} \right) = \frac{2,22499}{2,25} \left(1 - \frac{6 \times 0,0144}{1,50} \right) = 0,931 \text{ MPa} > 0$$

Les deux contraintes extrêmes sont positives, cela signifie que le diagramme de la réaction du sol est trapézoïdal, donc on peut appliquer la méthode des bielles avec l'effort normal fictif calculé comme suit:

$$N_u = \frac{(3\sigma_M + \sigma_m)}{4} \times (A \times B) = \frac{(3 \times 1,045 + 0,931)}{4} \times (1,5 \times 1,5) = 2,2,29 \text{ MN}$$

Par conséquent l'acier nécessaire pour équilibrer l'effort de traction à la base de la semelle est calculé comme suit :

$$A_s = \frac{N_u(A - a)}{8d\sigma_s} = \frac{2,22(1,50 - 0,55)}{8 \times 0,50 \times 348} = 15,15 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte suivant chaque direction le ferrailage suivant :

10T14 Avec : $A_s = 15,39 \text{ cm}^2 > 15,15 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ok}$

L'espacement des barres sera de 15 cm.

VI.6.3.Vérifications divers (semelles intermédiaire et semelles de rive) :

VI.6.3.1.Vérification de la capacité portante sous les combinaisons sismiques :

L'article (10.1.4) de l'RPA99v2003 recommande la justification de la capacité portante du système de fondations sous la combinaison on appliquant un coefficient de sécurité de 2 à la résistance ultime du sol. On doit vérifier pour chaque direction l'une des deux conditions suivant, à savoir l'intensité de l'excentricité E_p .

$$e \leq \frac{A}{6} \rightarrow \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{3e}{A} \right) \leq 2\bar{\sigma}_{sol}$$

$$\frac{A}{6} \leq e \leq \frac{A}{4} \rightarrow \frac{2N}{3B \left(\frac{A}{2} - e \right)} \leq 2\bar{\sigma}_{sol}$$

Sous la combinaison G+Q+E on a les sollicitations suivantes :

$$e_{rive} = \frac{M}{N} = \frac{45.96}{1075.46} = 0.042\text{m} < \frac{A}{6} = 0.36\text{m}$$

$$e_{intermediare} = \frac{M}{N} = \frac{73.79}{1880.18} = 0.039 < \frac{A}{6} = 0.25\text{m}$$

Donc on vérifie la condition suivante :

$$\frac{N}{AB} \left(1 + \frac{3e_{ri}}{A}\right) = \frac{1.07}{2.25} \left(1 + \frac{3 \times 0.042}{1.5}\right) = 0,515 \text{ MPA} \leq 2\bar{\sigma}_{sol} \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{N}{AB} \left(1 + \frac{3e_{in}}{A}\right) = \frac{1.88}{4.3} \left(1 + \frac{3 \times 0.039}{2.15}\right) = 0,461 \text{ MPA} \leq 2\bar{\sigma}_{sol} \dots \text{Condition vérifiée}$$

VI.6.3.2.Vérification de la stabilité au renversement :

L'article (10.1.5) des règles **RPA99V2003** préconise de vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement, c'est-à-dire que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{A}{4}$$

Avec :

A : est la petite dimension de la semelle,

N, M : sont les sollicitations maximales, obtenues sous la combinaison 0.8G+E.

$$e_{rive} = \frac{45.11}{795.37} = 0,056 < \frac{A}{4} = \frac{1.50}{4} = 0,375 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$e_{intermediare} = \frac{68.03}{1728.63} = 0,039 < \frac{A}{4} = \frac{2.1}{4} = 0,525 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

VI.6.3.3.Vérification au poinçonnement : (calcul pratique des ossatures de bâtiment en BA)

Pour limiter le risque de poinçonnement de la semelle plate par le poteau fortement chargé, on doit vérifier la condition suivante : $1.2\sigma_b \geq \frac{P-P_1}{P_c}$

P_c : Est le périmètre d'un contour homothétique de celui du poteau, situé à mi- épaisseur de la semelle et à une distance $h_t/2$, de ce dernier. Il se calcul comme suit :

$$P_c = 4(h_t + a) = 4(0,55 + 0,55) = 4,2\text{m}$$

$$P_c = 4(h_t + a) = 4(0,55 + 0,55) = 4,2\text{m}$$

P_1 : La valeur de la réaction du sol, appliquée sur l'aire délimitée par P_c , et qui doit être soustraie de la charge P , dont :

$$P_1 = \left(\frac{P}{A \times B} \right) (h_t + a)^2 = \left(\frac{0.79537}{2.25} \right) \times 1.21 = 0,427 \text{ MN}$$

$$P_1 = \left(\frac{P}{A \times B} \right) (h_t + a)^2 = \left(\frac{1.72863}{4.3} \right) \times 1.21 = 0,486 \text{ MN}$$

σ_b : est la contrainte admissible pour le béton en traction, dont :

$$\sigma_b = 0.045 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \frac{25}{1,5} = 0.75$$

$$\sigma_b = 7.5 \text{ bars} = 0.75 \text{ MPa}$$

$$1.2\sigma_b = 1,2 \times 0,75 = 0,9 \geq \frac{0,79537 - 0.427}{4.2} = 0,087 \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$1.2\sigma_b = 1,2 \times 0,75 = 0,9 \geq \frac{1.72863 - 0.486}{4.2} = 0,295 \dots \text{Condition vérifiée}$$

VI.6.3.4. Schéma de ferrailage (BAEL91 et DTU) :

D'abord on doit définir la nature d'arrêt et l'ancrage des armatures qui dépend du rapport entre la longueur du scellement droit et la petite dimension en plan de la semelle. On distingue trois cas :

$\frac{l_s}{A} \geq \frac{1}{4}$: Il faut prévoir des crochets d'ancrage,

$\frac{1}{8} \leq \frac{l_s}{A} \leq \frac{1}{4}$: Un ancrage droit des barres est suffisant,

$\frac{l_s}{A} \leq \frac{1}{8}$: Les barres peuvent être arrêtées en tiroir comme il est indiqué sur la **figure** suivante :



Figure VI.4. Arrêt forfaitaire des barres.

$$l_s = 35.3\phi = 49,42 \text{ cm} \rightarrow \frac{l_s}{A} = \frac{49,42}{265} = 0.186$$

$$l_s = 35.3\phi = 42,36\text{cm} \rightarrow \frac{l_s}{A} = \frac{42,36}{150} = 0.282$$

Donc : $\begin{cases} \frac{l_s}{A} = 0.231 \leq \frac{1}{4} = 0.25 \\ \frac{l_s}{A} = 0.282 \leq \frac{1}{4} = 0.25 \end{cases}$ Un ancrage droit des barres est suffisant.

Semelle	A (m)	B (m)	a (m)	b (m)	N_u (KN)	d (m)	A_s (cm^2)	discription	S m
Rive	1.50	1.50	0.55	0.55	1059.88	0.50	15.39	10T14	15
Intermédiaire	2.15	2.15	0.55	0.55	2224.99	0.50	25.17	13T16	15

Tableau VI.4. récapitulatif des résultats de ferrailage des semelles isolées.

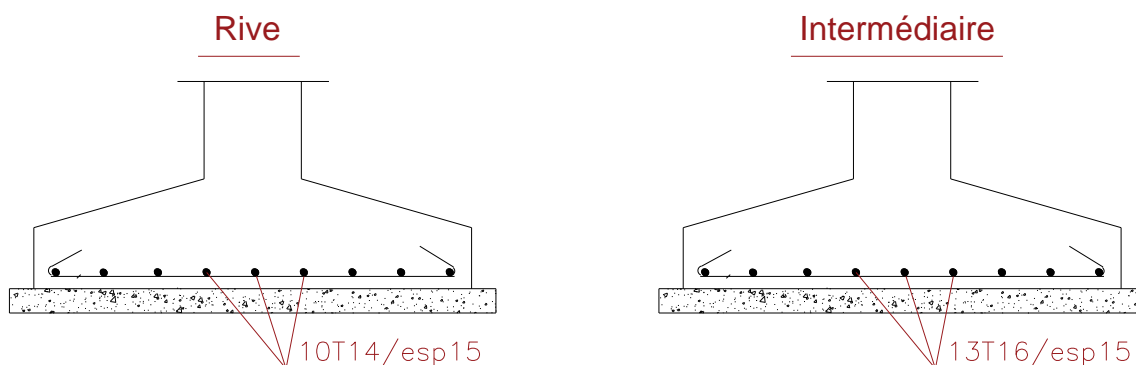


Figure VI.5. Ferrailage des semelles isolée.

VI.7.Semelle filante :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé un poteau et un voile.

Etape de calcul :

$$\text{Largeur } B : \bar{\sigma}_s \geq \frac{N}{BL} \rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s \cdot L} \rightarrow B \geq \frac{2224.99 + 1820.65}{3.5 \times 370} = 3.13\text{m}$$

On prend $B = 3.13\text{m}$

VI.7.1.Étude des semelles filantes sous (voile + poteau) :

Lorsque les poteaux et éventuellement les voiles dans une direction donnée, sont proches les uns des autres, on confectionne une semelle continue sous cette file de poteaux et voiles. -La semelle qui peut être plus ou moins rigide, est souvent associée à une poutre centrale de rigidité (poutre libage), susceptible de répartir les pressions ponctuelles introduite par les poteaux, et

les pressions linéairement réparties produites par les voiles.

Transversalement, la semelle agit comme une semelle trapézoïdale sous poteau, pour une largeur a on aura une section d'armature calculée suivant la méthode des bielles si elle est applicable.

Longitudinalement la semelle agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux et voiles comme appuis, d'où les armatures supérieures pour reprendre le moment positif en travée, et les armatures inférieurs pour reprendre les moments négatifs en appuis.

La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par l'équation suivante :

$$h_t \geq \max \left\{ \frac{A-a}{4} + d' \right\} \text{ Avec : } d' : \text{ enrobage des armatures ; } d'=5\text{cm}$$

$$h_t \geq \max \left\{ \frac{3.13 - 0.55}{4} + 0.05 \right\} \rightarrow h_t \geq 0.70 \text{ donc on adopte : } h_t = 75 \text{ cm ; } d = 70 \text{ cm}$$

la hauteur (h_p) :

$$h_p \geq \frac{h}{3} = \frac{75}{3} = 25 \quad : \text{ On adopte } h_p = 30 \text{ cm}$$

Ferraillage à l'ELU :

Au niveau de la troisième condition on à pris comme effort normal et moment par rapport à l'axe longitudinal de la semelle, les valeurs maximales entre les efforts du voile et les efforts dans le poteau. Ces mêmes efforts seront utilisés pour le calcul du ferraillage transversal.

$$N_u = \max(N_v ; N_p) = (3947.58 ; 2224.99) \rightarrow N_u = 3947.58\text{KN}$$

Ferraillage principale :

Pour une bande de 1 m linéaire :

$$A_s = \frac{N_u \times (B - b)}{8d \times \sigma_s} = \frac{1.82065 \times (3.13 - 0.55)}{8 \times 0.70 \times 348} = 24.10\text{cm}^2$$

$$\text{On adopte } 8\text{HA}20 \rightarrow A_s = 25.12\text{cm}^2$$

L'espacement :

$$S_t = \frac{100}{8} = \rightarrow S_t = 12.5 \rightarrow 13\text{cm}$$

Ferraillage de répartition : (art.VII.4.1 BAEL 91/99 ; P251)

$$A_r = A_s \times \frac{B}{4} = 25.12 \times \frac{3.13}{4} = 19.65 \text{cm}^2$$

On adopte 10HA16 $\rightarrow A_r = 20.1 \text{cm}^2$

L'espacement : (art.10.1.1 RPA 2024 ; P153)

$$S_t < \min(20\text{cm}; 15\varphi_l) = \min(20\text{cm} ; 15\text{cm})$$

Donc on prend : $S_t = 15\text{cm}$

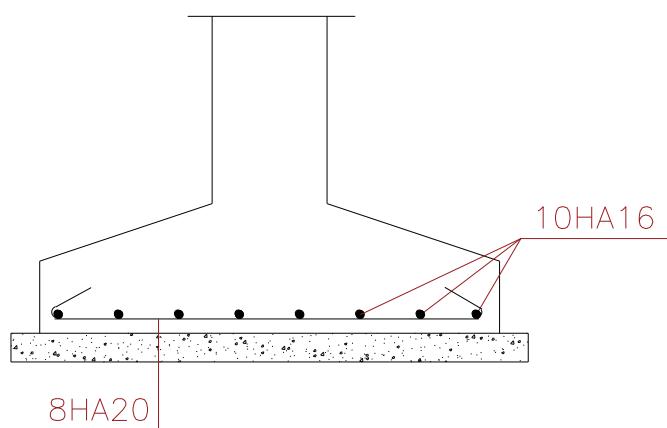


Figure VI.6.Férrailage des semelles filante.

VI.8.radier général

VI.8.1.Définition du radier général :

Le radier général est défini comme étant une fondation superficielle, travaillant comme un plancher renversé, soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature

VI.8.2.Pré dimensionnement du radier :

Selon la condition d'épaisseur minimale : $h_{\min} \geq 25\text{cm}$

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm

Selon les conditions forfaitaires : $\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$

Avec :

L_{\max} : la plus grande distance entre deux files successives

Donc : $L_{\max} = 4.95\text{m}$ $\frac{4.95}{8} \leq h \leq \frac{4.95}{5} \rightarrow 0.619 \leq h \leq 0.99$

on prend : $h_t = 0.80 \text{ m}$

La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur : $h_N \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{495}{10} = 49.5\text{cm}$

On prend $h_N = 100\text{cm}$

Hauteur de la dalle de radier :

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes : $h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{495}{20} = 24.75\text{cm}$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

On prend : $h_d = 80\text{cm}$

Calcul de la surface minimale du radier

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_s} = \frac{70772.32}{350} = 202.20\text{m}^2$$

$S_{\text{tot du projet}}: 1059.13 \text{ m}^2$

Calcul du débordement :

$$S' = S + (D \times P_r)$$

S : surface du Bâtiment.

P_r : périmètre du Bâtiment.

$D' \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm})$. Où : $h_r = 0.80 \text{ m}$

On prend $D' = 1.00 \text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est :

$$S_r = S + (D' \times P_r) = 1196.73 \text{ m}^2$$

VI.8.3. Les vérifications :

Vérification au poinçonnement :

Selon le CBA (article A.5.2, 4, 2), il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq \frac{0,045 \cdot U_c \cdot f_{c28} \cdot h_n}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : charge de calcul vis-à-vis de LELU du poteau le plus sollicité ($N_u = 3036.65\text{KN}$)

U_c : périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h_n : est la hauteur de la nervure

$$U_c = 2(a + h_n) + 2(b + h_n) = 6.2\text{m}$$

$$\text{Alors : } Nu = 2224.99\text{KN} \leq \frac{0.045 \times 6.2 \times 10^3 \times 25 \times 1}{1.5} = 4650\text{KN} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

Vérification du radier :

Vérification de contrainte de sol :

Les résultats de contrainte d'après logiciel ROBOT 2018

ELU :

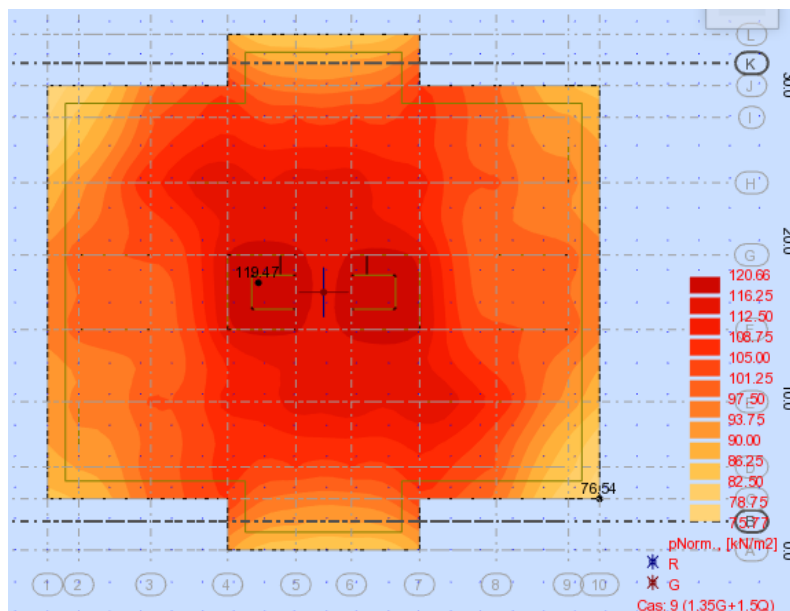


Figure VI.7. Distribution des contraintes à ELU

$$\sigma_{\max} = 1.19 \text{ bar} < \sigma_{\text{sol u}} = 3.5 \times 1.5 = 5.25 \text{ bar} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

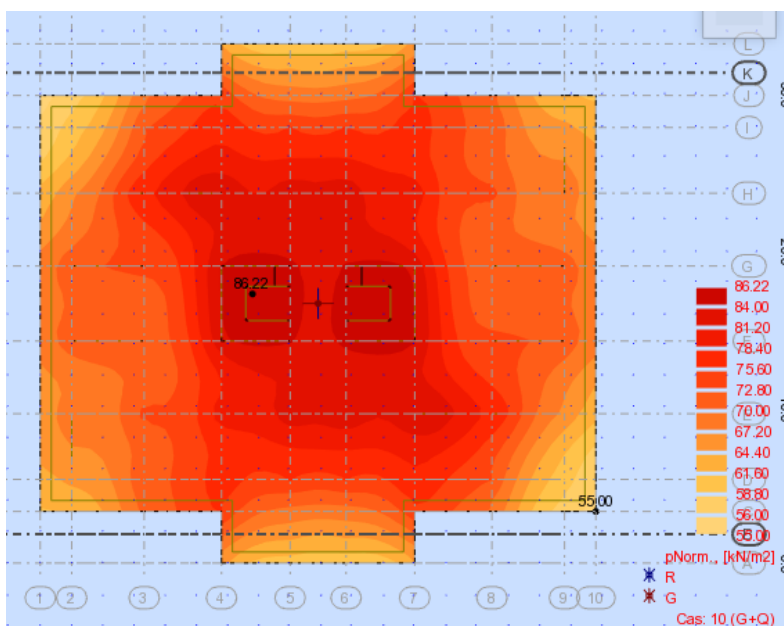


Figure VI.8. Distribution des contraintes à ELS

$\sigma_{\max} = 0.86 \text{ bar} < \sigma_{\text{sol}} = 3.5 \text{ bar} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

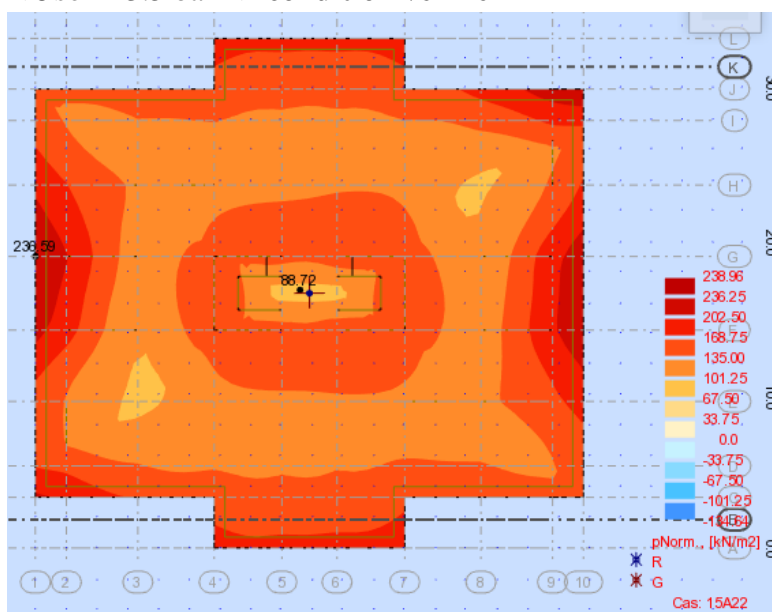


Figure VI.9. Distribution des contraintes à ACC

$\sigma_{\max} = 2.36 \text{ bar} < \sigma_{\text{sol u}} = 3.5 \times 1.5 = 5.25 \text{ bar} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

VI.8.4. Vérification de la contrainte de cisaillement :

On a: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times F_c 28}{\gamma b}, 4 \text{ MPa}\right) = 3 \text{ MPa}$

Les résultats de contrainte du cisaillement d'après logiciel ROBOT 2018

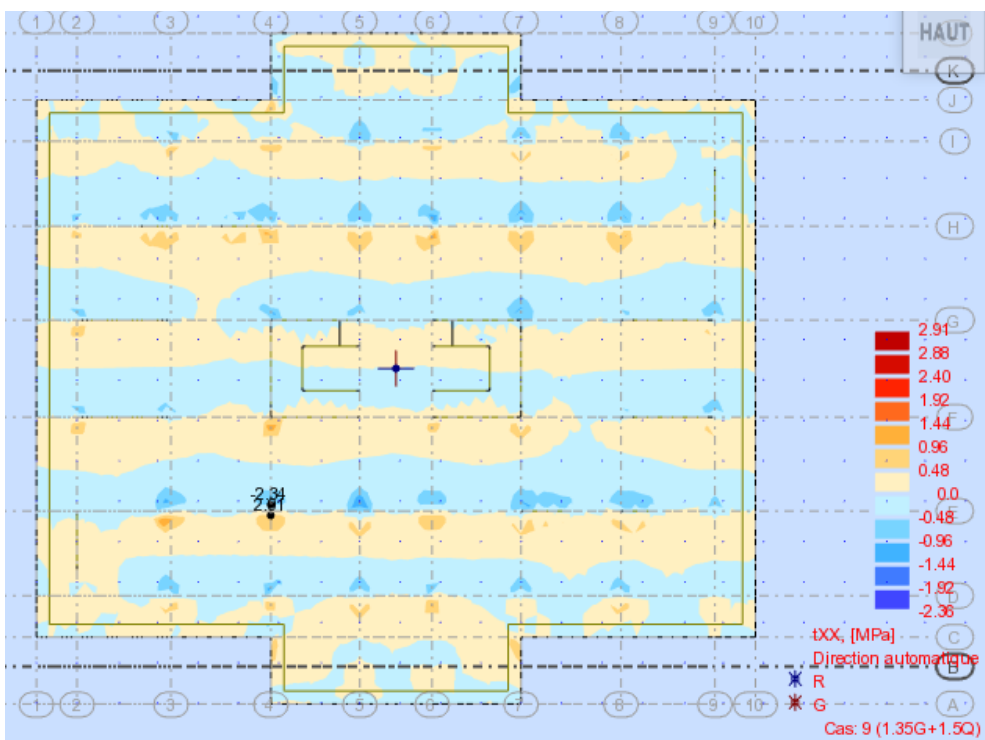


Figure VI.10.Distribution des contraint de cisaillement τ_{xx}

$\tau_u = 2.91\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3\text{MPa} \Rightarrow$ condition vérifier

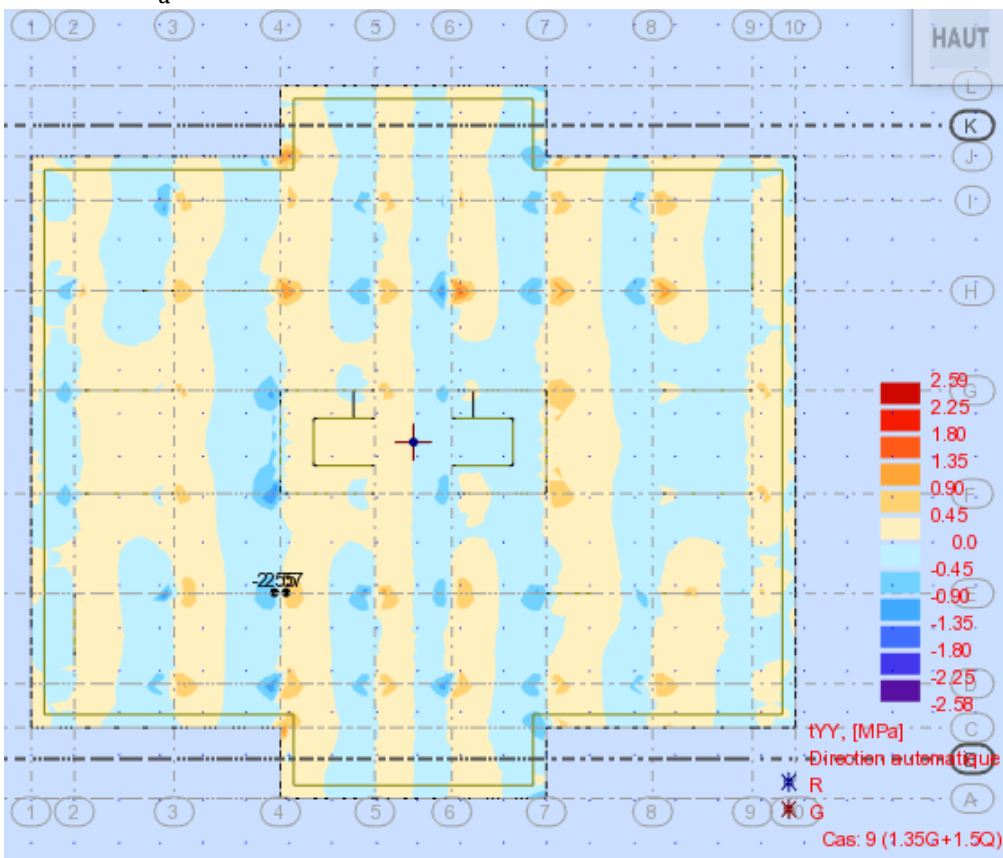


Figure VI.11.Distribution des contraint de cisaillement τ_{yy}

$\tau_u = 2.59\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3\text{MPa} \Rightarrow$ condition vérifier

VI.8.5.Vérification de la poussée hydrostatique

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq \gamma_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$$\gamma_e = 1,15 \text{ (coefficient de sécurité).}$$

H = 4.08m (hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$S_{rad} = 1196.73m^2$ (surface du radier).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/}$ (poids volumique de l'eau).

$$N = 70.77MN \geq \gamma_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w = 55.05MN \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc : la structure ne se soulève pas sous l'effet de la pression hydrostatique.

VI.8.6.Vérification de la stabilité du radier au renversement :

Selon (RPA99/version 2003/A10.1.5) quel que soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement, c-à-d. qu'on doit vérifier la condition suivante :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

e : L'excentricité de la résultante des charges verticale

M : Moment du renversement (du au séisme à la base).

N : La résultante des forces verticales.

B :longueur du bâtiment.

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul :

Sans	Moment a la base	N	$e = \frac{M}{N}$	$\frac{B}{4}$	$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$
X-X	538.48	2224.99	0.242	8.9	Condition vérifié
Y-Y	494.35	2224.99	0.222	8.3	Condition vérifié

Tableau.VI.5.vérification de la stabilité au renversement.

VI.8.7.Ferraillage du radier :

- En travée :

Dans le sens (x-x) :

En calcule le ferraillage par le robot expert

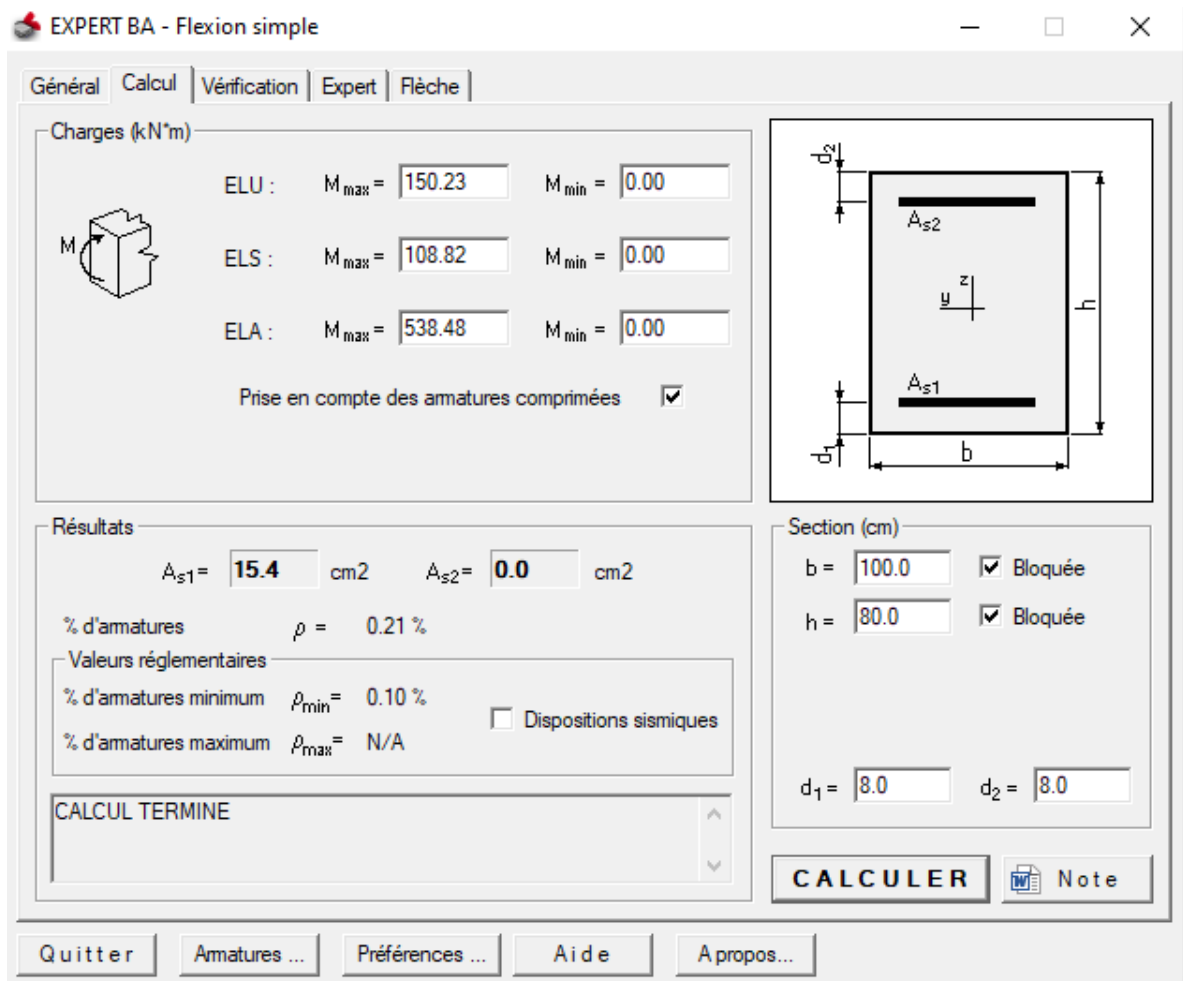


Figure VI .12. As cal en travée suivant Lx.

$$A_{st}=15.4cm^2$$

On adopted: **5HA20**= 15.71cm²

Dans le sens (y-y) :

En calcule le ferrailage par le robot expert

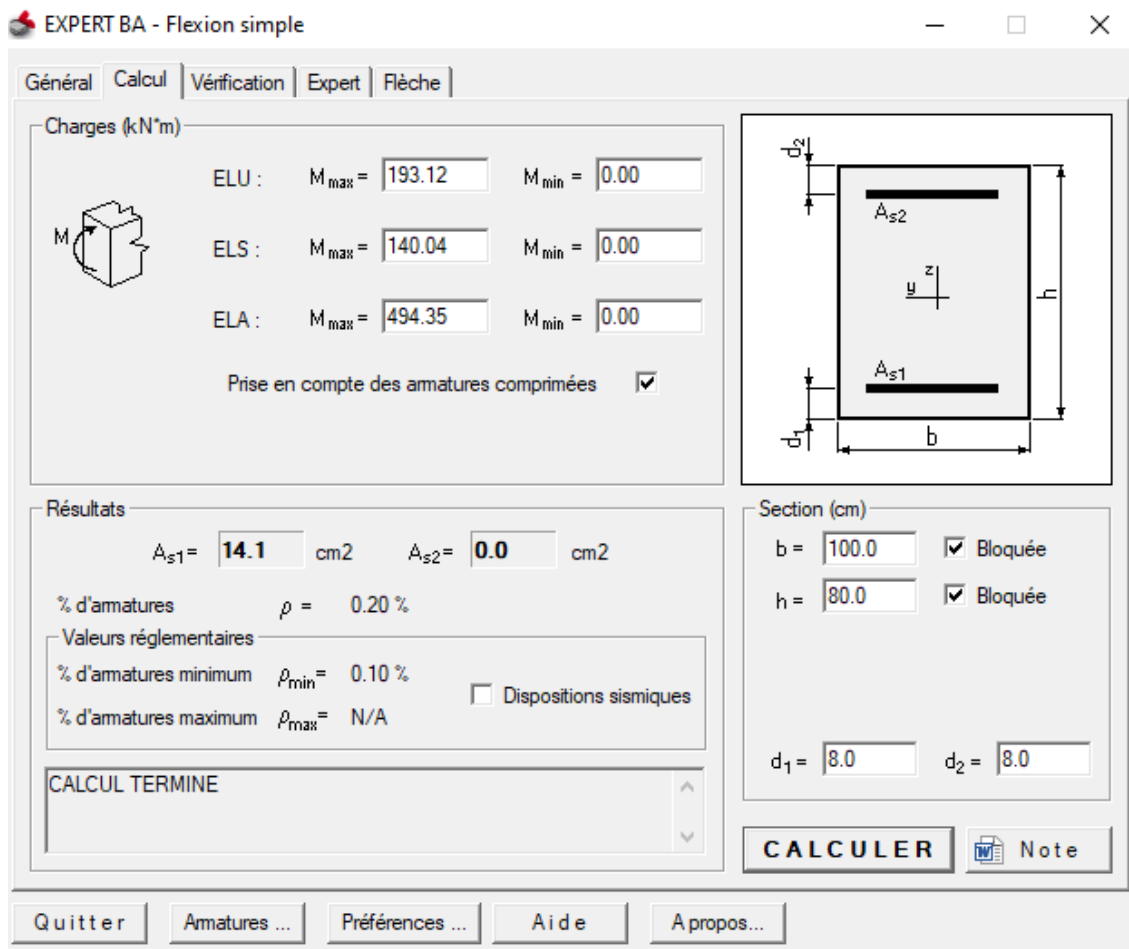


Figure VI .13. As cal en travée suivant Ly.

$$A_{st}=14.1\text{cm}^2$$

On adopté: **5HA20**= 15.71cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 10.488 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ cal}}=15.71+15.71=31.42 \text{ cm}^2 \text{ (cv)}$$

▪ Sur appuis :

Dans le sens (x-x) :

En calcule le ferrailage par le robot expert

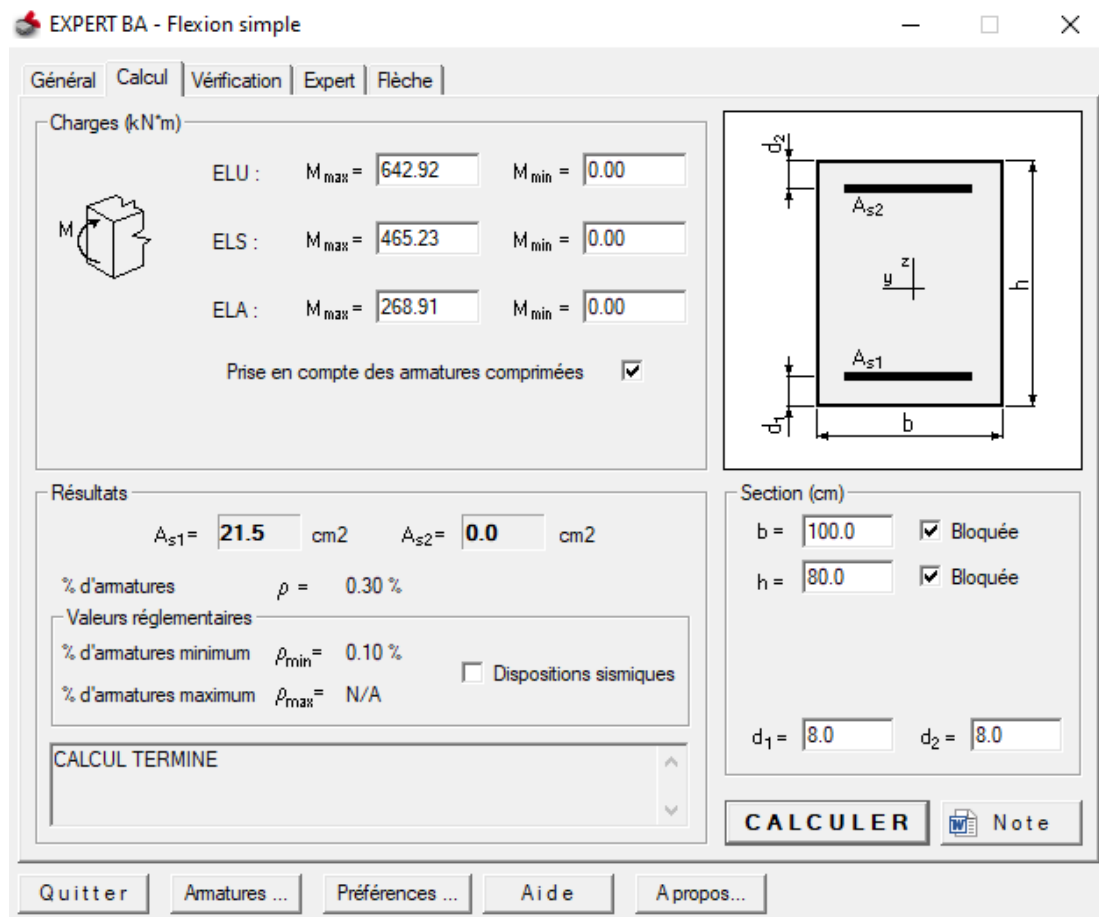


Figure VI.16. As cal sur appui suivant Lx.

$$A_{st}=21.5cm^2$$

On adopted: **7HA20**= 21.99cm²

Dans le sens (y-y) :

En calcule le ferrailage par le robot expert

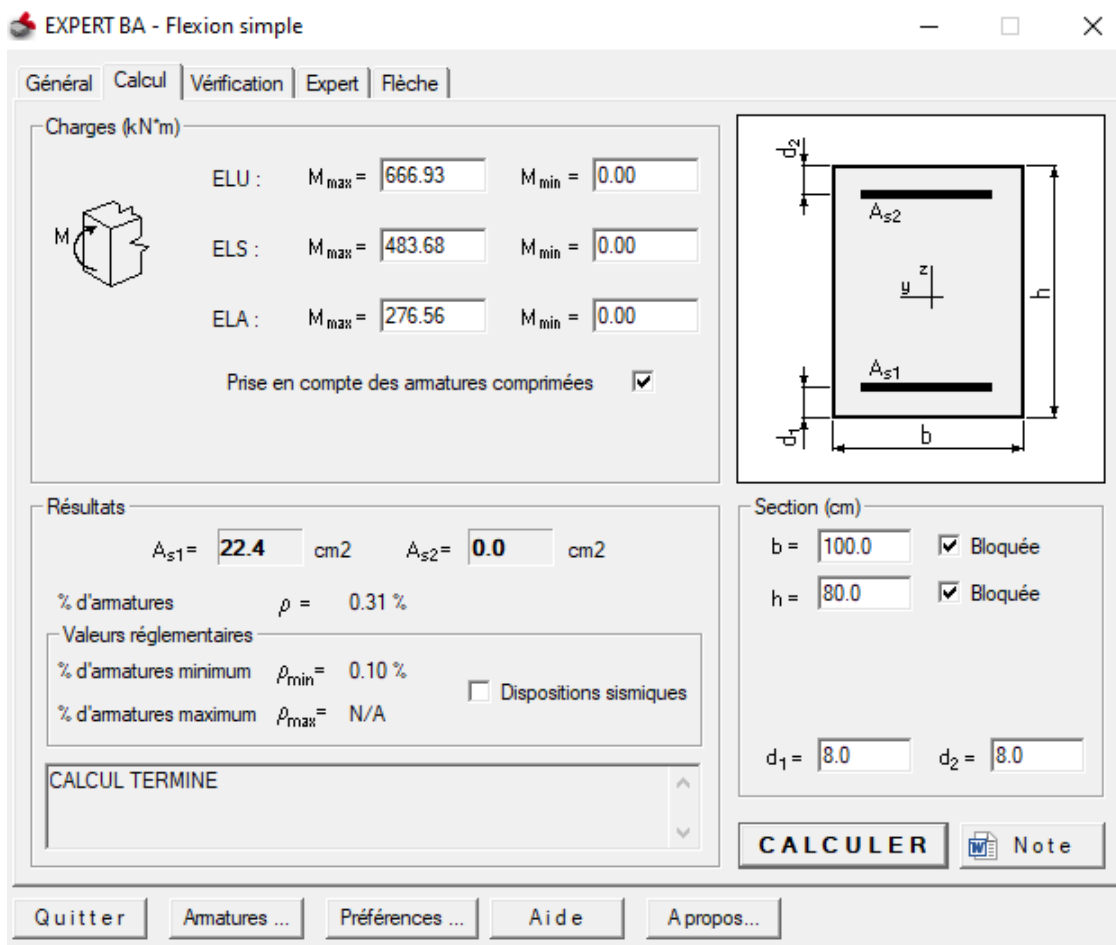


Figure VI.16. As cal sur appui suivant Ly.

$$A_{st} = 22.4 \text{ cm}^2$$

On adopte: **4HA20+5HA16** = 12.57 + 10.05 = 22.62 cm²

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 10.488 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ cal}} = 22.62 + 21.99 = 44.61 \text{ cm}^2 \text{ (cv)}$$

Espacement des armatures

Pour les deux sens : $St \leq \min (2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

	Localisation	$A_{calculé} (cm^2)$	Ferraillage	$A_{adopt} (cm^2)$	$S_t (cm)$
Sens XX	Appui	21.5	7HA20	21.99	25
	Travée	15.4	5HA20	15.71	20
Sens YY	Appui	22.4	4HA20+5HA16	22.62	25
	Travée	14.1	5HA20	15.71	20

Tableau VI .6. Ferraillage du radier.

VI.8.8. Schéma ferraillage de radier

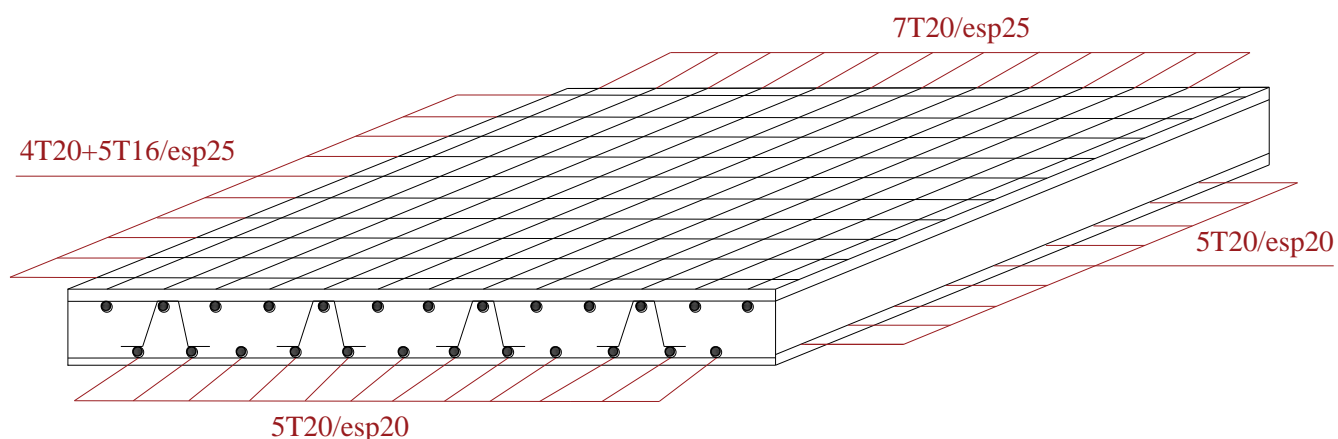


Figure .17. Schéma ferraillage de radier.

VI.9.Étude des longrines :

VI.9.1.Introduction:

Les longrines sont des éléments en béton armé tributaires au système de fondations, ils ont comme rôle principal l'assurance d'une liaison solide entre les différents points d'appuis d'un même bloc, formant ainsi un réseau bidirectionnel cohérent qui empêche toutes déformations relatives, horizontales ou verticales, entre les points d'appui du bloc.

VI.9.2.Dimensions du coffrage :

On va adopter comme dimensions de la section transversale des longrines les valeurs minimales prescrites par l'RPA99v2003 dans l'article [10.1.1] :

$$\begin{cases} (25 \times 30)cm \rightarrow \text{sites de catégorie } S_2 \text{ et } S_3 \\ (30 \times 30)cm \rightarrow \text{sites de catégorie } S_4 \end{cases}$$

Pour notre cas, on a un sol ferme, donc longrine aura comme section transversale (25x30)cm

VI.9.3.Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l’action d’une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN$$

N: égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d’appuis solidarisés,

α: Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, sa valeur est obtenue à partir du tableau 10.1 des règles RPA. Pour la zone IIa et le site de catégorie S2 il prend la valeur de 15.

$$F = \frac{2224.990}{12} = 185.41 \geq 20KN$$

$$F = \frac{1610.87}{12} = 134.24 \geq 20K$$

Cobinaisons	N_{max} (KN)	α	F (KN)
1.35 G+1.5Q	2224.990	12	185.41
G+Q	1610.87	12	134.24

TableauVI.7.Les sollicitations.

VI.9.4.Ferraillage longitudinal :

Puisque longrine est supposée soumise uniquement à la traction simple centré, la totalité de l’effort de traction est repris par les armatures qui subissent toutes la même contrainte à cause de la symétrie,

Condition de résistance à l’ELU :

$$A_s \geq \frac{N_u}{f_{su}} = \frac{0,18541}{348} = 5.33 \times 10^{-4}m^2 = 5.33cm^2$$

Condition de résistance à l’ELS :

$$A_s \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}}$$

Pour une fissuration préjudiciable, la contrainte admissible de l’acier vaux à partir **BAEL91(Art A.4.5.32)**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}, \max \langle 0.5f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \rangle \right\} = \min \{ 266.67, \max \langle 200, 201.63 \rangle \} = 201.63 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_s \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}} = \frac{0,13424}{201,63} = 6.66 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité :

La quantité minimale d'acier recommandée par le règlement BAEL91V99, pour une section de béton donnée B, doit être telle que :

$$A_s \geq \frac{Bf_{tj}}{f_e} = \frac{30 \times 25 \times 2.1}{400} = 3.94 \text{ cm}^2$$

Ferraillage minimal de l'RPA99v2003 :

Le ferraillage minimum doit être de 0.6% de la section du béton, soit :

$$A_s \geq 0.6\%B = 0.006 \times 30 \times 25 = 4.5 \text{ cm}^2$$

Finalement, l'acier adopté doit vérifier les quatre conditions simultanément, c'est-à-dire :

$$A_s \geq \{ A_s^u, A_s^{ser}, A_{smin}^{RPA}, A_{smin}^{BAEL} \} = \max \{ 5.33; 6.66; 3,94; 4,5 \} = 6.66 \text{ cm}^2$$

On adopte **3T12+3T12** avec : $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$

Ferraillage transversal :

Pour l'acier transversal, on va adopter des cadres de 8 mm, avec un espacement de :

$$S_t \leq \min \{ 20 \text{ cm}, 15\phi_1 \} = \min \{ 20, 12 \} = 12 \text{ cm}$$

Donc, on prend : $S_t = 12 \text{ cm}$

VI.9.5. Schéma de Ferrailage :

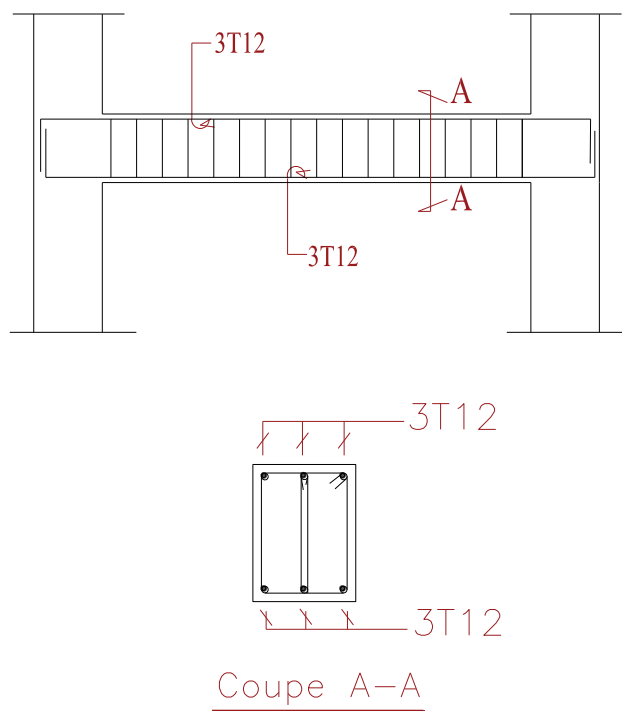


Figure VI.18. Ferrailage de longrine.

VI.10. Étude voile périphérique :

VI.10.1. Introduction :

Le voile périphérique assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet de remplir les fonctions suivantes :

- ✓ Limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations.
- ✓ Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

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 : épaisseur $e \geq 20\text{cm}$.
- ✓ 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 voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- ✓ La longueur de recouvrement est de 50ϕ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles

Dimensionnement des voiles :

hauteur $h = 4.08\text{ m}$ longueur $L = 4.65\text{ m}$ épaisseur $e = 20\text{ cm}$

Caractéristiques du sol :

- poids spécifique : $\gamma = 20\text{ KN/m}^3$
- la cohésion : $C = 0\text{ bar}$
- angle de frottement : $\varphi = 23^\circ$

VI.10.3. Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

- ✓ Poussée des terres :

ELU : $q_u = \gamma \times h \times \tan^2(\pi/4 - \varphi/2) \times 1.35 = 20 \times 4.08 \times \tan^2(180/4 - 23/2) \times 1.35 = 48.26\text{ KN/m}$

ELS : $q_{ser} = \gamma \times h \times \tan^2(\pi/4 - \varphi/2) = 20 \times 4.08 \times \tan^2(180/4 - 23/2) = 35.74\text{ KN/m}$

VI.10.4. Ferrailage du voile périphérique

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable, dont les caractéristiques

sont : $\begin{cases} L_x = 4.08\text{m} \\ L_y = 4.65\text{m} \end{cases}$ et $\begin{cases} b = 1\text{ml} \\ e = 20\text{cm} \end{cases}$

$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.08}{4.65} = 0.87 > 0,4 \Rightarrow$ le voile porte dans les deux sens.

Calcul des moments

$M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2 ; M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.87 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = \frac{1}{8(1 + 2.4\alpha^3)} = 0.048 \\ \mu_y = \alpha^2[1 - 0.95(1 - \alpha)^2] = 0.74 \end{cases}$

En travée : $M_{ix} = 0,85 M_{0x}$ et $M_{iy} = 0,85 M_{0y}$

Sur appui : $M_{ax} = -0,40 M_{0x}$ et $M_{ay} = -0,40 M_{0y}$

Panneau le plus sollicité		ELU	ELS
Moments Isostatiques	M_{0x} (kN. m)	38.56	28.55
	M_{0y} (kN. m)	35.71	26.45
Moments en travée	M_{lx} (kN. m)	32.78	24.27
	M_{ly} (kN. m)	30.35	22.48
Moments sur appui	M_{ax} (kN. m)	-15.42	-11.42
	M_{ay} (kN. m)	-14.28	-10.58

Tableau VI .9. Moments fléchissant du voile périphérique.

Le ferrailage se fait pour une section de $(b \times e) m^2$

$$\mu_{bc} = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; A = \frac{M}{Z \times f_s} \text{ avec : } Z = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bc})$$

Avec : $A_{min} = 0.1\% \times b \times h = 0.1\% \times 100 \times 20 = 2.00 \text{ cm}^2$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Localisation	M(KN.m)	μ_{bc}	Z(cm)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adept}(\text{cm}^2)$
Travée	XX	32.78	16.19	5.82	2	5HA14=7.70
	YY	30.35	16.24	5.37	2	4HA14=6.16
Appui	XX	-15.42	16.62	2.67	2	5HA14=7.70
	YY	-14.28	16.64	2.47	2	4HA14=6.16

Tableau VI .10. Ferrailage des voiles périphérique.

Espacements

$$\left. \begin{aligned} \text{sens XX: } St &\leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow St = 20\text{cm} \\ \text{sens YY: } St &\leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow St = 25\text{cm} \end{aligned} \right\}$$

Calcul des efforts tranchants

$$V_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{48.26 \times 4.08}{2} \times \frac{4.65^4}{4.65^4 + 4.08^4} = 61.81\text{KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{35.74 \times 4.65}{2} \times \frac{4.08^4}{4.65^4 + 4.08^4} = 30.92\text{KN}$$

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \\ \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{F_{t28}}{\gamma_b} = 1.27 \text{MPa} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{37.15 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.36 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.27 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

VI.10.5. Schéma de ferrailage du voile périphérique

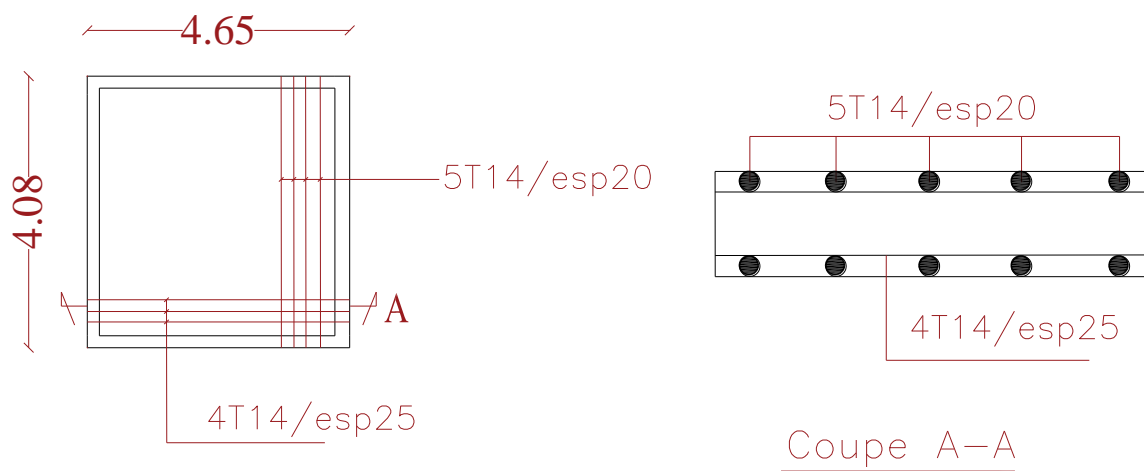


Figure .18. Schème de ferrailage du voile périphérique.

VI.11.Conclusion :

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (cout relatif des différentes solutions possibles).

Conclusion général :

L'étude de ce projet est notre première véritable épreuve avant d'entrer dans la vie active, elle nous a permis d'approfondir nos connaissances des problèmes de conception et d'étude des ouvrages en béton armé.

Nous avons pris conscience du grand développement du génie civil à tous les niveaux, en particulier dans le domaine des technologies de l'information (logiciels de calcul), parmi lesquels nous citons l'exemple d'AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2018, avec lequel nous avons appris à travailler et à utiliser au cours de la mise en œuvre de ce projet ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment. Cela se fait par la lecture de diverses références bibliographiques.

Nous avons réalisé ce projet sur la base de trois critères, à savoir la résistance des éléments porteurs du bâtiment, la stabilité de sa forme face aux différentes menaces pour assurer la sécurité et l'adaptation des usagers et la norme économique. Après étude de ce projet, il a été constaté que :

- Renforts : il a été observé que de nombreux éléments structuraux sont peu renforcés suggérés par RPA99 v 2003.
- Armatures excédentaires nous avons dû augmenter la section de béton, sans nous référer aux dimensions précédentes.

L'importance de la qualité des voiles qui seront posées sur la couque a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière face au séisme.

Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode simplifiée, basée sur les contraintes. Utilisation de l'interface graphique (d'AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2018).

Visualiser la nature et la sévérité des limitations a été utile dans notre cas.

En fin de compte, nous espérons que cet humble acte apportera plus à notre département et sera utilisé dans les futures mises à niveau.

Bibliographie :

Dans le cadre l'élaboration de projet fin d'étude, les documents suivants m'ont été d'une aide :

- Les Règlements :
 - Règlement parasismique algérienne (RPA 99 V 2003)
 - Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL 91 modifiée 99)
 - Règles de conception et de calcul des structures en béton armé. (CBA93), Edition CGS, Décembre 1993.
 - Document Technique Réglementaire Charges Et Surcharges. DTR (BC2.2) Edition CGS, Octobre 1988.
- Les Logiciels :
 - Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018.
 - AutoCAD 2021 – English .
 - Robot expert 2010.

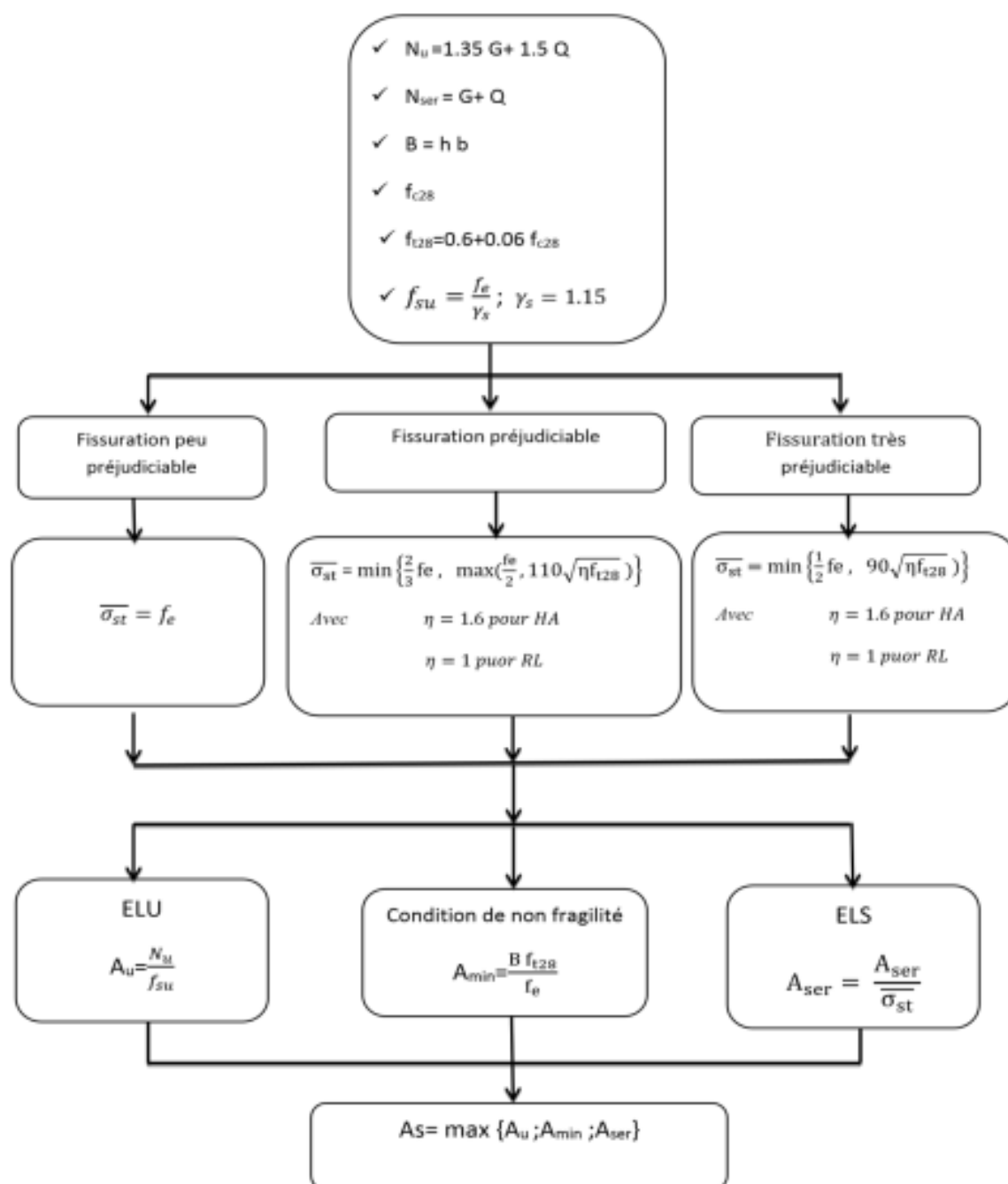
Annexes

Sections réelles d'armatures : section en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en mm

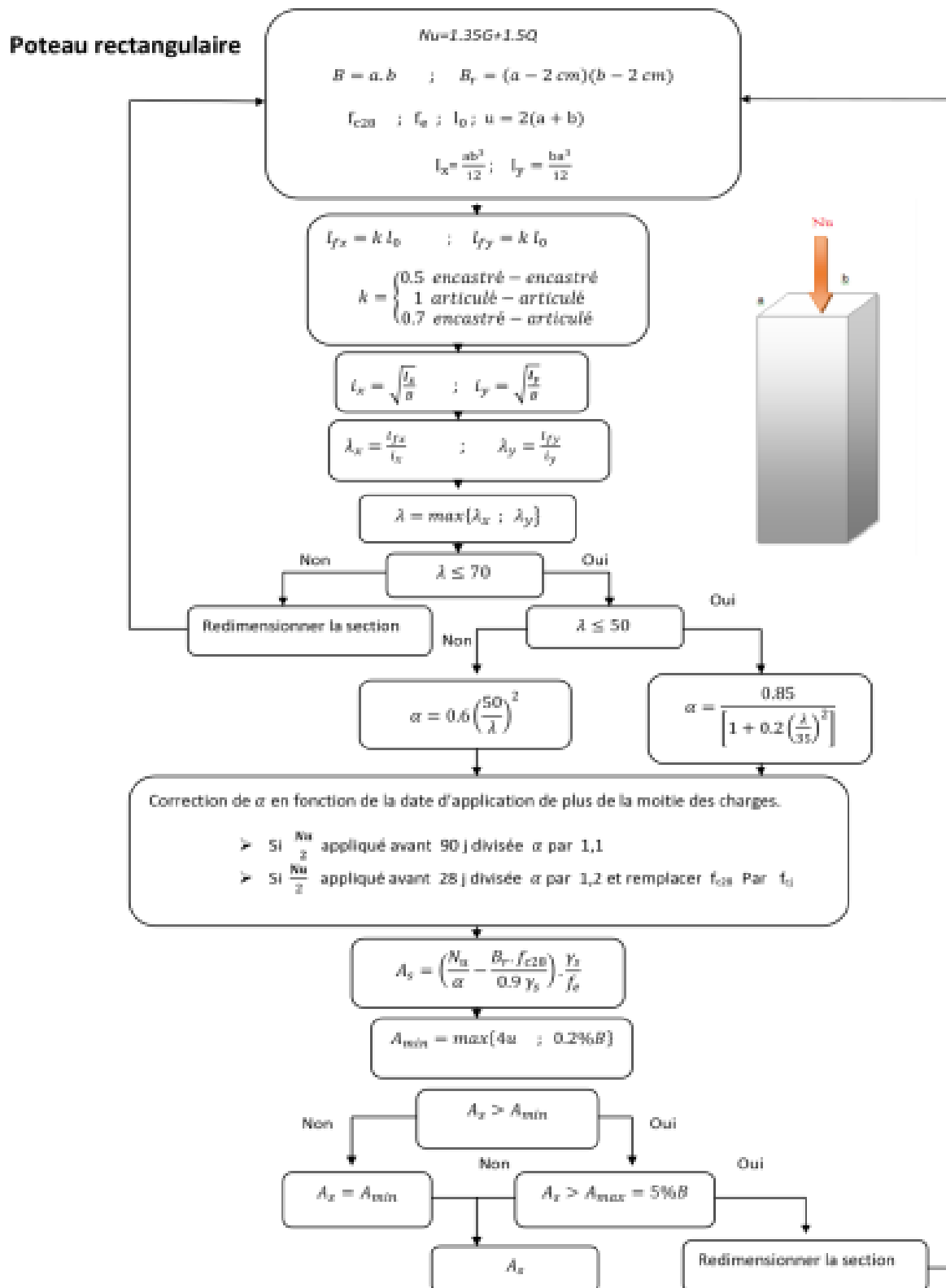
Tableau des Armatures
(en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

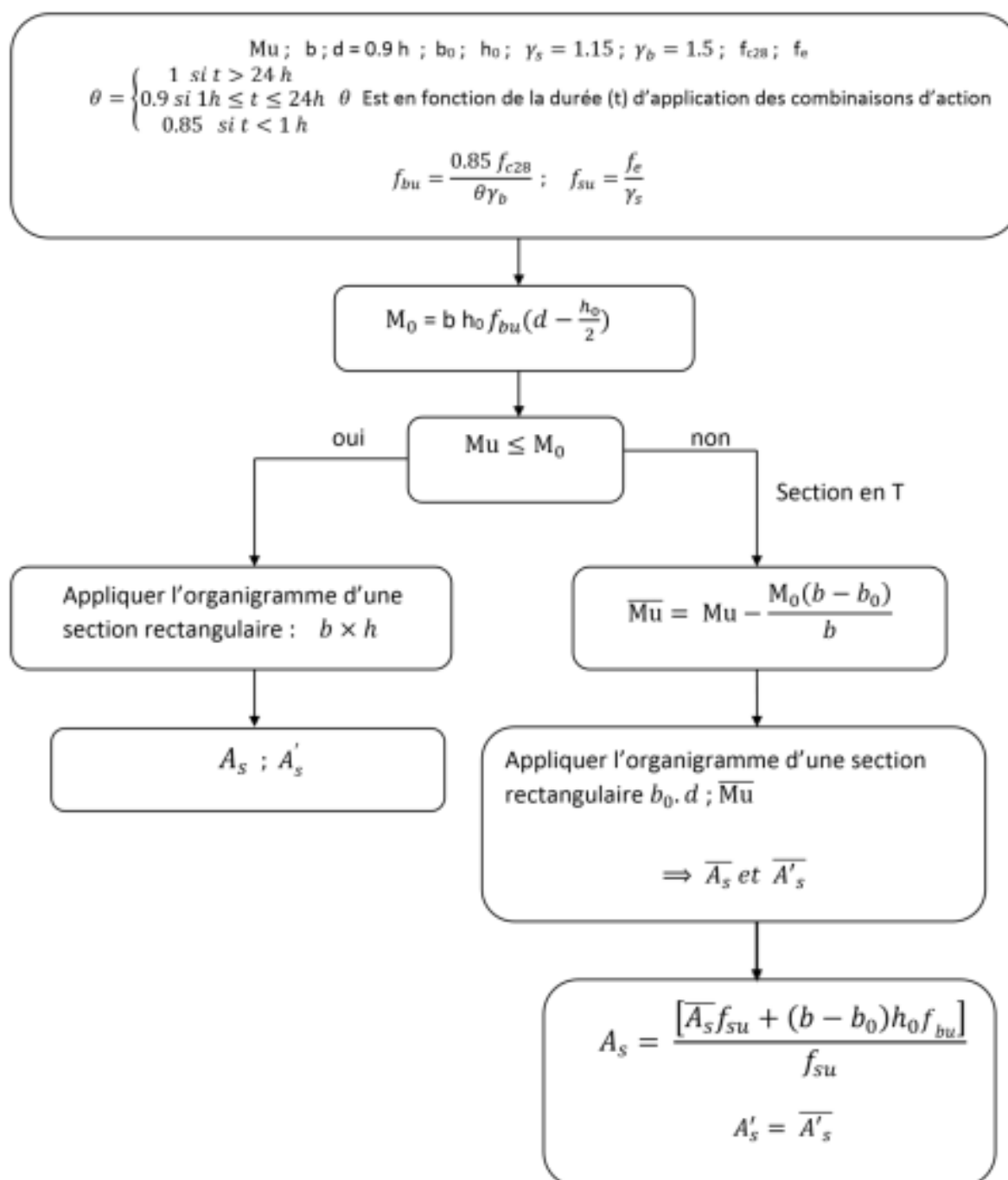
TRACTION SIMPLE-LE TIRANT.



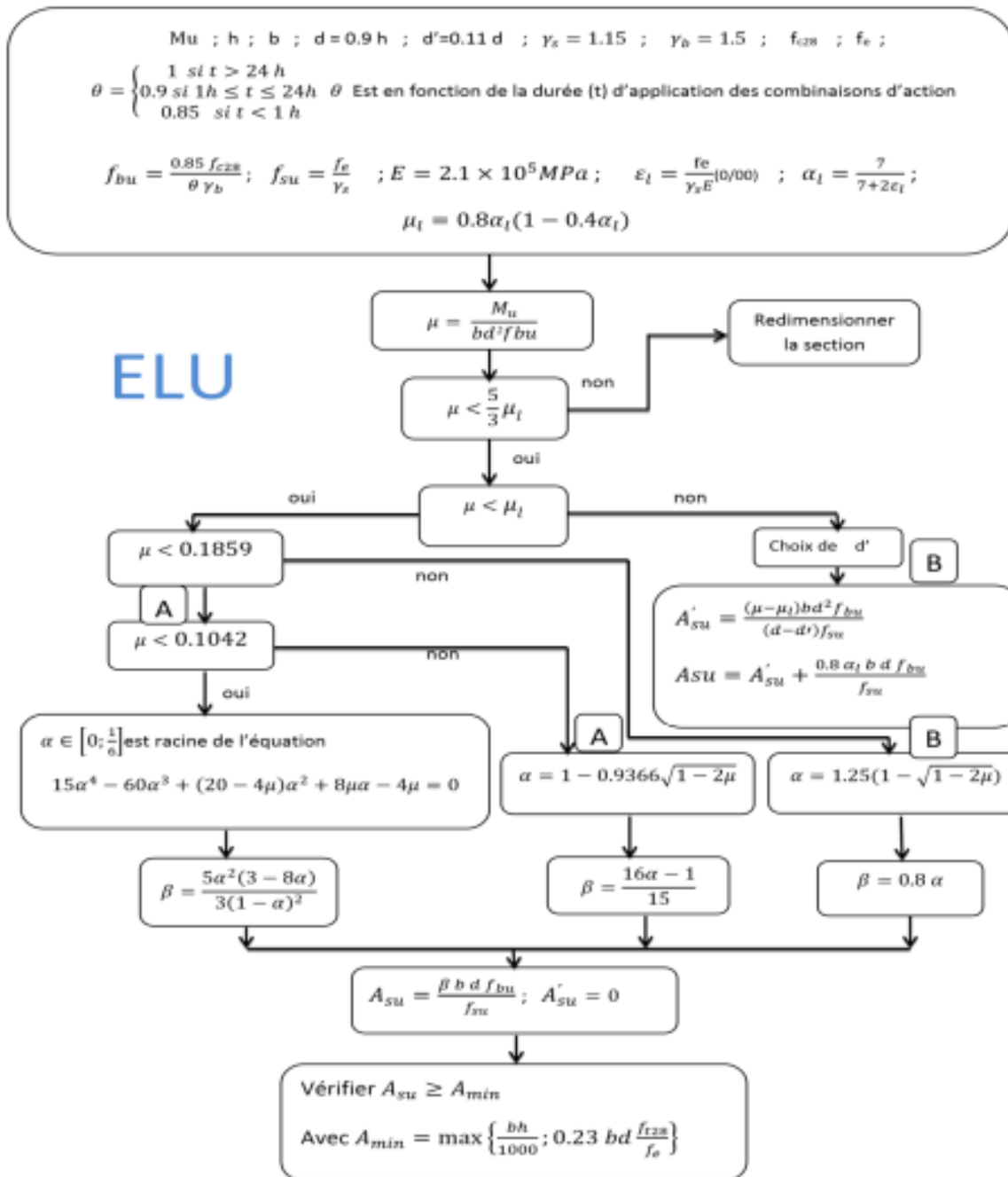
COMPRESSION SIMPLE.



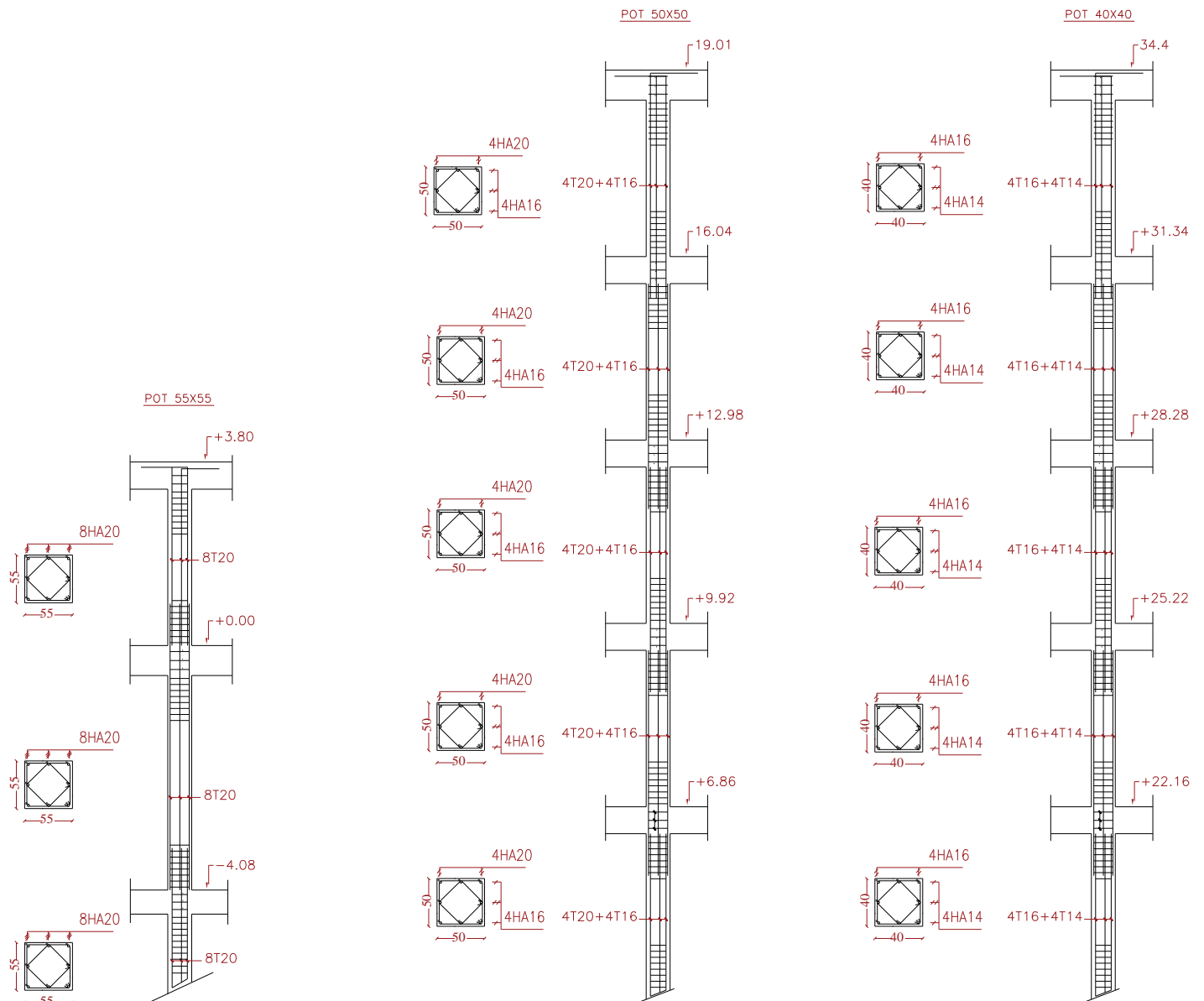
SECTION EN TÉ A L'ELU EN FLEXION SIMPLE.



SECTION RECTANGULE A L'ELU EN FLEXION SIMPLE.

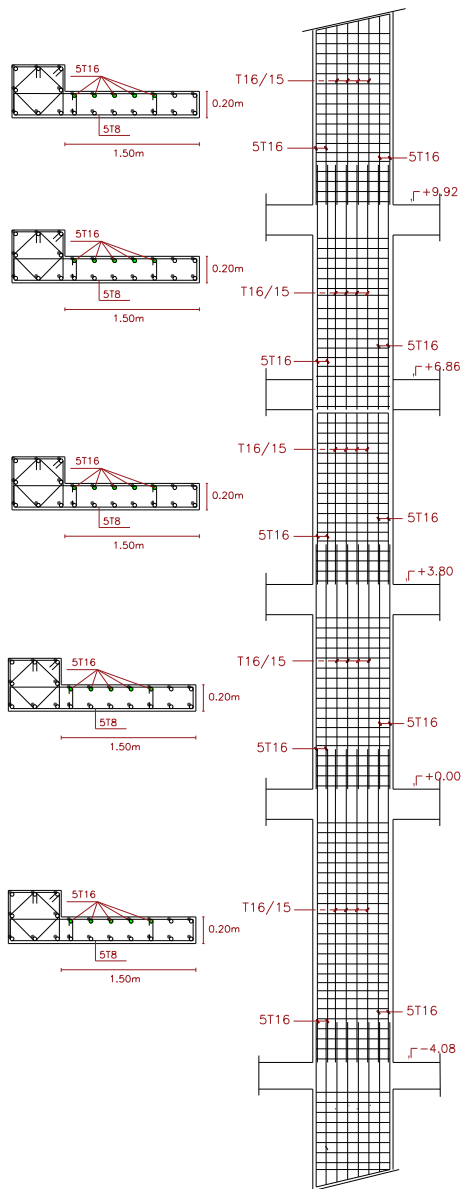


ferrailage des poteaux

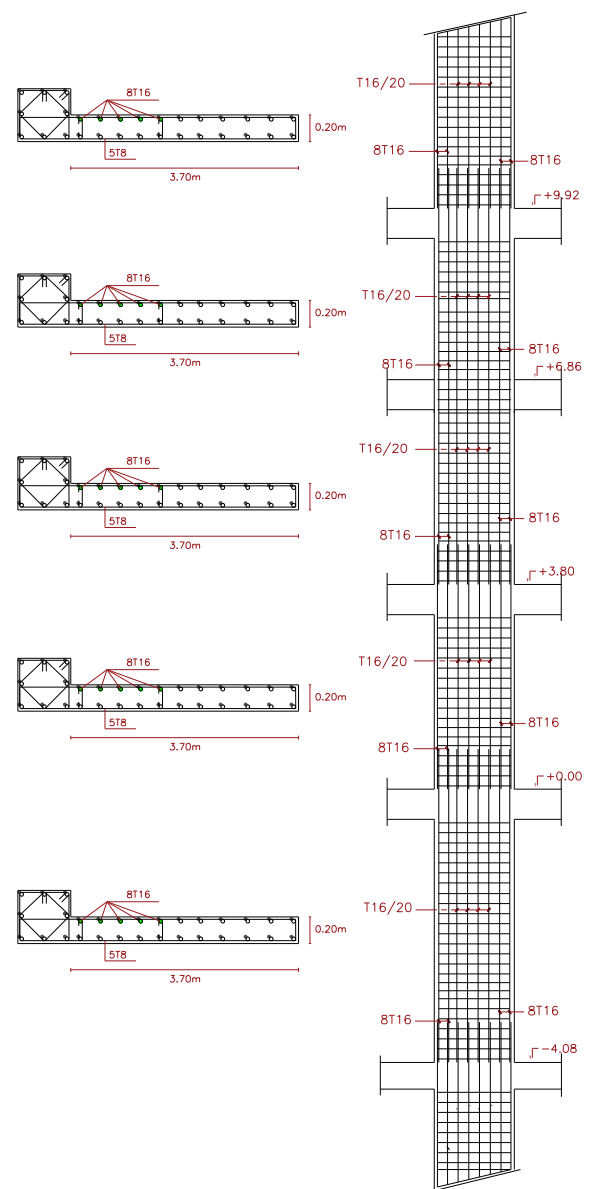


ferrailage des voiles

FERRAILAGE VOILE: X-X (150x20)

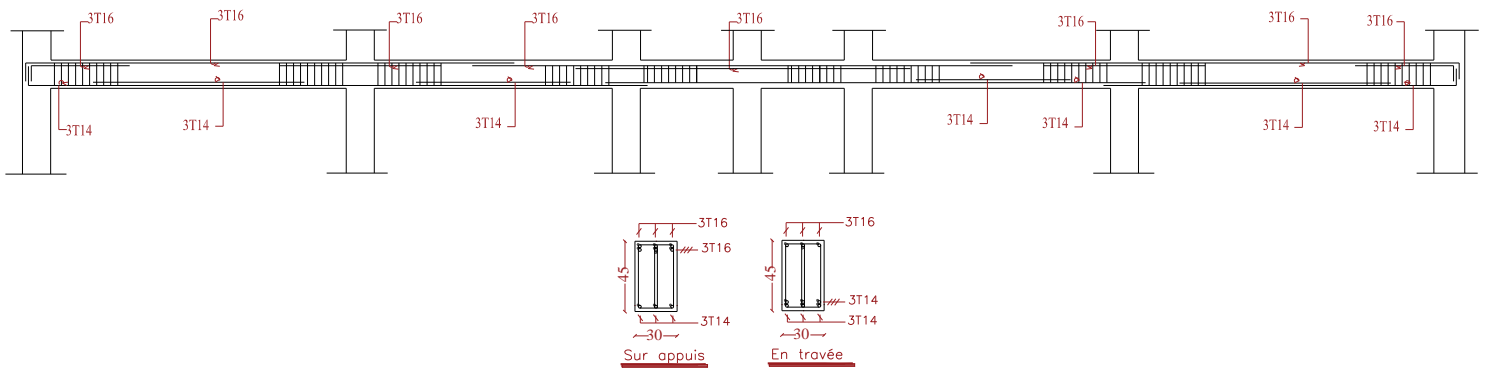


FERRAILAGE VOILE: Y-Y (370x20)

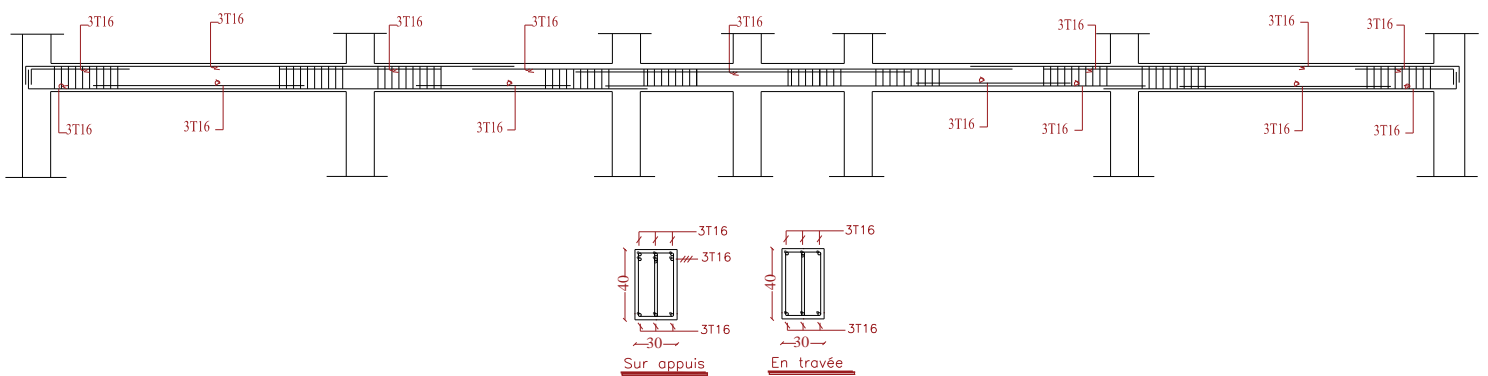


ferrailage des poutres

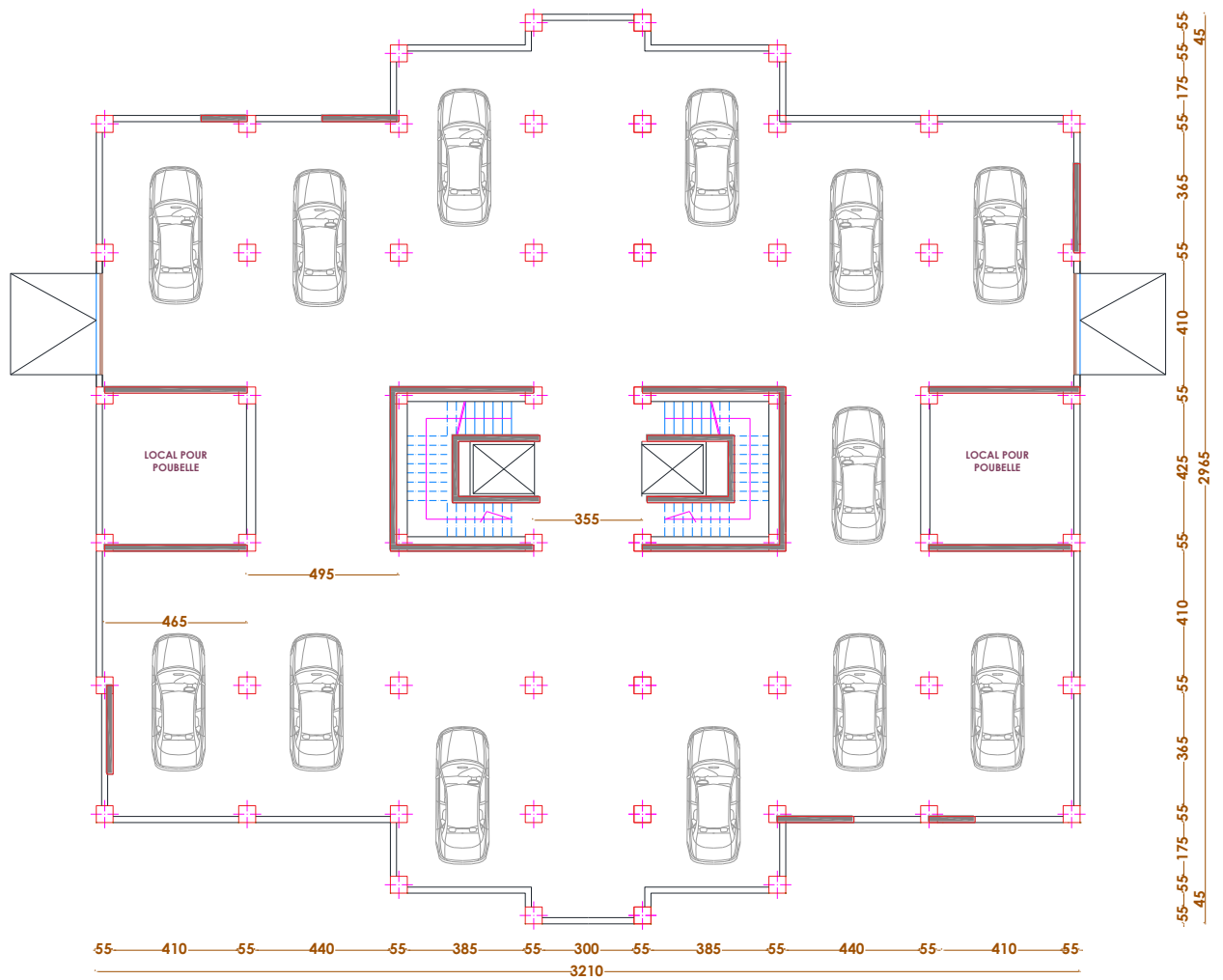
POUTRES PRINCIPALES



POUTRES SECONDERES

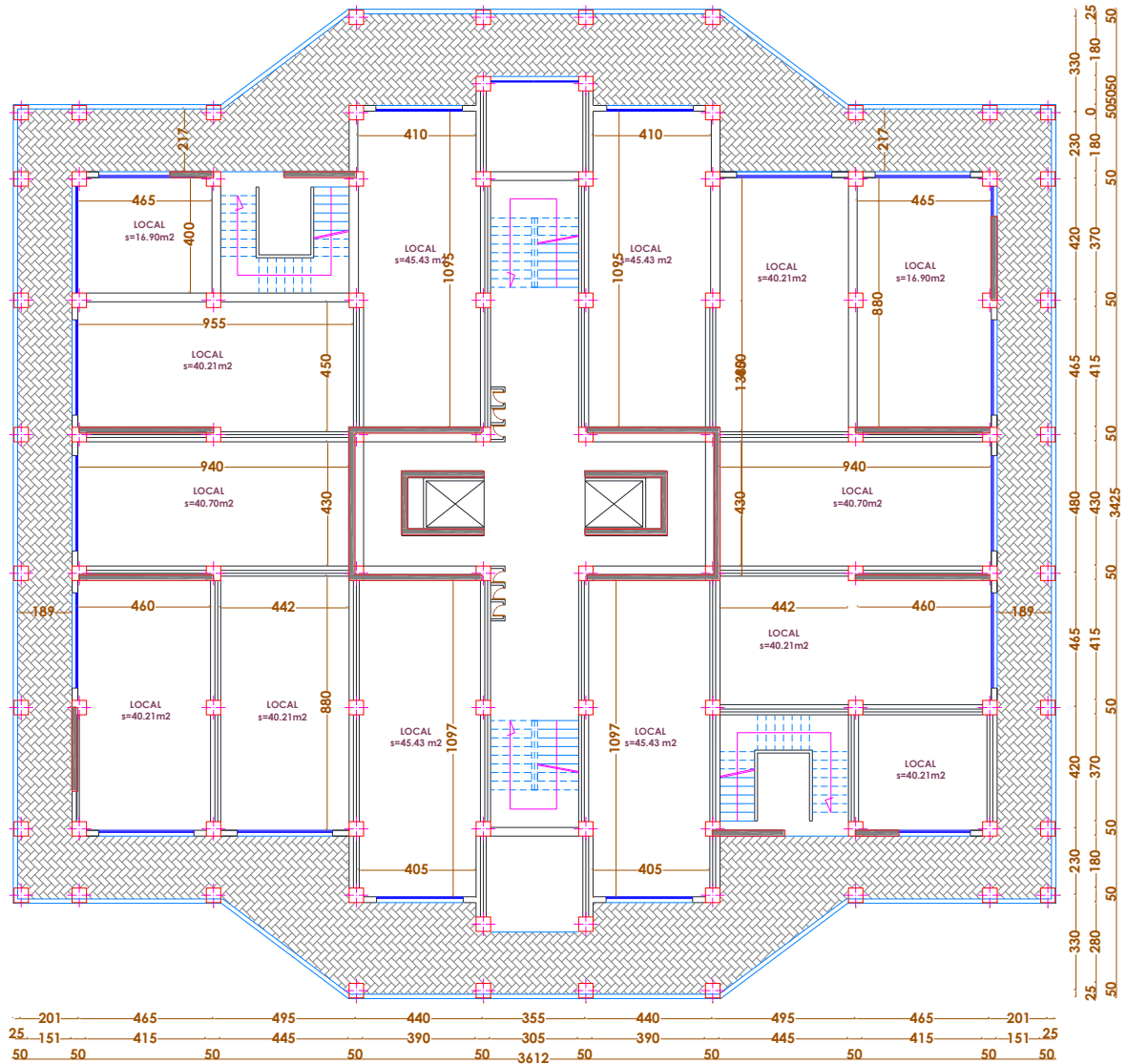


Plans
Architecturaux



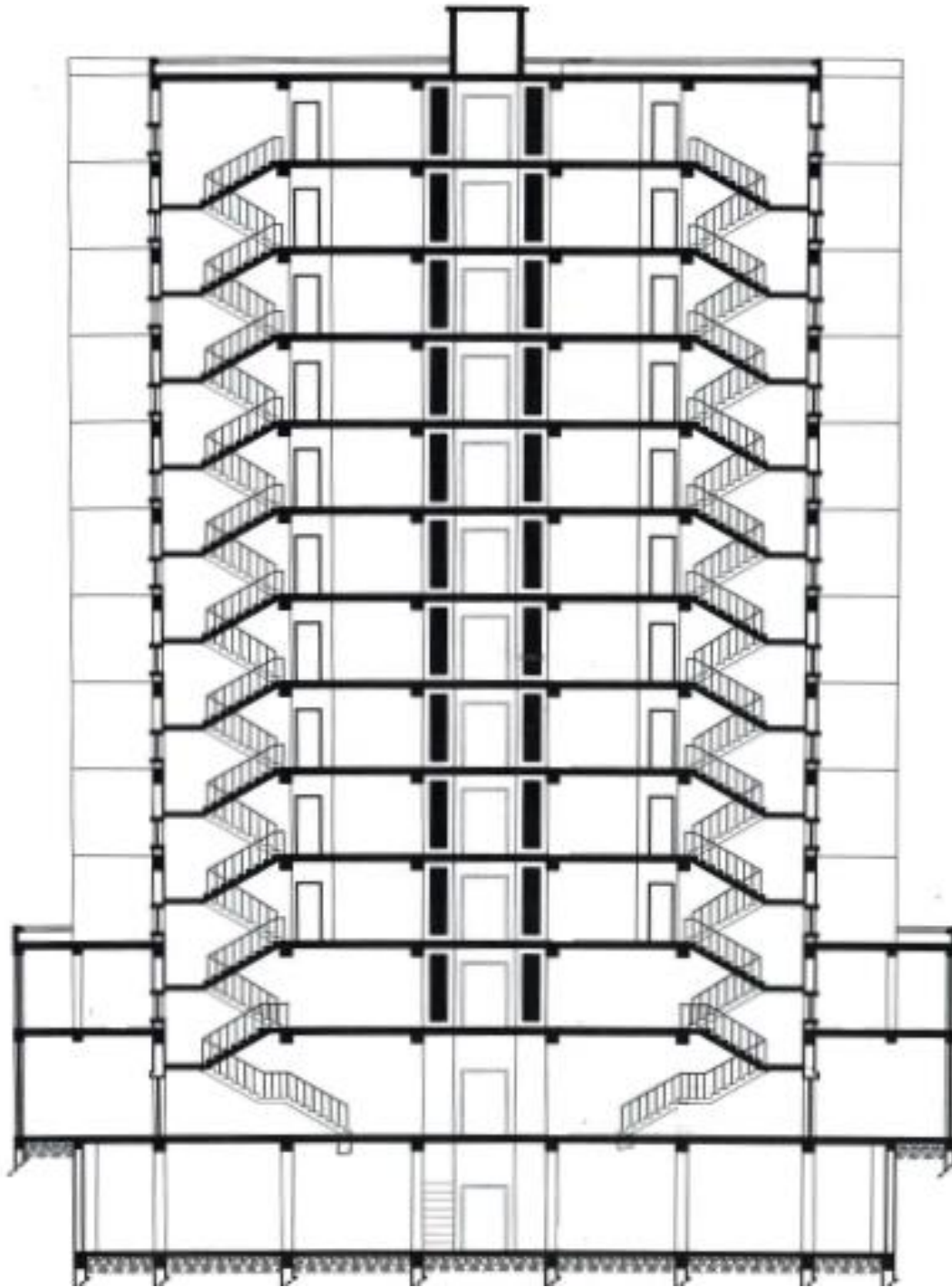
PLAN SOUS SOL

PLAN SOUS-SOL



PLAN DU 1er ETAGE

PLAN DU 1^{er} ETAGE



COUPE A-A

RAPPORT DE SOL

- A cette profondeur d'ancrage, le sol support s'agit d'encroutement renfermant des blocs de calcaires lacustres, qui pourra travailler aisément avec une contrainte admissible $Q_{adm}=3,5$ bars.
- Le sol est d'une agressivité faible, par conséquent l'utilisation du ciment ordinaire suffit pour la confection du béton des fondations.
- La présence de calcaire lacustre blanchâtre nécessitent l'utilisation brise roche pour réaliser les travaux de terrassements.

LE DIRECTEUR