

République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université de Djilali Bounaama Khemis Miliana



Faculté des sciences et de la technologie

Département de la technologie

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Etude de la stabilité d'un bâtiment en béton armé en R+9+(S-Sol)

Présenté par :

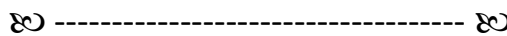
GARAH Soumia

KECHIDI Fatiha

Encadré par :

Dr TOUHARI Mahfoud

Année Universitaire 2018-2019



ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لانجاز هيكل عمارة سكنية ذات (طابق أرضي + 9 طوابق + طابق سفلي) الواقعة في مدينة عين تموشنت المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم **IIa**. قياس وتسليح العناصر الهيكلية صمم طبقا للمعايير المعمول بها في الجزائر سنة 99 نسخة معدلة سنة 2003. قمنا بالدراسة الديناميكية ذات ثلاثة أبعاد بواسطة **ETABS**. تم تصميم أرضية طوابق العمارة بأرضية غير مشوهة القياسات. تقوية البنية بواسطة جدران خرسانية مسلحة كان ضروريا بما أن التحرك الجانبي لما بين الطوابق فاق القيم المقبولة. تسليح العناصر الهيكلية (الأعمدة والعارضات) تم بواسطة **SOCOTEC**. أما الجدران الخرسانية المسلحة والعناصر الغير الهيكلية.

الكلمات المفتاحية: خرسانية, تعزيز, الحساب, ديناميكية, قاعدة اساسية

Résumé

Le présent mémoire étudie une structure d'un bâtiment d'habitation en (Rez-de-chaussée+9 étages+S/sol) situé AIN TEMOUCHENT. Qui est classée en zone sismique IIa. Le pré dimensionnement des éléments structuraux a été fait conformément au **BAEL91 Modifié 99** et le **RPA99 version2003**. L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul **ETABS**. Les planchers du bâtiment ont été modélisés par des diaphragmes (indéformables dans leur plan). Le renforcement de la structure par le rajout de voiles de contreventement, a été nécessaire vu que les déplacements latéraux inter-étages de la structure pré dimensionnée dépassent les valeurs admissibles. Le ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage **SOCOTEC**, alors que celui des éléments non structuraux a été fait manuellement. La fondation du bâtiment est composée d'un radier général.

Mots clés : béton , ferrailage ,calcul , dynamique ,fondation

Abstract

This project presents a stability study of a structure consisting of a basement, ground floor and nine floor G + 9 + SS, in the state of AIN TEMOUCHENT . This zone was classified in seismic zone IIa according to the Algerian seismic rules to **RPA99 2003** standard. The study of dynamic behavior under the influence of seismic activity was carried out using the **ETABS** program. Indeed, to ensure a good dynamic behavior of a building, the good behavior of reinforced walls is more important than the number of walls. The support elements (columns, beams, sails) were implemented by the **SOCOTEC** reinforcement program and the secondary elements were manufactured manually. As long as the jogging soles do not check the stability of the building, it is chosen as the general rule.

Key words: concrete , reinforcement , calculation , dynamic ,foundation

Remerciement

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde et nos vifs remerciements :

Avant Tout, nous remercions ALLAH pour nous avoir donné la force et la patience, le courage pour mener à terme ce travail.

- ☞ A notre promoteur Dr. TOUHARI MAHFOUDH, pour Sa disponibilité et l'aide précieuse qu'il nous à offert pour élaboration de ce modeste travail, nous étions vraiment très ravis de travailler avec lui.*
- ☞ A tous les enseignants de département de génie civil.*
- ☞ Aux membres du jury, pour avoir accepté de juger notre travail.*
- ☞ BET ;ARCHI-RECH*

Les remerciements seraient incomplet sans ceux, adressée à tous ceux et celle de près ou de loin ont apporté aide et encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.



Dédicace

*Tout D'abord je remercie mon dieu qui m'a donné le courage
pour arriver à ce stade de fin d'études*

Je dédie ce modeste travail à :

*Ma chère mère qui me guidait durant les moments les plus
pénibles de ce long chemin, et sacrifié toute sa vie afin de me voir
devenir ce que*

Je suis

*Ma sœur Meriem qui était à mes cotés et ma soutenu durant
Toute ma vie*

Mon oncle DJILALI et ma tante fatma

*Toute ma famille «GARAH, BEN ZINA, KHALLADI et
SOUDAKI »*

*Mes fidèles amis qui représentent pour moi une vraie
famille.*

KECHIDI FATIHA.

Mon encadreur : Dr ;TOUHARI /M

Et a tous mes enseignants de Génie civil

A toute la promotion 2018/2019

"رحم الله أحببا لنا تحت الثرى" Mon père

GARAH SOUMIA.



Dédicace

*Tout D'abord je remercie mon dieu qui m'a donné le courage
pour arriver à ce stade de fin d'études
Je dédie ce modeste travail à :*

*Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les
plus pénibles de ce long chemin, Mon père qui a sacrifié toute sa vie
afin de me voir devenir ce que je suis*

*Mes sœurs Saida, Hafidha et Hayet et mes très chers frères
A Mon mari Abd-el-Rahman et Toute ma famille «Kechidi,Bezine,
Nadjar »*

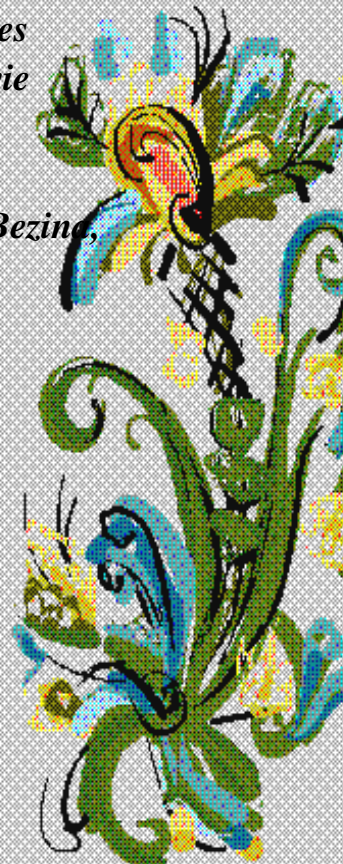
*Mes fidèles amis qui représentent pour moi une vraie
famille.*

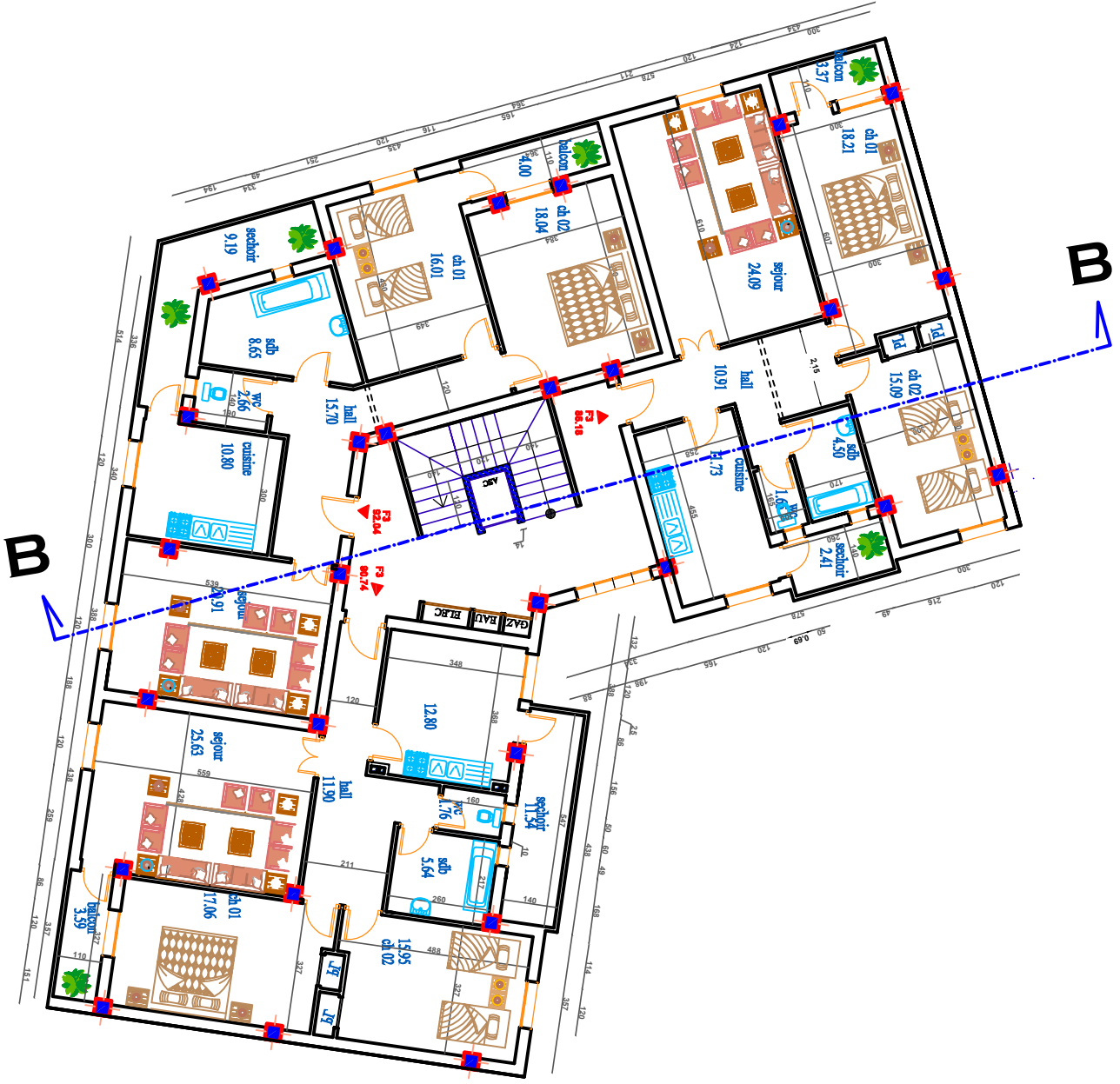
GARAH SOUMIA.

Mon encadreur : Dr ;TOUHARI /M

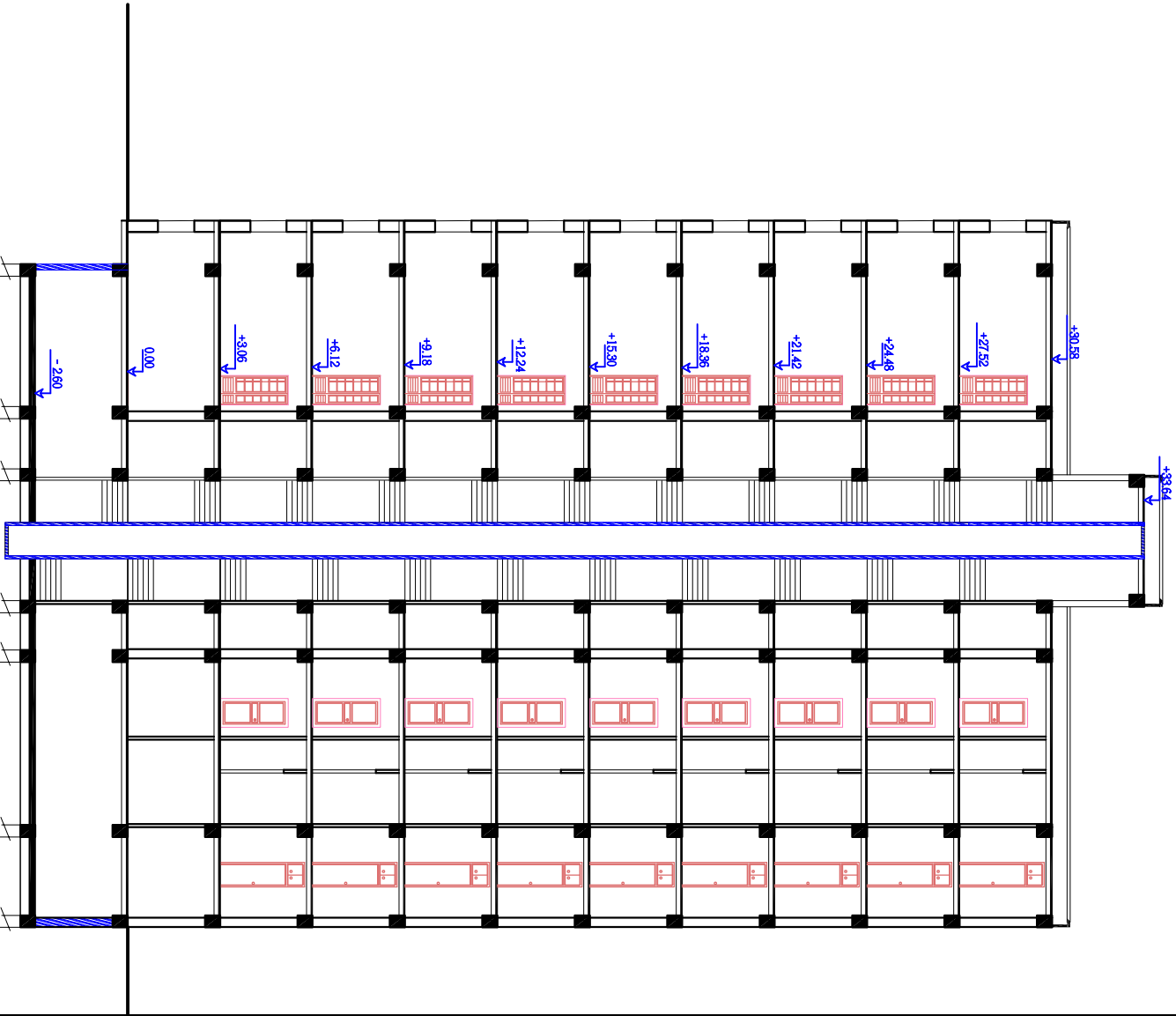
**Et a tous mes enseignants de Génie civil
A toute la promotion 2018/2019**

KECHIDI FATIHA.





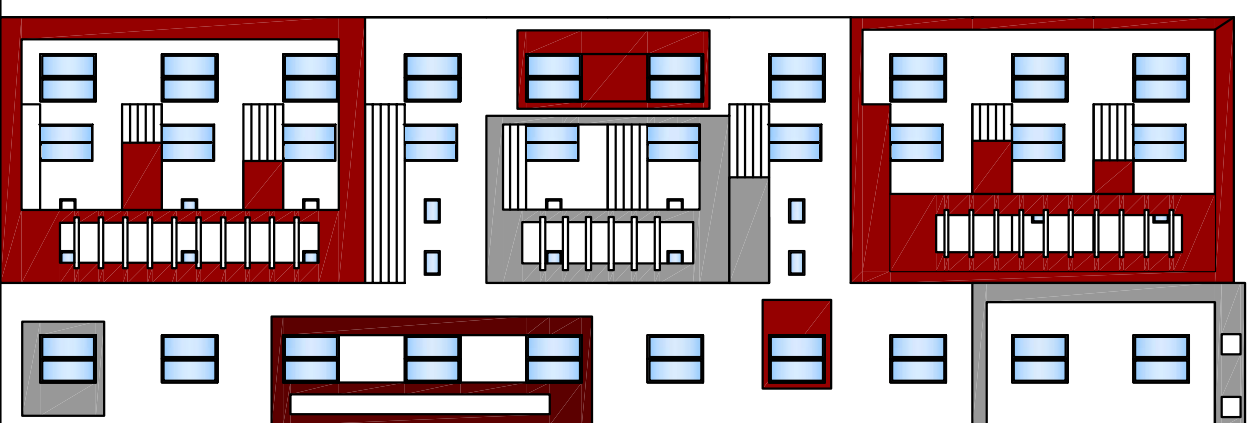
PLAN D'ETAGE COURANT



COUPE BB BLOC B

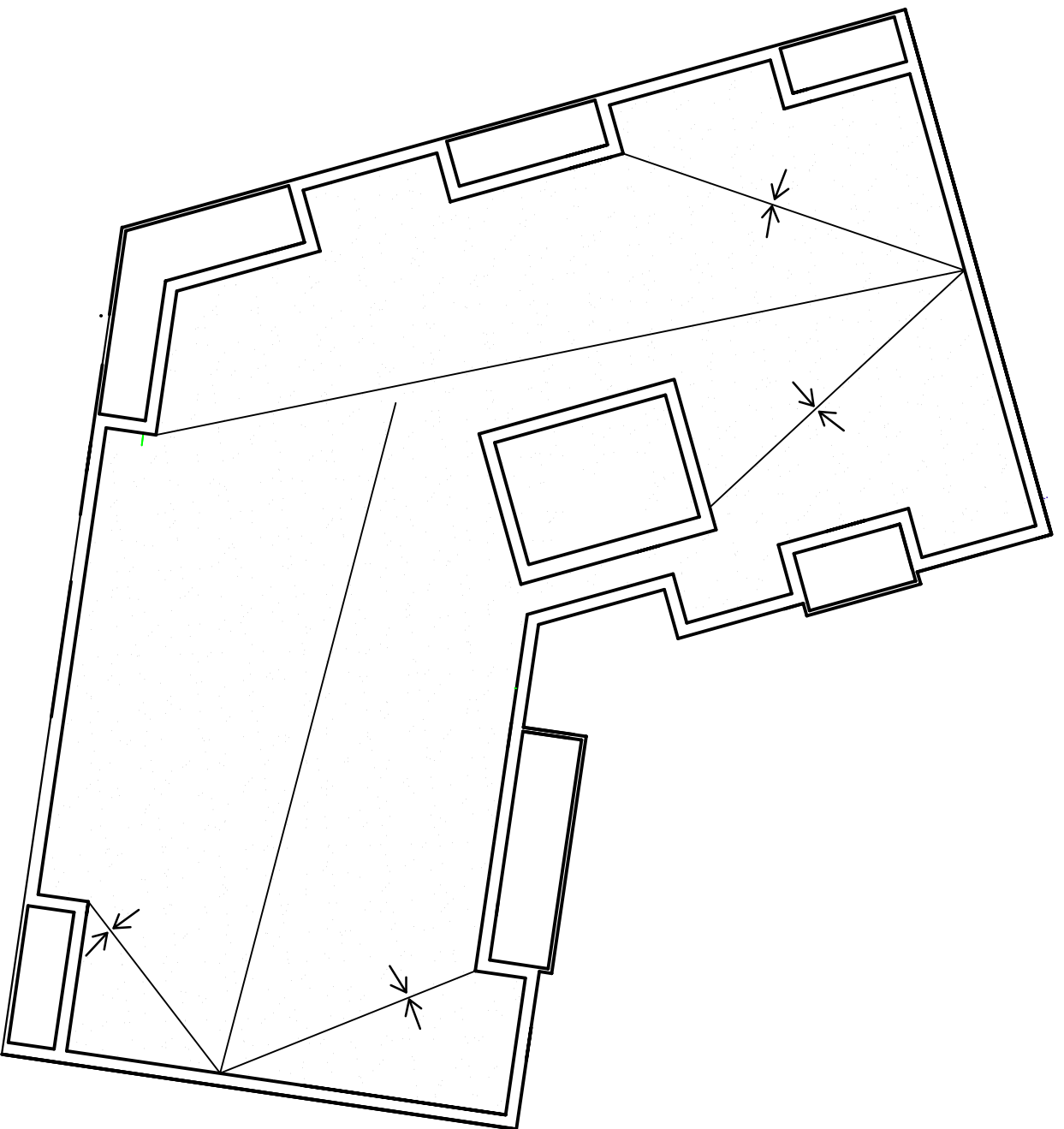


FACADE OUEST



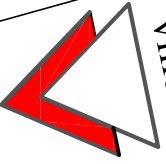
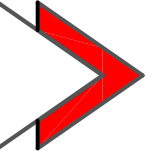
FACADE NORD

PLAN DE TOITURE



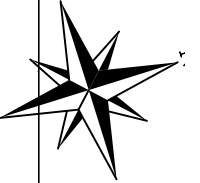
Résidence de la Wilaya

Vers Oran

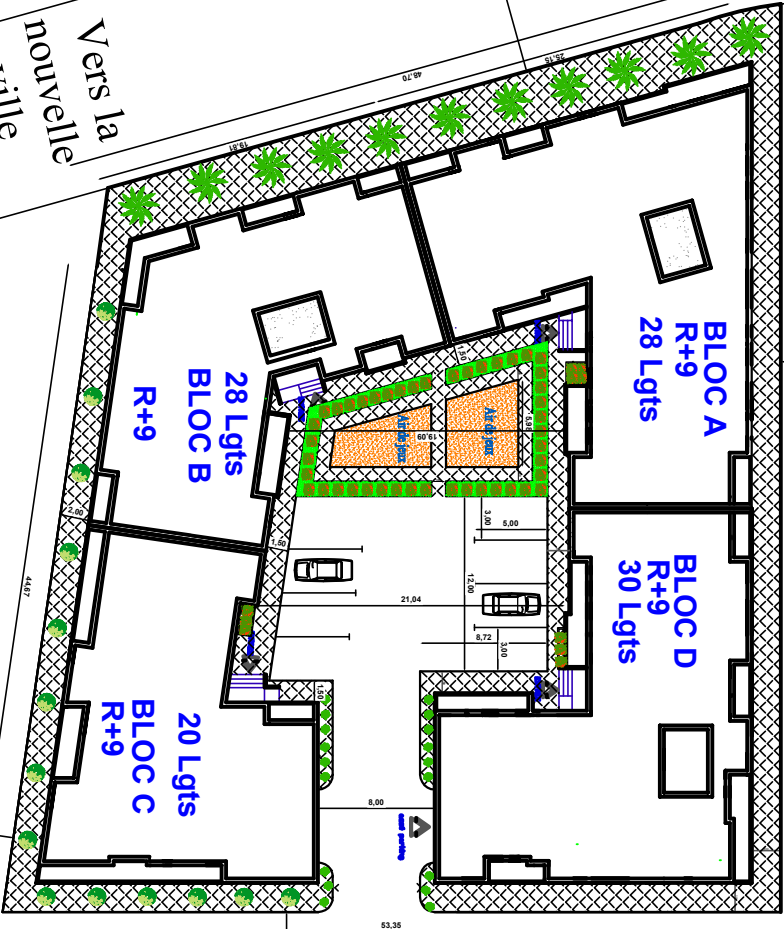


Vers la
nouvelle
ville

R+9 ilot E



espace
vert



Equipement

Plan de masse

ilot H R+9

Table des matières

Introduction Générale	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux	
I.1. Introduction.....	3
I.2. Description de l'ouvrage	3
I.3. Conception structurelle.....	4
I.4. Les caractéristiques mécaniques des matériaux.....	5
I.5. Contraintes limites de calculs.....	6
I.6. les aciers	8
I.7. Les actions et sollicitations.....	9
I.8. Hypothèses de calcul.....	11
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux	
II.1.Introduction	12
II.2.Pré dimensionnement des éléments	12
II.2.1.Les planchers	12
II.2.2. Poutres et Poteaux	14
II.2.2.1. Poutres	14
II.2.2.2.Les poteaux.....	16
II.3. Evaluation des charges et des surcharges	22
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
III.1- Introduction.....	26
III.2 Acrotère.....	26
III.3. PLANCHER.....	33
III.4. L'ESCALIER.....	57
III .5. Balcon.....	74
III.6. Etude de l'ascenseur.....	79

Chapitre IV : étude dynamique

IV.1 Introduction.....	86
IV.2.Présentation du programme ETABS (Extended 3D Analysis of Building Systems)	88
IV.3. Paramètres introduits dans le calcul	93
IV.4. Interprétation des résultats :	97
IV.4.1.Premier modèle 'Modèle Autostable'	98
IV.4.2.Deuxième modèle	100
IV.6. Conclusion :	109

Chapitre V : ferrailage des éléments résistants

V.1. Introduction.....	109
V.2. Ferrailage des poteaux.....	109
V.3. Ferrailage des poutres.....	122
V.4. Études des voiles	135

Chapitre VI : Etude des fondations

VI.1. Introduction	153
VI.2. Fonctions assurées par les fondations	153
VI.3. Classification des fondations.....	153
VI.4. Calcul des longrines.....	135
VI.5. Voile périphérique	156
VI.6. Conseils pour les fondations	157
VI.7. Calcul des fondations	158
VI.7.1. Semelle isolée	158
VI.7.2. Semelles filantes	161
VI.7.3. Calcul du radier	162
Conclusion Générale	180

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Tableau 1	7
-----------------	---

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Tableau II.1. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres	16
Tableau II.2. Surface des poteaux sollicités	16
Tableau II.3. Dégression des surcharges	19
Tableau II.4. Surcharge d'exploitation	19
Tableau II.5. Choix des sections des poteaux centraux	21
Tableau II.6. Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux	22
Tableau II.7. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible	23
Tableau II.8. Évaluation des charges revenant aux dalles pleines	23
Tableau II.9. Évaluation des charges revenant au mur double cloison	23
Tableau II.10. Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine	24
Tableau II.11. Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine	24
Tableau II.12. Plancher Terrasse Inaccessible	25

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau.III.1. les données.	28
Tableau III.2. Charges sur poutrelles	35
Tableau III.3. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04 travées (ELU)	38
Tableau III.4. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04 travées (ELS)	38
Tableau III.5. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)	38
Tableau III.6. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)	38
Tableau III.7. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)	39
Tableau III .8. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)	39
Tableau III.9. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)	39
Tableau III.10. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)	39
Tableau III.11. Efforts maximaux en appuis et en travées.	41
Tableau. III.12. Les données.	42
Tableau III.13. Récapitulatifs pour la vérification à L'E.L.S	44

Tableau .III.14. Vérification de la flèche.	46
Tableau III.15. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04 travées (ELU).....	47
Tableau III.16. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04 travées (ELS)	48
Tableau III.17. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 03 travées (ELU).....	48
Tableau III.18. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 03 travées (ELS)	48
Tableau III.19. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 03 travées (ELU).....	48
Tableau III.20. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 03 travées (ELS)	49
Tableau III.21. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04 travées (ELU).....	49
Tableau III.22. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04 travées (ELS)	49
Tableau. III.23. Efforts maximaux en appuis et en travées.....	50
Tableau.III.24. représentation des données.	50
Tableau III.25.Récapitulatifs pour la vérification à L'E.L.S	53
Tableau III.26. Vérification de la flèche.	54
Tableau.III.27. Les charges d'escaliers en ELU et ELS	59
Tableau.III.28. des moments et efforts tranchants à l'E.L.S LEU	76
Tableau.III.29 . Evaluations des charges et surcharges de la dalle machine :.....	80

Chapitre IV : Etude Dynamique

Tableau .IV.1.valeurs des pénalités p_q	95
Tableau IV.2.Paramètres sismiques	96
Tableau IV. 3.Vérification des périodes fondamentale.....	99
Tableau IV.4.Pourcentage de participation massique	99
Tableau IV. 5.Calcul de la force sismique	99
Tableau IV.6.Vérification de la résultante des forces sismique.....	99
Tableau IV.7.Vérification des périodes.....	102
Tableau IV.8.Vérification de la participation massique.....	103
Tableau IV.9.Calcul de la force sismique selon la méthode statique équivalente	103
Tableau IV.10.Vérification de la résultante des forces sismique	103
TableauIV.11.Vérification des déplacements inter-étages sens EX.....	104
Tableau IV.12Vérification des déplacements inter-étages sens EY.....	104
Tableau IV.13.Vérification des déplacements inter-étages sens EX 24°	105
Tableau IV.14.Vérification des déplacements inter-étages sens EY 24°	105
Tableau IV.15.Vérification de l'effet P- Δ sens EX.....	106
Tableau IV.16.Vérification de l'effet P- Δ sens EY.....	106

Tableau IV.17.Vérification de l'effet P- Δ sens EX24°	107
Tableau IV.18.Vérification de l'effet P- Δ sens EY24°	107
Tableau IV.19.Vérification du coefficient du comportement	108

=

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments résistants

Tableau V.1. Ferrailages des poteaux (N_{\max} , M_{corr})	111
Tableau V.2. Ferrailages des poteaux (M_{\max} , N_{corr}) :	111
Tableau V.3. Ferrailages des poteaux (N_{\max} , M_{corr})	112
Tableau V.4. Ferrailages des poteaux (M_{\max} , N_{corr}) :	112
Tableau V.5. Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\max} , M^{corr}).....	112
Tableau V.6. Ferrailages des poteaux situation durable (M^{\max} , N^{corr}).....	112
Tableau V.7. Choix des armatures des poteaux	113
Tableau V.8. Vérification de sollicitation normale	113
Tableau V.9 : Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés	114
Tableau V.10 : Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés	114
Tableau V.11 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	115
Tableau V.12. Espacements maximaux selon RPA99	117
Tableau V.13.Choix des armatures transversales pour les poteaux carrés.....	117
Tableau V.14.Vérification des contraintes des poteaux de l'infrastructure	119
Tableau V.15. Ferrailage longitudinal des poutres porteuses-sens X	124
Tableau V.16. Ferrailage longitudinal des poutres porteuses –sens X24°-.....	125
Tableau V.17. Ferrailage longitudinal des poutres non porteuses –sens y-	126
Tableau V.18. Ferrailage longitudinal des poutres porteuses –sens Y24°-.....	126
Tableau V.19. Choix des armatures pour les poutres principal.....	127
Tableau V.20. Choix des armatures pour les poutres secondaires	127
Tableau V.21. Vérification des poutres principales à l'ELS	128
Tableau V.22. Vérification des poutres secondaires à l'ELS.....	128
Tableau V.23. Vérification de la contraint de cisaillement.....	129
Tableau V.24. Calcul des armatures transversales	130
Tableau V.25: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche	132
Tableau V.26. Vérification de la flèche Récapitulatif.....	133
Tableau V.27. Les données.	138
Tableau V.28. Les données.	141
Tableau V.29. Caractéristique des voiles et calcule des contrainte suivant x-x.....	145

Tableau V.30. Caractéristique des voiles et calcule des contrainte suivant y-y.....	146
Tableau V.31. Calcul des contraintes x-x	147
Tableau V.32. Calcul des contraintes y-y	148
Tableau V.33. Effort et sections d'armature dans les voiles suivant x-x.	148
Tableau V.34. Effort et sections d'armature dans les voiles suivant y-y.	149
Tableau V.35. Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles du sens x-x.....	150
Tableau V.36. Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles du sens y-y.....	150
Tableau V.37. Choix d'armature des voiles	151

CHAPITRE VI : Etude des Fondations

Tableau.VI.1. Ferrailage des longrines	155
Tableau.VI.2. Résultats des efforts normaux appliqués aux fondations	160
Tableau VI.3. Dimensions des semelles filantes.....	162
Tableau VI.4.Calcul des moments	171
Tableau VI.5: les données des calcules.	171
Tableau VI.7. Vérification des contraintes.....	172
Tableau.VI.8. Ferrailage des nervures sens (x-x)	175
Tableau.VI.9 Ferrailage des nervures sens (y-y)	175
Tableau.VI.10 Vérification des contraintes dans les nervures	175
Tableau.VI.11 .Espaceement des armatures transversales.....	177
Tableau.VI.12 Choix des armatures transversales	177

Liste des figures

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Figure I.1. Diagramme contrainte-déformation a l'ELU	6
Figure I.2. Diagramme contrainte-déformation a l'ELS	7
Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier	8
Figure I.4.:Règle des trois pivots	10

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Figure 1Figure. II.1. Dimension des poutrelles.....	13
Figure 2Figure II.2. Coupe de voile en élévation et en plan	21
Figure 3Figure II.3 : Coupe verticale du plancher courant à corps creux	24
Figure 4Figure II.4 : coupe de Plancher Terrasse Inaccessible.....	25

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Figure.III.1. Dimensions et sollicitation de l'acrotère	26
Figure.III.2 diagrammes de l'effort à l'ELU	27
Figure III.3. Diagrammes de l'effort à l'ELS.....	28
Figure.III.4. Ferrailage de l'acrotère	32
Figure.III.5. Schéma statique de la coupe de plancher.....	33
Figure III.6. Schéma d'une poutrelle	34
Figure III.7 : Schéma statique des poutrelles	40
Figure.III.9. Diagramme de moment à l'ELS	40
Figure.III.10. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	40
Figure.III.11. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS	41
Figure III.12: Section de la poutrelle	41
Figure III.13. Schéma de ferrailages des poutrelles pour terrasse	47
Figure.III.14 : Schéma de ferrailages des poutrelles pour RDC jusqu'à 9 ^{ème} étage	56
Figure III.15. Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.	57
Figure III.16. Dimensionnement d'escalier.....	59
Figure III.17: schéma statique d'escalier a l'ELU	59
Figure III.18. Diagramme des moments et efforts tranchants à l'E.L.U.....	61
Figure III.19. Schéma statique d'escalier a l'ELS	61

Figure III.20. Diagramme des moments et efforts tranchants à l'E.L.S	63
Figure III.21. Schéma de ferrailage d'escalier	68
Figure III.22. Poutre brisée double Palières	68
Figure III.23. Schéma statique de la poutre palière a E.L.U	69
Figure III.24. Schéma statique de la poutre palière a E.L.S.....	69
Figure III.25 : Diagramme des moments et efforts tranchants à l'E.L.U.....	70
Figure III.26 : Diagramme des moments et efforts tranchants à l'E.L.S	70
Figure III.27. Ferrailage de la poutre palière	74
Figure III.28. Schéma du balcon à étudier.	74
Figure.III.29. Schéma statique du balcon à l'E.L.U.....	75
Figure.III.30. Ferrailage du balcon	78
Figure III.31. Schéma statique et concept d'ascenseur.	79

CHAPITRE IV : Etude Dynamique

Figure IV.1. Choix de l'unité	88
Figure IV.2. Création des axes	89
Figure IV.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux	89
Figure IV.4. Définition des poutres, poteaux	90
Figure IV.5. Définition (balcons, escaliers et voiles),.....	90
Figure IV.6. Définition de charge	90
Figure IV.7. Spectre de repense	91
Figure IV.8. Combinaisons de charge	91
Figure IV.9. Définition de masse	92
Figure IV.10. Système d'appuis	92
Figure IV.11. Introduction des diaphragmes.....	92
Figure IV.12. Analyse	93
Figure. IV.13.Modèle initiale sans disposition des voiles.....	98
Figure IV.14.Comportement des trois premiers modes du modèle.....	99
Figure IV.15.Vue 3D.....	101
Figure IV.16. Disposition des voiles Vue 2D	101
Figure IV.17.Comportement des trois premiers modes du modèle.....	102

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments résistants

Figure V.2. Ferrailage des poteaux (50x50) cm2.....	120
---	-----

Figure V.1. Ferrailage des poteaux (55x55) cm ²	120
Figure V.4. Ferrailage des poteaux (40x40) cm ²	121
Figure V.3. Ferrailage des poteaux (45x45) cm ²	121
Figure V.5. Disposition des armatures pour les poteaux.....	122
Figure V.6. Les axes des poutres.....	123
Figure V.7. Arrêt des barres	131
Figure V.8. Ferrailage des Poutres porteuses de la terrasse	133
Figure V.9. Ferrailage des Poutres porteuses 2 ^{ème} au 9 ^{ème}	134
Figure V.10. Ferrailage des Poutres porteuses de RDC ET 1 ^{IER} étage	134
Figure V.11. Poutres non porteurs de la Terrasse	135
Figure V.12. Poutres non porteurs de 2 ^{ème} -9 ^{ème}	135
Figure V.13. Poutres non porteurs de RDC et 1 ^{er} étage	136
Figure V.14. Diagramme des contraintes (SPC)	136
Figures V.15. Diagramme des contraintes (SET)	136
Figures V.16. Diagramme des contraintes (SEC)	136
Figure V.17. Disposition des armatures verticales dans les voiles	136
Figure V.18. Dispositif des voiles a études.....	137
Figure V.19. Vue en plan du voile plein en U.....	137
Figure 7Figure V.20. Schémas de ferrailage du voile Vx1 en RDC.....	141
Figure V.21. Vue en plan du voile plein en L VX2	141
Figure V.22. Schémas de ferrailage du voile VY1 en RDC.....	145

CHAPITRE VI : Etude des Fondations

Figure.VI.1.Ferrailage des longrines.....	155
Figure.VII.2. Ferrailage du voile périphérique	157
Figure.VI.3. Type des fondations superficielles	157
Figure.VI.4. Dimensions de la semelle isolée.	159
Figure.VI.5. Représente les semelles considérer et voile périphérique.....	159
Figure VII.6. Semelle filante.....	161
Figure VI.7. Vue en plan des dimensions du panneau le plus sollicite.....	169
Figure.VI.8. Ferrailage du radier générale sens X-X coupe en Appui.....	178
Figure.VI.9. Ferrailage du radier générale sens X-X coupe en travée	178
Figure.VI.10. Ferrailage du radier générale sens Y-Y coupe en appui.....	179
Figure.VI.11. Ferrailage du radier générale sens Y-Y coupe en travée	179

INTRODUCTION

GENERALE

Introduction générale

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

Un Calcul de structure vise trois objectifs :

- **Premièrement** : la structure doit être sécurisée. Toute personne exige d'être en sécurité dans la structure qu'elle occupe. Que celle-ci ne présente pas de risque d'effondrement (**sécurité adéquate**).
- **Deuxièmement** : la structure doit pouvoir répondre aux besoins pour lesquelles elle a été conçue et ceci pour toute sa durée de vie (**durabilité adéquate**).
- **Troisièmement** : la structure doit être économique, ce que soit du point de vue cout de construction ou de maintenance dans le temps (**économique adéquate**).

Pour satisfaire les exigences énoncent ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs approprient, Et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considère, au stade de la conception, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement Respecter les normes et les règles en vigueur qui propres a chaque pays.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé à la conception et calcul de ferrailage des éléments résistants et secondaires d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, composé de rez-de-chaussée plus neuf étages plus sous-sol, situé à wilaya de **AIN TEMOUCHENT**.

Le rapport est constitué de six chapitres

- ✓ Le Premier chapitre est une présentation de l'ouvrage étudié et ses caractéristiques Géométriques, ainsi que les propriétés mécaniques des matériaux (acier-béton) et les différentes hypothèses de calcul utilisées en béton armé.
- ✓ Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (Poteaux et poutres) , et non structuraux (par exemple les planchers) , l'évaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitation, la descente des charges .

- ✓ Le ferrailage des éléments non structuraux (acrotère, planchers, escaliers, balcon et ascenseur) fait l'objet du troisième chapitre.
- ✓ Nous présentons au quatrième chapitre l'étude sismique et le choix de la méthode de calcul, nous avons utilisé le logiciel de calcul des structures ETABS, pour déterminer les sollicitations.
- ✓ Le ferrailage des éléments structuraux (poutres, poteaux et voiles) a été présenté au chapitre cinq.
- ✓ Le choix de type de fondation nécessaire pour fonder notre structure, et le ferrailage de fondation est présenté au dernier chapitre.

Et on termine notre étude, par une conclusion générale et une liste des références Bibliographiques utilisées.

Chapitre I

**Présentation de l'ouvrage et
caractéristiques des
matériaux**

I.1. Introduction

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable ainsi que la présentation des différentes sollicitations et états limites de l'ouvrage, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

I.2. Description de l'ouvrage

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de notre projet de fin d'études est l'étude d'une construction à usage multiple en **R+9 avec Sous-sol** en béton armé à savoir :

- Sous- Sol à usage parking
- Le rez-de-chaussée et le premier étage au neuvième étage à usage d'habitation (chaque étage contient 3 logements de type F3).
- La terrasse est inaccessible.

L'ouvrage sera implanté à **AIN TEMOUCHENT** qui est une zone de moyenne sismicité (zone **IIa**) selon *le RPA 99 version 2003*. cet ouvrage présente la particularité de l'irrégularité en plan et en élévation

I.2.1. Les caractéristiques géométriques de projet

La structure présente une forme Angle (**V**) dont les dimensions sont :

✓ Largeur en plan	20,62m
✓ Longueur en plan	25.96m
✓ Hauteur totale	31.20m
✓ Hauteur du RDC	3.06m
✓ Hauteur étage courant	3.06m
✓ Hauteur d'Acrotère	0.60m

I.2.2. Caractéristiques du sol

D'après le rapport de sol de l'assiette foncière réservée à notre projet les caractéristiques du sol en place sont les suivantes :

- La contrainte admissible du sol tirée de la portance
- La nature du sol : Site ferme de catégorie (S3).

I.3. Conception structurelle

I.3.1. Choix du système de contreventement

Notre bâtiment ne dépasse pas 48 m et situé en zone IIa. Le choix du système de contreventement va se porter sur le système Mixte (poutres, poteaux et voiles)

I.3.2. Les planchers

En ce qui concerne le type de plancher, on a opté pour un plancher semi-préfabriqué en ((poutrelle +corps creux +dalle de compression)), pour les raisons suivantes :

- ✓ Facilité de réalisation.
- ✓ Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- ✓ Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.

I 3.3. Terrasse

Il existe un seul type de terrasse : qui est une terrasse inaccessible.

I.3.4. Acrotère

C'est un élément en béton armé de 60cm d'hauteur et 10cm d'épaisseur pour la protection, c'est le garde-corps

I.3.5. Maçonnerie

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

- ✓ Murs extérieurs : ils sont constitués en deux rangées.
 - Brique creuse de 15cm d'épaisseur.
 - L'âme d'air de 5cm d'épaisseur.
 - Brique creuse de 10cm d'épaisseur.
- ✓ Murs intérieurs : ils sont constitués par une rangée de 10cm d'épaisseur.

I.3.6. Revêtement

- En carrelage pour les planchers courants.
- En mortier de ciment pour les murs extérieurs ; murs des salles d'eau et cage d'escalier.
- En plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

I.3.7. Escaliers

L'escalier utilisé dans notre structure de type droite avec trois emmarchements et deux paliers de repos appuyé sur une poutre brisée double paliers.

I.4. Les caractéristiques mécaniques des matériaux**I.4.1. Le béton**

Le béton est constitué d'un mélange de ciment, de granulats et d'eau. Pour avoir un bon béton et par conséquent une résistance a la compression à 28 jours, on doit respecter le dosage des constituants.

- Ciment : 350kg C.P.J 42 .5 (07 sacs dans un m3)
- Granulats : 800 litres (de diamètre 5 mm/25mm)

- Sable : 400 litres (de diamètre 0.08mm/5mm)
- L'eau : 180 litre

I.4.2. La résistance du béton

Le bon béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à 'j' jours d'âge. D'après les règles de **BAEL91 modifié 99**

a- la résistance du béton à la compression

le béton est défini par sa contrainte déterminée à 28 jours d'âges noté f_{c28} , est conventionnellement selon (BAEL 91 modifié 99) définie par la relation :

$$j \leq 28 \quad \text{jour} \quad \rightarrow \quad f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83 \cdot j} \times f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$j \leq 28 \quad \text{jour} \quad \rightarrow \quad f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95 \cdot j} \times f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

$$j > 28 \quad \text{jour} \quad \rightarrow \quad f_{cj} = 1.1 \quad f_{c28} \quad \text{MPa}$$

Pour notre cas on prend $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$. (**BAEL91 modifié 99**)

La résistance à la compression est déterminée sur des éprouvettes cylindriques de dimension 16×32 .

b- la résistance du béton à la traction 'f_{tj}'

La résistance du béton à la traction, pour un béton d'une contrainte de compression inférieure à **40 Mpa** est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \rightarrow \text{MPa} \quad \text{pour} \quad f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0.275 \cdot (f_{cj})^{\frac{2}{3}} \rightarrow \text{MPa} \quad \text{pour} \quad 60 < f_{cj} \leq 80 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

I.4.3. déformation longitudinal du béton

a- le module de déformation longitudinale instantanée

Le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \cdot f_{cj}^{1/3} \quad E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

$$E_{ij} = 32164.19 \text{ MPa}$$

b- le module de déformation longitudinal différé du béton E_{vj} est égal à

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

$$E_{v28} = 10818.86 \text{ MPa}$$

c- Coefficient de poisson :

$\nu = 0.0$ dans le cas des **ELU** (section fissurée).

$\nu = 0.2$ dans le cas des **ELS** (section non fissurée).

I.5. Contraintes limites de calculs

I.5.1. Les contraintes ultimes à la compression

a- **E.L.U** : L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

La figure ci-dessous représente la contrainte de béton en fonction de même raccourcissement ; (selon **BAEL91 modifié 99**)

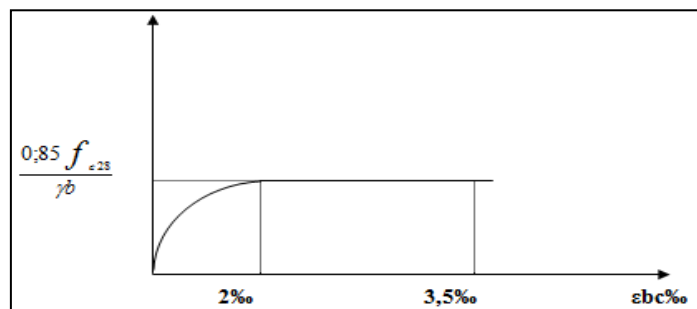


Figure I.1. Diagramme contrainte-déformation à l'ELU

Avec :

σ_{bc} : La contrainte de béton à la compression.

f_{c28} : la résistance de béton à la compression.

f_{bc} : la contrainte de calcul pour $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$

ϵ_{bc} : la déformation de béton à la compression

$\theta=1$ durée ≥ 24 h

$\theta=0.9$ $1\text{h} \leq \text{durée} \leq 24$ h

$\theta=0.85$ Durée $< 1\text{h}$ (état accidentel)

$\gamma_b = 1.15$ situation accidentelles $\rightarrow \sigma_{bc} = 18.48$ MPa

$\gamma_b = 1.5$ situation durable $\rightarrow \sigma_{bc} = 14.17$ MPa

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

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

La contrainte admissible du béton est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

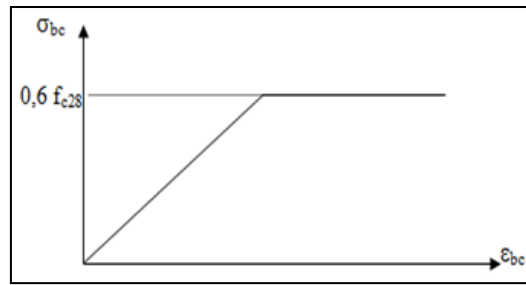


Figure I.2. Diagramme contrainte-déformation à l'ELS

I.5.2. Contraint ultime de cisaillement

Selon 91 modifié 99, la contrainte ultime de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

- v_u : l'effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée
- B : la largeur de la section
- D : la hauteur utile de la section

On vérifie que :

*Armature droit ($\alpha = 90^\circ$)

- Si la fissuration est non préjudiciable (peu nuisible) :

$$\tau_u \leq \min \left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

- Si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

*armature à 45° : quelle que soit la fissuration

- $\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.27 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 7 \text{ MPa} \right\}$

I.6. les aciers

a- Nuances des aciers

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les éléments du béton des armatures d'acier pour prendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les éléments en béton armé sont donnés dans le tableau I.1

Tableau I.1 : propriétés mécaniques de l'acier

Types d'aciers	Désignation (nuance)	Limite d'élasticité F_e (Mpa)
Ronds lisses	$F_e E235$	$F_e = 235$
Haute adhérence	$F_e E400$	$F_e = 400$

b- Module d'élasticité de l'acier

Le module d'élasticité de l'acier sera égal à $E_s = 200000$ Mpa.

c- Contraint des aciers

La contrainte ultime de l'acier est donnée par la formule suivant :

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} ; \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \\ \gamma_s = 1 \end{array} \right\} \left[\begin{array}{l} \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec :

f_e : limite d'élasticité de l'acier

γ_s : coefficient de sécurité

Situation durable $\gamma_s = 1.15$

Situation accidentelle $\gamma_s = 1$

On aura vérifié que :

- Si la fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3} \cdot f_e ; 150\eta\right\}$$

- si la fissuration est très préjudiciable :

$$\sigma_s < \sigma_s = \min\left\{\frac{1}{2} \cdot f_e ; 110\eta\right\}$$

Avec : $\eta=1$: pour les aciers ronds lisses.

$\eta=1.6$: pour les aciers a haute adhérence.

d- Contrainte de calcul pour L'état Limite Ultime

Pour les états limites ultimes, les contraintes de calcul σ_s des armatures longitudinales sont données en fonction de déformation ϵ_s par la figure I-2 :

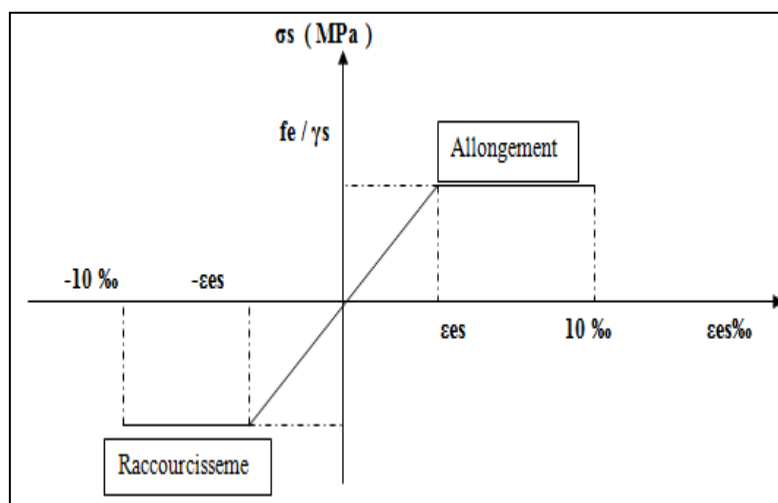


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

I.7. Les actions et sollicitations

I.7.1. Les actions

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'états (retrait, les variations de température, tassements d'appuis) qui entraînent des déformations de la structure, elles proviennent donc :

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

On distingue trois types d'actions.

1. Les actions permanentes (G) Ce sont des actions dont les variations de l'intensité sont rares ou négligeables par rapport à la valeur moyenne, elles comportent :

- Poids propres des éléments de construction.
- Le poids de revêtement et cloisons.
- Le poids et les poussées des terres des solides ou des liquides.

2. Les actions variables (Qi) Ce sont des actions de courte durée d'application dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).
- Charges climatiques (neige, vent).
- Actions de températures, du retrait...etc.

3. Les actions accidentelles (FA) Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application citant :

- Séisme.
- Chocs de véhicules routiers.
- Explosion.
- Vent.

I.7.2. Les sollicitations : Ce sont des forces intérieures :

On suppose :

- a) Effort normal : **N**
- b) Effort tranchant : **T**
- c) Moment de flexion : **M**

I.7.3. Différentes combinaisons d'action données par le RPA

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

- ✓ Situation durable :
 - ELU : $1.35G+1.5Q$
 - ELS : $G+Q$
- ✓ Situation accidentelle :
 - $G+Q\pm E$.
 - $0.8G\pm E$.

I.8. Hypothèses de calcul

I.8.1. Hypothèse de calcul à l'ELU

H1 : conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).

H2 : il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.

H3 : le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : le raccourcissement unitaire du béton est limité à $\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ dans le cas de flexion simple ou composée et de 2‰ dans le cas de compression simple.

H5 : l'allongement unitaire de l'acier est limitée à 10‰ .

I.8.2. Règle des trois pivots : (Art 4.3.2) BAEL91

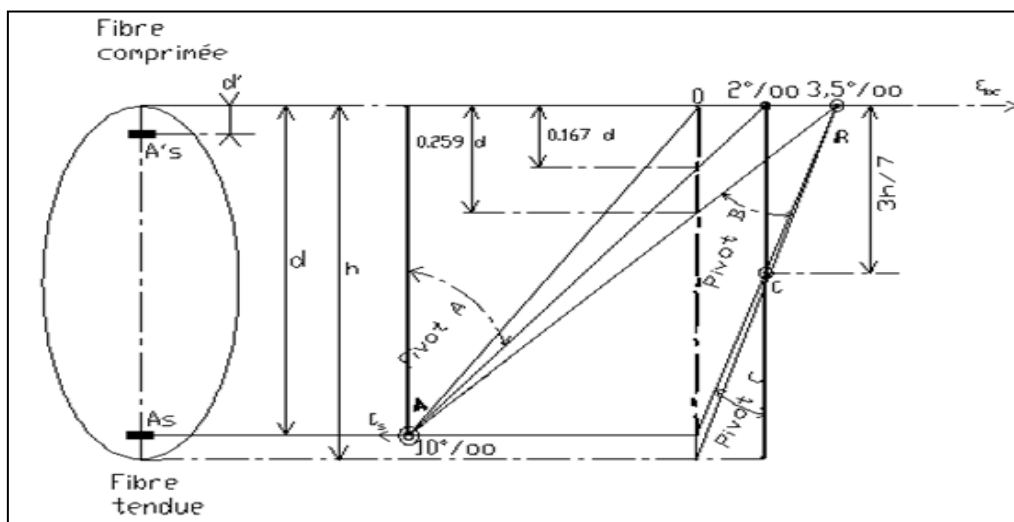


Figure I.4. Règle des trois pivots.

Le diagramme des déformations de la section correspond à un l'état limite, il passe par un des trois pivots A, B et C ce qui indique que si :

- ❖ Le diagramme passe par le pivot A ce qui correspond à l'allongement unitaire 10‰ de l'armature la plus tendue.
- ❖ Le diagramme passe par le pivot B ce qui correspond à un raccourcissement unitaire de $3,5\text{‰}$ du béton.
- ❖ Le diagramme passe par le pivot C ce qui correspond à un raccourcissement unitaire de 2‰ de la fibre du béton située à une distance égale à $3h/7$ de la fibre la plus comprimée.

I.8.3. Hypothèse de calcul à l'ELS

H1 : conservation des sections planes.

H2 : glissement entre l'acier et le béton est négligeable.

H3 : le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

$$\sigma_b = E_b * \varepsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s * \varepsilon_s$$

H5 : par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton est : $n=15$.

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1.Introduction

Le pré dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment **RPA99 version 2003, BAEL et CBA** qui mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2.Pré dimensionnement des éléments

II.2.1.Les planchers

On adopte pour notre projet un plancher à corps creux, et un plancher en dalle pleine.

II.2.1.1.Plancher à corps creux

Les planchers sont constitués des poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec dalle de compression mince en béton armé.

a) L'épaisseur du plancher :

Pour le pré dimensionnement de l'épaisseur du plancher on utilise la formule empirique suivante :

$$\frac{L}{25} \leq e_t \leq \frac{L}{20} \dots\dots\dots$$

et $e_t = d + e$

Avec :

e_t : épaisseur du plancher,

e : épaisseur de dalle de compression,

d : la hauteur de corps creux,

L : La poutrelle la plus longue entre nus d'appuis,

$$L = L_{\max}$$

On a $L = 4.65\text{m}$

$$\frac{485}{25} \leq e_t \leq \frac{485}{20} \quad \text{donc :} \quad 19.4\text{cm} \leq e_t \leq 24.25\text{cm}$$

On prend : $e_t = 20\text{cm}$

- On adopte un plancher d'une épaisseur

- $d=16$ cm (hauteur de corps creux),
- $e=04$ cm (épaisseur de dalle de compression).

b) Les poutrelles :

La section transversale de la poutrelle assimilée à une section en « T ».

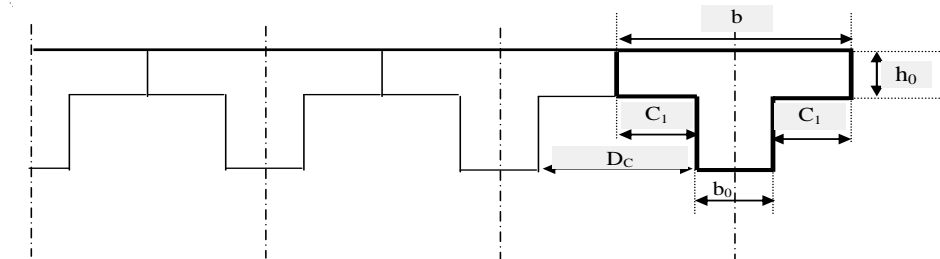


Figure. II.1. Dimension des poutrelles.

• **Calcul de la hauteur de la poutrelle :**

D'après B.A.E.L91 :

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

Avec :

h_t : la hauteur de la poutrelle.

L : la longueur max de la poutre ($L=5.15$ m).

Donc :

$$\frac{485}{25} \leq h_t \leq \frac{485}{20} \qquad 19.4 \leq h_t \leq 24.25$$

On prend : $h_t = 20$ cm

- L'épaisseur du corps creux : $d = 16$ cm.
- Epaisseur de la dalle de compression : $h_0 = h_t - d = 20 - 16 = 4$ cm
- La largeur de la poutrelle : $b = b_0 + 2 c_1$ avec : $b_0 = 12$ cm

Le corps Creux utilisé pour ce plancher : $D_C = 53$ cm

$$C_1 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{D_C}{2} = 26.5 \text{ cm} \\ \frac{L_{mas}}{10} = \frac{515}{10} = 51.5 \text{ cm} \\ (6; 8)h_0 = 24 \text{ à } 32 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend : $C_1 = 26,5$ cm

D'où $b = 65 \text{ cm}$

II.2.1.2. Plancher a dalle pleine :

L'épaisseur de la dalle pleine est obtenue selon le critère de rigidité. D'après le (BAEL 91) on doit calculer :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{5.05}{5.78} = 0.87 > 0,4$$

La dalle travaille selon les deux sens.

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur deux appuis : $L/35 \leq e \leq L/30$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $L/50 \leq e \leq L/40$

Dans notre cas les dalles reposant sur 3 appuis ont une portée L égale à 5.78 m.

On aura donc : $(578/50) \text{ cm} \leq e \leq (578/40) \text{ cm}$

Soit : $11.56 \text{ cm} \leq e \leq 14.45 \text{ cm}$

On prend : $e = 14 \text{ cm}$

II.2.2. Poutres et Poteaux

II.2.2.1. Poutres

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé des sections rectangulaires, elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements verticaux ramenés par les planchers.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par BAEL et vérifiées par la suite selon le RPA.

a) Les poutres principales (porteuses):

$$\text{D'après le BAEL91} \quad \begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3h \leq b \leq 0,7h \end{cases}$$

Avec :

L : portée maximale de poutre,

h : hauteur de la section,

b : largeur de la section.

On a : $L = 5.15 \text{ m}$.

$$515 / 15 \leq h \leq 515 / 10 \quad \Rightarrow \quad 34.33 \leq h \leq 51.5 \quad \text{on prend:} \quad \mathbf{h = 40cm.}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \quad \Rightarrow \quad 12 \leq b \leq 28 \quad \text{on prend:} \quad \mathbf{b=30cm.}$$

Vérification selon RPA 99 version 2003 :

- $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots\text{C.V}$
- $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots\text{C.V}$
- $h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1,33 < 4 \dots\dots\dots\text{C.V}$

b) Les poutres secondaires (non porteuses):

$$\text{D'après le BAEL91} \quad \begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3h \leq b \leq 0,7h \end{cases}$$

Avec :

L : portée maximale de poutre,

h : hauteur de la section,

b : largeur de la section.

Nous avons

$$L = 4.38 \text{ m.}$$

$$438 / 15 \leq h \leq 438 / 10 \quad \Rightarrow \quad 29.2 \leq h \leq 43.8 \quad \text{on prend:} \quad \mathbf{h = 35cm,}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \quad \Rightarrow \quad 10,5 \leq b \leq 24.5 \quad \text{on prend:} \quad \mathbf{b=30cm.}$$

Vérification selon RPA 99 version 2003 :

- $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots\text{C.V}$
- $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 35\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots\text{C.V}$
- $h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1,16 < 4 \dots\dots\dots\text{C.V}$
 - Des poutres principales : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$,
 - Des poutres secondaires: $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$
- Toutes les conditions des RPA99 v 2003 sur les dimensions des poutres sont satisfaites, Donc on adopte : 0.8G±E.

II.2.2.2. Les poteaux

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

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation. On fixera les dimensions des poteaux au préalable comme suit:

Tableau II.1. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres

Niveau	Dimensions (bxh) cm ²
S-sol, RDC, 1, 2, 3 et 4 ^{ème} étage	(50x50)
5,6 et 7 ^{ème} étage	(45x45)
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	(40x40)

On présente les surfaces offertes des poteaux les plus sollicités dans les tableaux ci-après :

Tableau II.2. Surface des poteaux sollicités

Surface offerte (m ²)		
Poteau central	Poteau de rive	Poteau d'angle
21.82	11.23	4.44

Donc on prend le poteau central le poteau plus sollicité.

Conclusion : Le poteau central est le plus sollicité parmi les trois types des poteaux, à une surface de participation $S = 21.82 \text{ m}^2$

A. Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau :

- Charges permanente :

Niveau 1 (T)

Poids plancher terrasse	$G_{PT}=6,72 \times 21.82=146.63\text{kN}$
Poids des poutres porteuse	$G_{PP}=0,40 \times 0,30 \times 5.15 \times 25=15.45\text{kN}$
Poids des poutres non porteuse	$G_{PNP}=0,35 \times 0,30 \times 4.38 \times 25=11.49\text{kN}$
	$G_1=173.57\text{kN}$

Niveau 2

Poids revenant 1 ^{ère} Niveau	$G_1=173.57\text{KN}$
Poids plancher courant	$G_{PT}=5,34 \times 21.82=116.52\text{KN}$
Poids des poutres porteuse	$G_{PP}=0,40 \times 0.30 \times 5.15 \times 25=15.45\text{KN}$
Poids des poutres non porteuse	$G_{PNP}=0,35 \times 0,30 \times 4.38 \times 25=11.49\text{KN}$
Poids du poteau	$P_P=0,40 \times 0,40 \times 25 \times (3.06)=12.24\text{KN}$
	$G_2=329 \text{ kN}$

Niveau 3

Poids revenant 2 ^{ème} Niveau	$G_2=329.27\text{KN}$
Poids plancher courant	$G_{PT}=5,34 \times 21.82=116.52\text{KN}$

Poids des poutres porteuse $G_{PP}=0,40 \times 0,30 \times 5,15 \times 25=15,45\text{KN}$

Poids des poutres non porteuse $G_{PNP}=0,35 \times 0,30 \times 4,38 \times 25=11,49\text{KN}$

Poids du poteau $P_P=0,40 \times 0,40 \times 25 \times (3,06)=12,24\text{KN}$

$G_3=484,97\text{kN}$

Niveau 4

Poids revenant 3^{ème} Niveau $G_3=484,97\text{KN}$

Poids plancher courant $G_{PT}=5,34 \times 21,82=116,52\text{KN}$

Poids des poutres porteuse $G_{PP}=0,40 \times 0,30 \times 5,15 \times 25=15,45\text{KN}$

Poids des poutres non porteuse $G_{PNP}=0,35 \times 0,30 \times 4,38 \times 25=11,49\text{KN}$

Poids du poteau $P_P=0,45 \times 0,45 \times 25 \times (3,06)=15,49\text{KN}$

$G_4=643,92\text{kN}$

Niveau 5

Poids revenant 4^{ème} Niveau $G_4=643,92\text{KN}$

Poids plancher courant $G_{PT}=5,34 \times 21,82=116,52\text{KN}$

Poids des poutres porteuse $G_{PP}=0,40 \times 0,30 \times 5,15 \times 25=15,45\text{KN}$

Poids des poutres non porteuse $G_{PNP}=0,35 \times 0,30 \times 4,38 \times 25=11,49\text{KN}$

Poids du poteau $P_P=0,45 \times 0,45 \times 25 \times (3,06)=15,49\text{KN}$

$G_5=802,87\text{kN}$

Niveau 6

Poids revenant 5^{ème} Niveau $G_5=802,87\text{KN}$

Poids plancher courant $G_{PT}=5,34 \times 21,82=116,52\text{KN}$

Poids des poutres porteuse $G_{PP}=0,40 \times 0,30 \times 5,15 \times 25=15,45\text{KN}$

Poids des poutres non porteuse $G_{PNP}=0,35 \times 0,30 \times 4,38 \times 25=11,49\text{KN}$

Poids du poteau $P_P=0,45 \times 0,45 \times 25 \times (3,06)=15,49\text{KN}$

$G_6=961,82\text{kN}$

Niveau 7

Poids revenant 6^{ème} Niveau $G_6=961,82\text{KN}$

Poids plancher courant $G_{PT}=5,34 \times 21,82=116,52\text{KN}$

Poids des poutres porteuse $G_{PP}=0,40 \times 0,30 \times 5,15 \times 25=15,45\text{KN}$

Poids des poutres non porteuse $G_{PNP}=0,35 \times 0,30 \times 4,38 \times 25=11,49\text{KN}$

Poids du poteau $P_P=0,50 \times 0,50 \times 25 \times (3,06)=19,12\text{KN}$

$G_7=1124,40\text{kN}$

Niveau 8

Poids revenant 7 ^{ème} Niveau	$G_7=1124.40\text{KN}$
Poids plancher courant	$G_{PT}=5,34 \times 21.82=116.52\text{KN}$
Poids des poutres porteuse	$G_{PP}=0,40 \times 0.30 \times 5.15 \times 25=15.45\text{KN}$
Poids des poutres non porteuse	$G_{PNP}=0,35 \times 0,30 \times 4.38 \times 25=11.49\text{KN}$
Poids du poteau	$P_P=0,50 \times 0,50 \times 25 \times (3.06)=19.12\text{KN}$
	$G_8=1286.98\text{kN}$

Niveau 9

Poids revenant 8 ^{ème} Niveau	$G_8=1286.98\text{KN}$
Poids plancher courant	$G_{PT}=5,34 \times 21.82=116.52\text{KN}$
Poids des poutres porteuse	$G_{PP}=0,40 \times 0.30 \times 5.15 \times 25=15.45\text{KN}$
Poids des poutres non porteuse	$G_{PNP}=0,35 \times 0,30 \times 4.38 \times 25=11.49\text{KN}$
Poids du poteau	$P_P=0,50 \times 0,50 \times 25 \times (3.06)=19.12\text{KN}$
	$G_9=1449.56\text{kN}$

Niveau 10

Poids revenant 9 ^{ème} Niveau	$G_9=1449.56\text{KN}$
Poids plancher courant	$G_{PT}=5,34 \times 21.82=116.52\text{KN}$
Poids des poutres porteuse	$G_{PP}=0,40 \times 0.30 \times 5.15 \times 25=15.45\text{KN}$
Poids des poutres non porteuse	$G_{PNP}=0,35 \times 0,30 \times 4.38 \times 25=11.49\text{KN}$
Poids du poteau	$P_P=0,50 \times 0,50 \times 25 \times (3.06)=19.12\text{KN}$
	$G_{10}=1612.14\text{kN}$

Niveau 11

Poids revenant 10 ^{ème} Niveau	$G_{10}=1612.14\text{KN}$
Poids plancher courant	$G_{PT}=5,34 \times 21.82=116.52\text{KN}$
Poids des poutres porteuse	$G_{PP}=0,40 \times 0.30 \times 5.15 \times 25=15.45\text{KN}$
Poids des poutres non porteuse	$G_{PNP}=0,35 \times 0,30 \times 4.38 \times 25=11.49\text{KN}$
Poids du poteau	$P_P=0,50 \times 0,50 \times 25 \times (3.06)=19.12\text{KN}$
	$G_{11}=1774.72\text{kN}$

- **Charges d'exploitations :**

- **Loi de dégression :**

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

$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Donnée par "DTR BC.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation article 6.3".

Avec : **n** : nombre d'étage,

Q₀ : la surcharge d'exploitation sur la terrasse avec **Q₀=1 kN/m²**,

Q₁, Q₂,, Q_n : les surcharges d'exploitation des étages courants est égales à **1,5 kN/m²**.

Tableau II.3. Dégression des surcharges

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
T	Q0	$\Sigma 0=Q0$	1
P09	Q1	$\Sigma 1=Q0+Q1$	3,5
P08	Q2	$\Sigma 2=Q0+0,95(Q1+Q2)$	5,75
P07	Q3	$\Sigma 3=Q0+0,9(Q1+Q2+Q3)$	7,75
P06	Q4	$\Sigma 4=Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)$	9,50
P05	Q5	$\Sigma 5=Q0+0,8(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)$	11,00
P04	Q6	$\Sigma 6=Q0+0,75(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)$	12,25
P03	Q7	$\Sigma 7=Q0+0,71(Q1+\dots+Q7)$	13,425
P02	Q8	$\Sigma 8=Q0+0,69(Q1+\dots+Q8)$	14,80
P01	Q9	$\Sigma 9=Q0+0,67(Q1+\dots+Q9)$	16,075
RDC	Q10	$\Sigma 10=Q0+0,65(Q1+\dots+Q10)$	17.25
S-SOL	Q11	$\Sigma 11=Q0+0,63(Q1+\dots+Q11)$	18.32

Tableau II.4. Surcharge d'exploitation

Niveaux	Q (KN/m2)	NQ (KN)
N1 (T)	1	21.82
N2	3.5	76.37
N3	5.75	125.46
N4	7.75	169.10
N5	9.50	207.29
N6	11.00	240.02
N7	12.25	267.29
N8	13.425	292.93
N9	14.80	322.93
N11 (RDC)	16.075	350.75
N12 (S-Sol)	17.75	387.30

B. Détermination de la section du poteau :

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

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \dots\dots\dots (1)$$

Avec

- * Nu : effort normal ultime (compression) $N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$
- * α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité
- * λ : élancement d'EULER $\lambda = \frac{l_f}{i}$
- * l_f : longueur de flambement ;
- * i : rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- * I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité

Et perpendiculaire au plan de flambement $I = \frac{h \times b^2}{12}$

- * B : surface de la section du béton ($B = a \times b$).
- * γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1.50$).....situation durable.
- * γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1.15$).....situation durable.
- * f_e : limite élastique de l'acier ($f_e = 400 \text{ MPa}$).
- * f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).
- * A_s : section d'acier comprimée.
- * B_r : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm

d'épaisseur Sur toute sa périphérie ($B_r = (a - 0.02)(b - 0.02)$) [m^2].

➤ **Selon le BAEL91- modifié 99 :**

$$2.0\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

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

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

Pour les poteaux de section carrée, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \implies \alpha = 0.708$

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

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)}$$

Alors :

$B_r = 0,66N_u$ avec: $N_u = 1,35G + 1,5Q$

➤ Le minimum requis par « RPA99 version 2003 » :

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

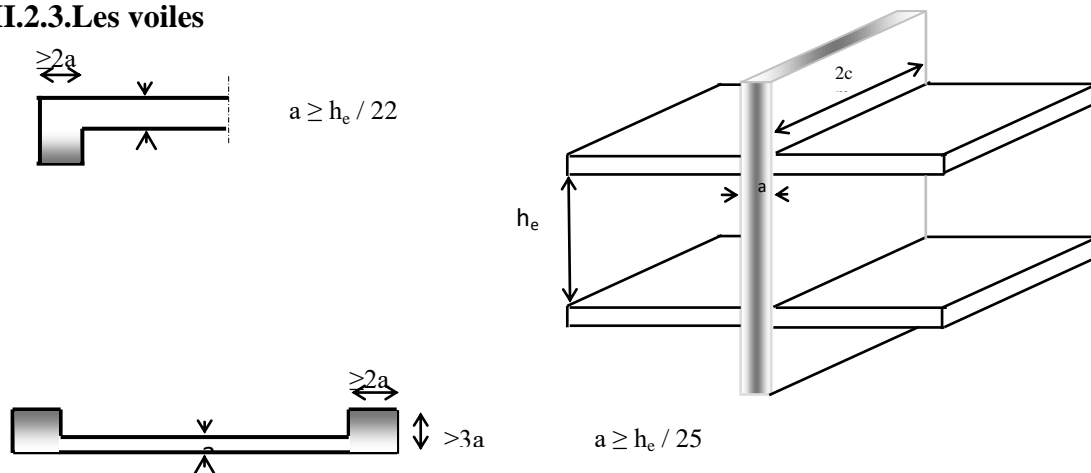
$\text{Min}(a ; b) \geq 30\text{cm}$ en zone IIa

$B_r = (a-0,02)(b-0,02)$; On a: $a=b \Rightarrow B_r=(a-0,02)$

Tableau II.5. Choix des sections des poteaux centraux

NIV	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_U (KN)	B_r (cm ²)	a (cm)	RPA (cm ²)	Choix(cm ²)
P09	185.71	32.73	218.44	144.17	16.80	30×30	25x25
P08	444.51	144.55	589.06	388.77	26.06	30×30	25x25
P07	654.70	188.19	842.89	556.30	30.70	30×30	35x35
P06	869.29	253.65	1122.94	741.14	35.06	30×30	40x40
P05	1083.87	310.93	1394.8	920.56	38.80	30×30	40x40
P04	1298.45	360.03	1658.48	1094.59	42.10	30×30	45x45
P03	1517.94	400.93	1918.87	1266.45	45.10	30×30	50×50
P02	1737.42	439.39	2212.81	1460.45	48.25	30×30	50x50
P01	1956.90	484.39	2441.29	1611.25	50.56	30×30	55x55
RDC	2176.38	526.12	2702.5	1783.65	53.07	30×30	55x55
S.Sol	2395.84	580.95	2976.79	1964.68	55.58	30x30	60x60

II.2.3.Les voiles



-Coupe de voiles en plan-

-Coupe de voile en élévation-

Figure II.2. Coupe de voile en élévation et en plan

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le **RPA 99** article 7.7.1, sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition: ($L \geq 4e$). Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article 7.7.1 de RPA99 :

$$e_{\min} = 15\text{cm.}$$

$$\text{Pour } h=h_e \rightarrow e \geq \max (e_{\min} , h_e/25, h_e/22 , h_e/20)$$

$$h_e = 3,06\text{m} \rightarrow e \geq \max (15; 12,24; 13,91; 15,3)$$

$$e \geq 15,3 \text{ cm} \rightarrow \text{ donc on prend une épaisseur de } \mathbf{20 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{e = 20\text{cm}}$$

II.3. Evaluation des charges et des surcharges

II.3.1. Introduction

Les charges et surcharges seront évaluées selon l'usage du bloc à calculer. Dans notre cas, le bloc est destiné à usage d'habitation

Tableau II.6. Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m3)	Poids surfaciques "G" (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher à corps creux	0.16+0.04	/	2.80
5	Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison simple	0.10	/	1.00
Charge permanent G				5.34
Charge exploitation Q				1.5

Tableau II.7. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Gravillons de protection	0.04	20	0.80
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pont	0.12	22	2.64
4	Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
5	Plancher à corps creux	0.16+0.04	/	2.85
6	Enduit sous plafond plâtre	0.02	10	0.40
Charge permanent G				6.72
Charge exploitation Q				1

Tableau II.8. Évaluation des charges revenant aux dalles pleines

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Dalle pleine	0.12	25	3
2	Carrelage	0.01	20	0.20
3	Mortier de pose	0.01	20	0.20
4	Lit de sable	0.01	18	0.18
5	Enduit sous plafond en ciment	0.015	18	0.27
6	Cloison	/	/	1
Charge permanent G				4.85
Charge exploitation Q				3.5

Tableau II.9. Évaluation des charges revenant au mur double cloison

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Enduit extérieur en ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses en 15cm	0.10	9	0.9
3	L'âme d'air	0.05	/	/
4	Briques creuses en 10cm	0.1	9	0.9
5	Enduit intérieur en plâtre	/	/	0.20
Charge permanent G				2.36

Tableau II.10. Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine

N°	Description		Epaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Carrelage	Horizontal	0.01	20	0.20
		Vertical	0.01		0.20
2	Mortier de pose	Horizontal	0.01	20	0.20
		Vertical	0.01		0.20
3	Marche		$h/2=0.17/2$	22	1.87
4	Dalle pleine		$0.15/\cos(\alpha)$	25	4.88
5	Enduit de ciment		$0.15/\cos(\alpha)$	18	0.31
6	Garde de corps		/	/	0.10
Charge permanent G					7.96
Charge exploitation Q					2.5

Tableau II.11. Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Dalle pleine	0.17	25	4.25
2	Carrelage	0.02	22	0.44
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Lit de sable	0.03	18	0.54
5	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
Charge permanent G				5.90
Charge exploitation Q				2.5

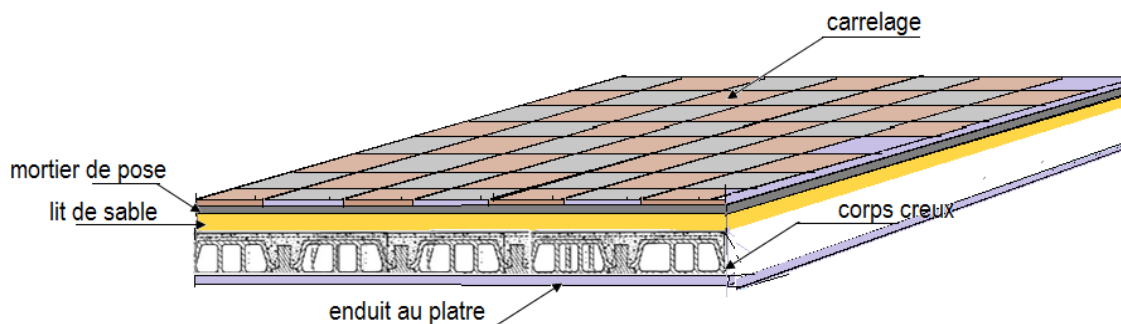


Figure II.3 : Coupe verticale du plancher courant à corps creux

Tableau II.12. Plancher Terrasse Inaccessible

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Gravillons de protection	0.04	20	0.80
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pont	0.12	22	2.64
4	Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
5	Plancher à corps creux	0.16+0.04	/	2.85
6	Enduit sous plafond plâtre	0.02	10	0.40
Charge permanent G				6.72
Charge exploitation Q				1

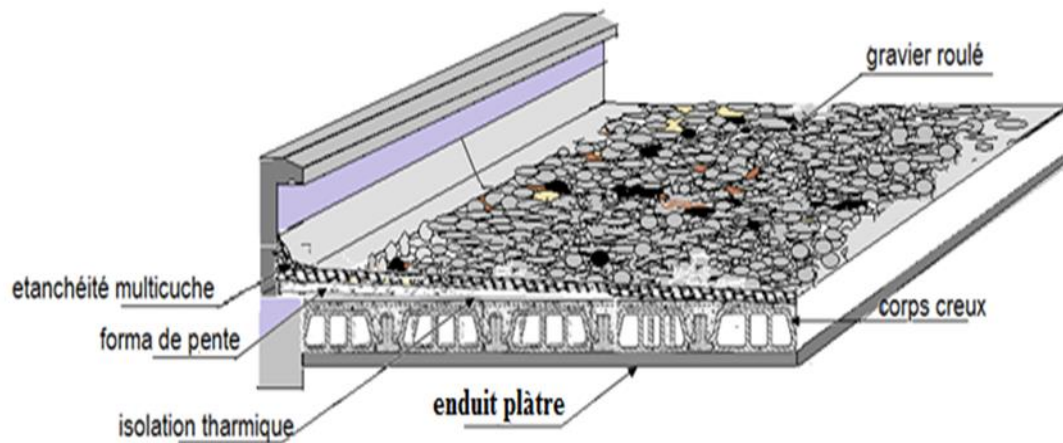


Figure II.4 : coupe de Plancher Terrasse Inaccessible

Chapitre III

Calcul des éléments non structuraux

III.1- Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les planchers, les escaliers et enfin le balcon dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement BAEL91 en respectant le règlement parasismique Algérien RPA99.

III.2 Acrotère

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitée par un acrotère, assimilée à une console verticale encastrée au niveau du plancher terrasse. La section dangereuse est celle qui se trouve au niveau de l'encastrement. Un joint de dilatation est prévu chaque 6m.

Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

- Son poids propres sous forme d'efforts normaux verticaux.
- Une charge d'exploitation horizontale égale à 1KN/ml due à la main courante.
- Actions climatiques (gradient thermique).

L'acrotère sera étudié en flexion composée, et puisqu'elle est exposée aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

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

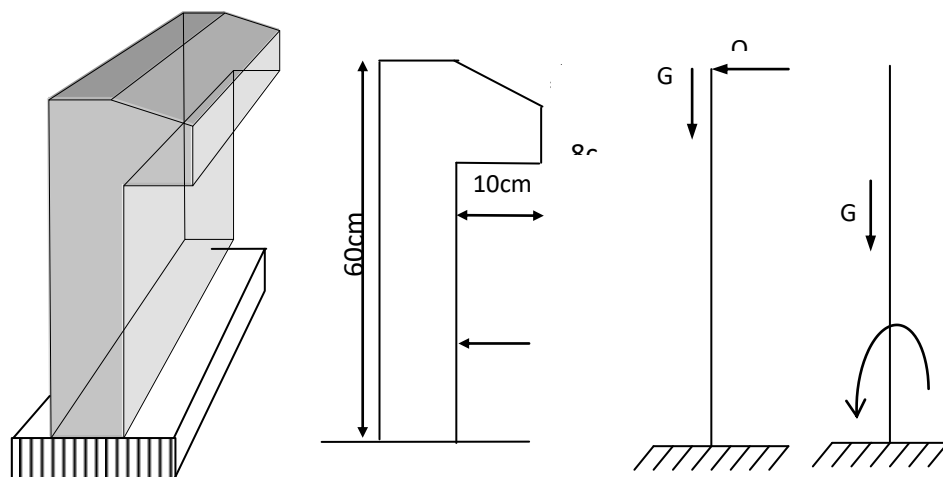


Figure.III.1. Dimensions et sollicitation de l'acrotère

a) Charges permanentes

- Surface de l'acrotère

$$S = \left[(0.1 * 0.6) + (0.1 * 0.08) + \frac{(0.1 * 0.02)}{2} \right] = 0.069 \text{ m}^2$$

- Poids propre de l'acrotère

$$G = \rho_b * S = 25 * 0.069 = 1.725 \text{ KN/ml}$$

- Revêtement en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho = 18 \text{ KN/m}^3$)

$$G = \rho * e * P = 18 * 0.02 * (60 + 10) * 2.10^{-2} = 0.529 \text{ KN/ml}$$

$$G = 2.323 \text{ KN/ml}$$

b) Charges d'exploitation

$$Q = 1.00 \text{ KN/ml}$$

III.2.1 Calcul des efforts

Pour une bande de 1m de largeur et à E.L.U :

$$N_u = 1,35 \times G \cdot L = 1.35 \times 2.323 \times 1 = 3.136 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h \times L = 1.5 \times 1 \times 0.6 \times 1 = 0.9 \text{ KN}$$

$$T_u = 1.5 \times Q \times L = 1.5 \times 1 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

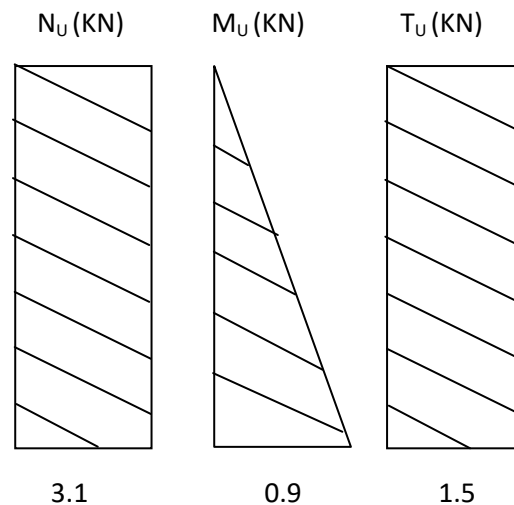


Figure.III.2 diagrammes de l'effort à l'ELU

À l'E.L.S :

$$N_{ser} = L \times G = 2.323 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = Q \times h \times L = 1 \times 0,6 \times 1 = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = Q \times L = 1 \times 1 = 1 \text{ KN}$$

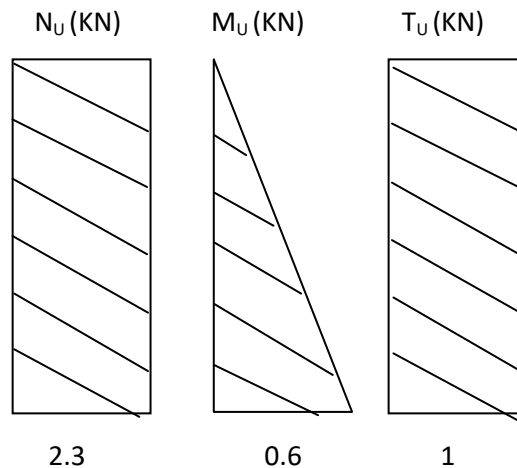


Figure III.3. Diagrammes de l'effort à l'ELS

III.2.2.Ferraillage de l'acrotère

Tableau.III.1. les données.

f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	f_{t28} (MPa)	B (cm)	h (cm)	d (cm)	c=c' (cm)	Fe (MPa)
25	14.16	2,1	100	10	9	2	400

Calcul de l'excentricité : $e = e_0 + e_1 + e_a$

e_0 : excentricité du 1^{ère} ordre $e_0 = M_u/N_u$

e_2 : excentricité du 2eme ordre due au flambement.

e_a : excentricité accidentelle.

N.B : pour les pièces courtes, on ne tient pas compte des excentricités e_2 et e_a

Donc :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{3.136} = 0,286m \quad e_0 = 28.6cm$$

$$e_0 = 28,6 > \left(\frac{h}{2} - c\right) = 3cm$$

Le centre de pression se trouve en dehors des nappes d'armature, donc la section est partiellement comprimée, on calcule la section d'armatures en flexion simple sous l'effet du moment M_1 , puis on déduit la section d'armatures réelles en flexion composée.

A l'ELU

Calcul le moment fictive :

$$M_f = M_U + N_U \times 0,03$$

$$M_f = 0,9 + 3.136 \times 0,03 = 0,99 KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5}$$

$$\checkmark f_{bu} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0,99 \times 10^{-3}}{1 \times (0,090)^2 \times f_{bu}} =$$

$$\checkmark \mu_{bu} = 0,0086$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \quad \text{Donc pivot A}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{0,9}{0,6} = 1,5$$

$$\mu_{lu} = 0,3367 \times \gamma - 0,1711$$

$$\mu_{lu} = 0,3367 \times 1,5 - 0,1711 = 0,33$$

$$\mu_{bu} = 0,0086 < \mu_{lu} = 0,33$$

Donc $A' = 0$ (la section n'a pas besoin d'acier comprimés)

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\alpha = 0,0107$$

$$z_b = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$z_{b2} = 0,089 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_f}{Z_b \times \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{0,99 \times 10^{-3}}{0,089 \times 347,82} = 0,319 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark A_s = 0,319 \text{ cm}^2$$

Flexion composé

$$A_{fc} = A_s - \frac{N_U}{\sigma_s} = 0,319 - \frac{3,136 \times 10^{-3}}{347,82} = 0,318 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark A_{fc} = 0,318 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité

$$A_{min} \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times 100 \times 9}{400} =$$

$$\checkmark A_{min} = 1,08 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} < A_{min}$$

A l'ELS

$$M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$N_{ser} = 2.323 \text{ KN}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.323} = 0.258 \text{ m}$$

$$e_0 = 25.8 \text{ cm} > \left(\frac{h}{6}\right) = 1.66 \text{ cm}$$

Calcul le moment fictive

$$M_{fser} = N_{ser} \times \left(e_{ser} + d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{fser} = 2.323 \times \left(0.258 + 0.09 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.692 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

Fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\checkmark \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e; \max(0.5 \times f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right]$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(266.66; 201.63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{rb} = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + 201.63} =$$

$$\checkmark \alpha_{rb} = 0.527$$

- Calcul M_{rb} le moment Reduit du beton

$$M_{rb} = \mu_{rb} \cdot b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\mu_{rb} = \frac{\alpha_{rb}}{2} \left(1 - \frac{\alpha_{rb}}{3}\right)$$

$$\checkmark \mu_{rb} = 0.217$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} \times 1 \times (0.09)^2 \times \bar{\sigma}_{bc} =$$

$$\checkmark M_{rb} = 26.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{rb25,45} > M_{fser} = 0.692 \text{ KN.m}$$

Donc $A_{ser}' = 0$ (la section n'pas besoin d'acier comprimés)

$$z_b = d \left(1 - \frac{\alpha_{rb}}{3}\right)$$

$$z_b = 0,09 \left(1 - \frac{\alpha_{rb}}{3}\right)$$

$$\checkmark z_b = 0.074 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$A_{Ser} = \frac{M_f}{Z_b \times \bar{\sigma}_s}$$

$$A_{Ser} = \frac{0.692 \times 10^{-3}}{Z_b \times 201.63} =$$

$$\checkmark A_{Ser} = 0.46 \text{ cm}^2$$

Flexion composée

$$A_{fcser} = A_{Ser} - \frac{N_{ser}}{\sigma_s} \qquad A_{fcser} = A_{Ser} - \frac{2,323}{347,83}$$

$$A_{fcser} = 0.45 \text{ cm}^2$$

- Condition non fragilité :

$$A_{min} \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times 100 \times 9}{400} =$$

$$\checkmark A_{min} = 1.08 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark A_s = \max \begin{cases} A_{fc} = 0.318 \text{ cm}^2 \\ A_{fcser} = 0.45 \text{ cm}^2 \\ A_{min} = 1.08 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\checkmark A_s = 1.08 \text{ cm}^2$$

- Choix des Armatures :

$$A_s = 1.08 \text{ cm}^2$$

On opte finalement 4T8 = 2.08 cm²

Avec un espacement S_t = 100/6 = 20cm

- Armatures de Repartition :

$$S_t = \frac{b - 2C - 5\phi}{4} = \frac{100 - 2 \times 2 - 5 \times 0.8}{4} = 23 \text{ cm}$$

Avec en prend S_t = 25 cm

III.2.3. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \cdot 10^3}{1000 \cdot 90} = 0.016 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Selon [R.P.A 99 version 2003^[3]., Art 6.2.3] les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure, surjetant à des forces horizontales données par la formule suivante :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu R.P.A 99^[3]..

Pour la zone et le groupe d'usage appropriés :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe 2} \\ \text{Zone IIa} \end{array} \right. \quad A = 0.15$$

C_p : Facteur de force horizontale pour l'élément secondaire obtenu (R.P.A 99) ^[3].

$$C_p = 0,3$$

W_p : poids de l'élément pour une bande de 1,00m

$$W_p = (N_u \times l) = 3,136 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4 \times (0,15) \times (0,3) \times (3,136) = 0.564 \text{ KN/ml}$$

La condition pour que l'acrotère puisse résister à cette force est

$$F_p = 0.564 \text{ KN/ml} < 1.5Q = 1.5 \text{ KN/ml} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc : Le calcul sismique n'est pas nécessaire.

❖ Schéma de ferrailage :

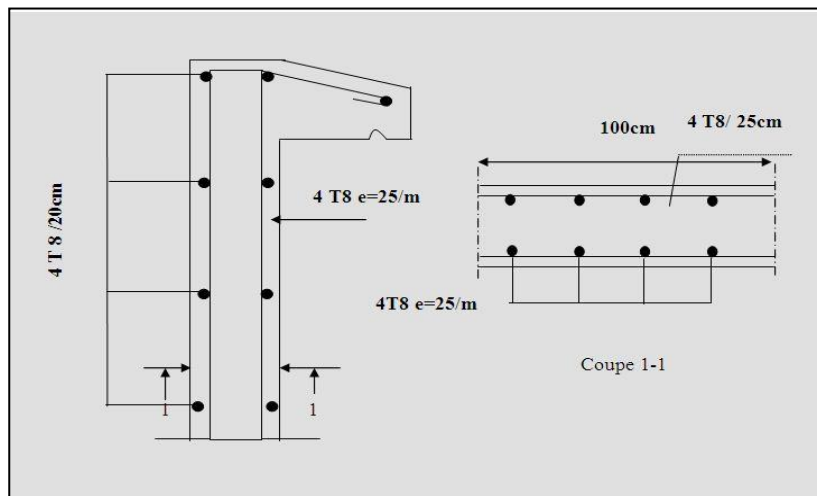


Figure.III.4. Ferrailage de l'acrotère

N.B :

Puisque la force F_p peut changer de sens, donc l'acrotère a été ferrillée symétriquement.

III.3. PLANCHER

III.3.1. Introduction

Le plancher est une aire horizontale séparant deux niveaux, il assure les fonctions suivantes :

- Porte les charges et les surcharges et du bâtiment.
- Assure l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Participe à la résistance des ossatures aux efforts horizontaux.
- Assure l'étanchéité dans les salles d'eau.

Le choix de plancher à corps creux est favorable pour les bâtiments à usage d'habitation car il répond aux conditions suivantes.

- Facilité et rapidité d'exécution.
- Sur le plan sécuritaire, il offre une bonne résistance au feu.
- Economique
- Plus légère que la dalle pleine

Pour notre structure on a un plancher à corps creux ils sont composés de :

- Poutrelles
- Hourdis
- Dalle de compression

les poutrelles sont disposées à la sollicitation suivante : $S = 1,35.G + 1,5.Q$

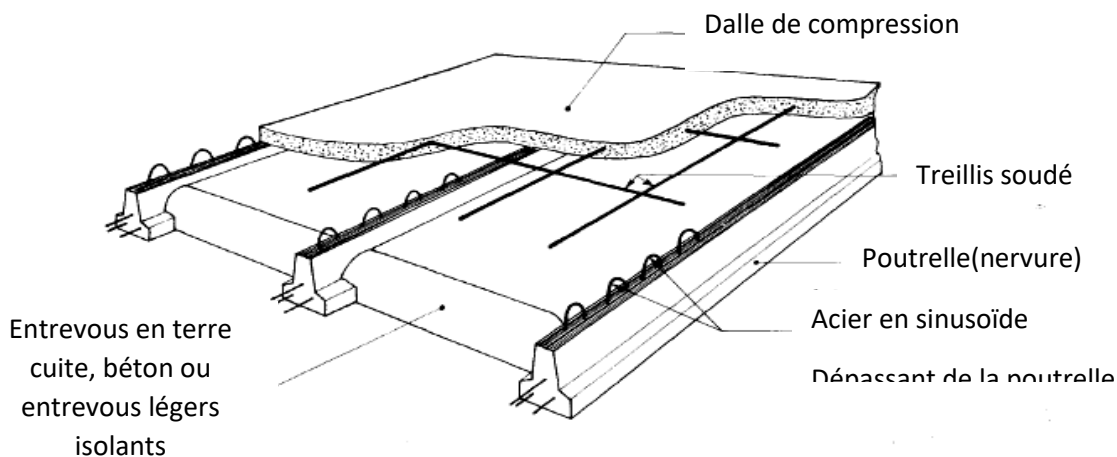


Figure.III.5. Schéma statique de la coupe de plancher.

III.3.2. Etude de plancher

III.3.2.1 Détermination de l'épaisseur du plancher

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur h

$$h_t = h_{cc} + h_{dc}$$

Avec : h_{cc} = hauteur du corps creux.

h_{dc} = dalle de compression respectivement.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance

- D'après B.A.E.L 99VERSION 2003:

$$\frac{l}{25} \leq h_t \leq \frac{l}{20}$$

l : plus grande portée dans le sens considéré

$$\frac{438}{25} \leq h_t \leq \frac{438}{20} \Rightarrow 17.5 \leq h_t \leq 21.9$$

Donc On prend : $h_t = (16 + 4)$

$h_{cc} = 16$ cm pour le corps creux

$h_{dc} = 4$ cm pour la dalle de compression

La largeur de la poutrelle : $b = b_0 + 2 \cdot c_1$ avec $b_0 = 12$ cm

Le corps creux utilisé pour le plancher et de : $D_c = 53$ cm

$$c_1 \leq \begin{cases} \frac{D_c}{2} = \frac{53}{2} = 26.5 \text{ cm} \\ \frac{l_{\max}}{10} = \frac{490}{10} = 49 \text{ cm} \\ (8; 6) \cdot h_0 = (24; 32) \text{ cm} \end{cases} \rightarrow c_1 = 26.5 \text{ cm}$$

Donc : $b = 12 + 2 \times 26.5 = 65$ cm

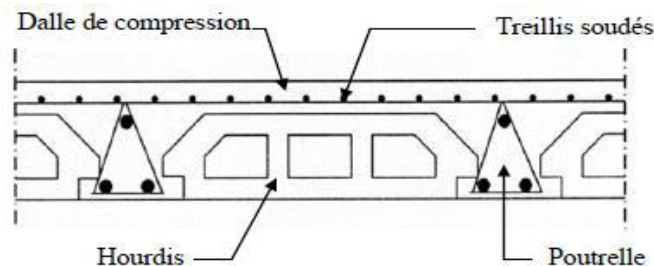


Figure III.6. Schéma d'une poutrelle

III.3.2.2. Calculs des poutrelles

Dans notre structure, on a des planchers à corps creux (16+4) ;

Les poutrelles utilisées sont préfabriquées sur chantier.

N.B : pour le calcul de plancher on utilise le chargement le plus défavorable.

Calcul des efforts dans la poutrelle :

Chargement :

Tableau III.2. Charges sur poutrelles

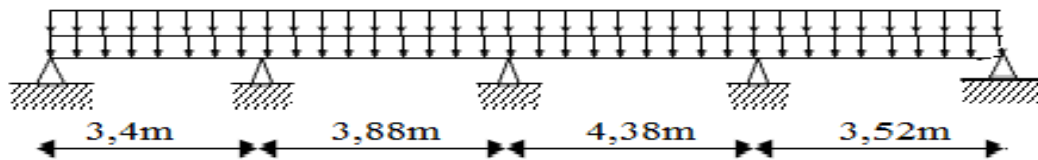
Type	G (KN/m ²)	Q(KN/m ²)	$N_u=1.35G + 1.5Q$ (KN/m ²)	$N_s= G + Q$ (KN/m ²)
Terrasses	6.72	1	10.57	7.72
Etage courant	5.34	1.5	9.45	6.84

III.3.2.2.a. Plancher terrasse

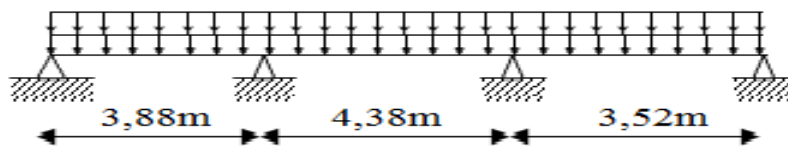
Les types des poutrelles :

Nous avons **04** types des poutrelles

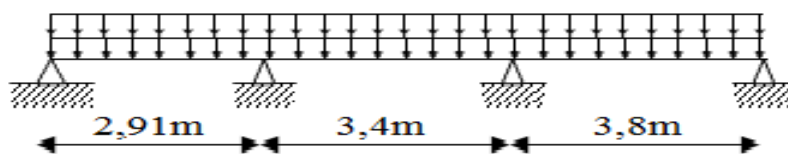
✓ Type 01 : 4 travée



✓ Type 02 : 3 travée



✓ Type 03 : 3 travée



✓ Type 04 : 4 travée

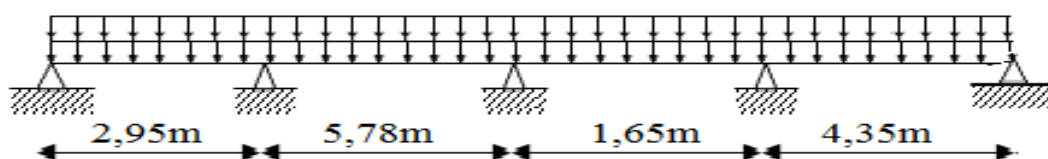


Figure III.7 : Schéma statique des poutrelles

✓ **Méthode de calcul :**

Il existe trois méthodes de calcul les moments et les efforts tranchants :

- La méthode Forfaitaire.
- La méthode de Caquot.
- La méthode de RDM.

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors il faut vérifier les conditions suivantes pour choisir la méthode de calcul :

➤ Méthode de calcul : (méthode forfaitaire)

Le BAEL 91 (Art .B.6.210) propose cette méthode simplifiée pour déterminer les moments en appui et en travée. Elle est applicable si les 4 conditions sont vérifiées.

- Plancher à surcharge modérée ($Q \text{ Min } (2G, 5\text{KN/m}^2)$).
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \text{ Li}/(\text{Li}+1) \text{ } 1.25$.
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées ($I=\text{constant}$).
- Fissuration peu nuisible (F.P.N).

Pour choisir la méthode de calcul il faut vérifier les conditions suivantes :

$$1-Q_t = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 2. G = 2 \times 6.72 = 13.44 \text{KN/m}^2 \\ 5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

$$2\text{-Inertie constante dans les différentes travées en continuité } \dots\dots\dots (\text{C. V})$$

$$3\text{-La fissuration est non préjudiciable } \dots\dots\dots (\text{C. V})$$

4-Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\frac{AB}{BC} = \frac{3.40}{3.88} = 0.87 \in [0.8 ; 1.25] \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

$$\frac{BC}{CD} = \frac{3.88}{4.38} = 0.88 \in [0.8 ; 1.25] \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

$$\frac{CD}{DE} = \frac{4.38}{3.52} = 1.25 \in [0.8 ; 1.25] \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

On applique la méthode de « forfaitaire ».

- Principe de la méthode :

Valeurs des moments : Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie Q et soit coefficient traduisant l'importance de

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

En travées :

Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_g et M_d doivent vérifier

$$M_t \geq \text{Max}\left\{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\right\} - \frac{M_w - M_e}{2}$$

$$M_t \geq \begin{cases} (1 + 0.3\alpha)\frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \\ (1.02 + 0.3\alpha)\frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$$

Avec :

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

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

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

En appuis

$M=0.2M_0$ appuis de rive ;

$M=0.6M_0$ pour une poutre à deux travées ;

$M=0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées ;

$M=0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

Effort tranchant

Le moment varie paraboliquement, le maximum est ainsi à des abscisses a et b, tels que :

$L=a+b$

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_T}}} \text{ Appuis gauche} \dots\dots\dots [2]$$

$$b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_T}}} \text{ Appuis droit} \dots\dots\dots [2]$$

Effort tranchant à gauche : $V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} \dots\dots\dots [2]$

Effort tranchant à droite : $V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{a} \dots\dots\dots [2]$

✓ Application de la méthode de forfaitaire :

✓ Type 01 :

Tableau III.3. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04 travées (ELU)

Travée	Pu	L (m)	M ₀ (kN.m)	M _t (kN.m)	M _w (kN.m)	M _e (kN.m)	T ₀	T _w (kN)	T _e (kN)
A-B	6,871	3,4	9,9297	6,9508	1,9859	4,9648	11,682	10,8059	12,5582
B-C	6,871	3,88	12,931	7,7588	6,4656	5,1725	13,331	13,6645	12,9980
C-D	6,871	4,38	16,478	9,8873	6,5915	8,2395	15,049	14,6730	15,4254
D-E	6,871	3,52	10,643	7,4501	5,3215	2,1286	12,094	13,001	11,187

Tableau III.4. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04 travées (ELS)

Travée	Ps	L	M ₀ (kN.m)	M _t (kN.m)	M _w (kN.m)	M _e (kN.m)
A-B	5,018	3,4	7,25101	5,0757	1,4502	3,6255
B-C	5,018	3,88	9,4428	5,6657	4,721	3,7771
C-D	5,018	4,38	12,03341	7,2200	4,8133	6,0167
D-E	5,018	3,52	7,7718	5,44031	3,8859	1,5543

✓ Type 02 :

Tableau III.5. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)

Travée	Pu	L m	M ₀ (kN.m)	M _t (kN.m)	M _w (kN.m)	M _e (kN.m)	T ₀	T _w (kN)	T _e (kN)
A-B	6,8718	3,88	12,9313	9,0519	2,5862	6,4656	13,3312	12,3314	14,3311
B-C	6,8718	4,38	16,4789	9,0634	8,2394	8,2394	15,0492	15,0492	15,0492
C-D	6,8718	3,52	10,6430	7,4501	5,3215	2,1286	12,0943	13,0014	11,1872

Tableau III.6. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)

Travée	Ps	L m	M ₀ (kN.m)	M _t (kN.m)	M _w (kN.m)	M _e (kN.m)
A-B	5,018	3,88	9,44287	6,61001	1,8885	4,7214
B-C	5,018	4,38	12,0334	6,6183	6,0167	6,0167
C-D	5,018	3,52	7,7718784	5,4403	3,8859	1,5543

✓ Type 03 :

Tableau III.7. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)

Travée	Pu	L m	M ₀ (kN.m)	M _t (kN.m)	M _w (kN.m)	M _c (kN.m)	T ₀	T _w (kN)	T _c (kN)
A-B	6,871	2,92	7,3239	5,1267	1,4647	3,6619	10,032	9,2803	10,785
B-C	6,871	3,4	9,9297	5,4613	4,9648	4,9648	11,682	11,682	11,682
C-D	6,871	3,8	12,4035	8,6825	6,2017	2,4807	13,056	14,035	12,077

Tableau III .8. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)

Travée	Ps	L m	M ₀ (kN.m)	M _t (kN.m)	M _w (kN.m)	M _c (kN.m)
A-B	5,018	2,92	5,3481	3,7437	1,0696	2,6740
B-C	5,018	3,4	7,2510	3,9880	3,6255	3,6255
C-D	5,018	3,8	9,0574	6,3402	4,5287	1,8114

✓ Type 04 : Méthode Caquot

Tableau III.9. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)

travées	qu (KN)	L m	L'(m)	M ₀ (KNm)	M _w (KNm)	M _c (KNm)	M _t	T _w	T _e
AB	6,871	2,95	2,95	7,4752	1,4950	13,293	0,0810	6,1364	-14,135
BC	6,871	5,78	4,624	28,6969	13,2933	13,7598	15,1703	19,7787	-19,940
CD	6,871	1,65	1,32	2,3385	13,7598	12,0643	-10,573	6,6967	-4,641
DE	6,871	4,35	4,35	16,2539	12,0643	3,2507	8,5963	16,9722	-12,920

Tableau III.10. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)

travées	q ser (KN)	L (m)	L'(m)	M ₀ (KNm)	M _w (KNm)	M _c (kN.m)	M _t (kN.m)
AB	5,018	2,95	2,95	5,4586	1,0917	9,7072	0,0591
BC	5,018	5,78	4,624	20,9554	9,7072	10,0478	11,0778
CD	5,018	1,65	1,32	1,7076	10,0478	8,8097	-7,7211
DE	5,018	4,35	4,35	11,8691	8,8097	2,3738	6,2773

– Diagramme des efforts internes :

• E.L.U :

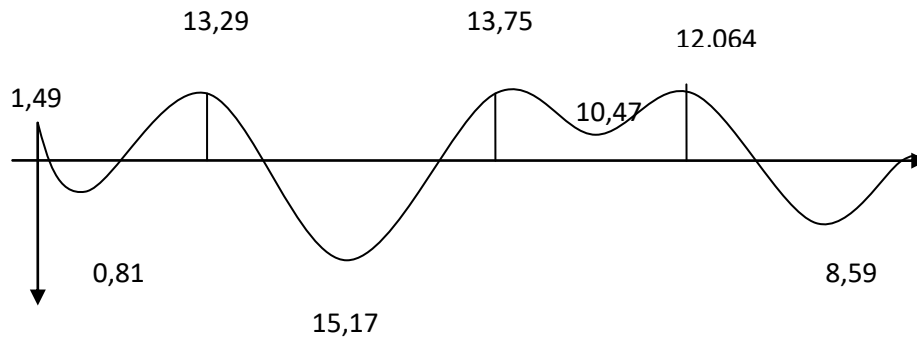


Figure.III.8. Diagramme de moment à l'ELU

• E.L.S :

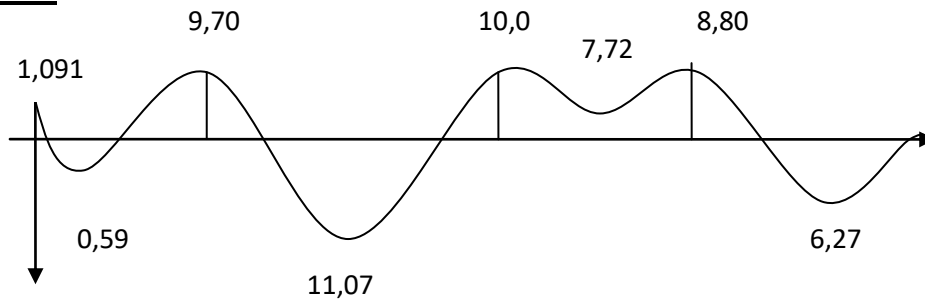


Figure.III.9. Diagramme de moment à l'ELS

– Diagrammes de l'effort tranchants :

• E.L.U :

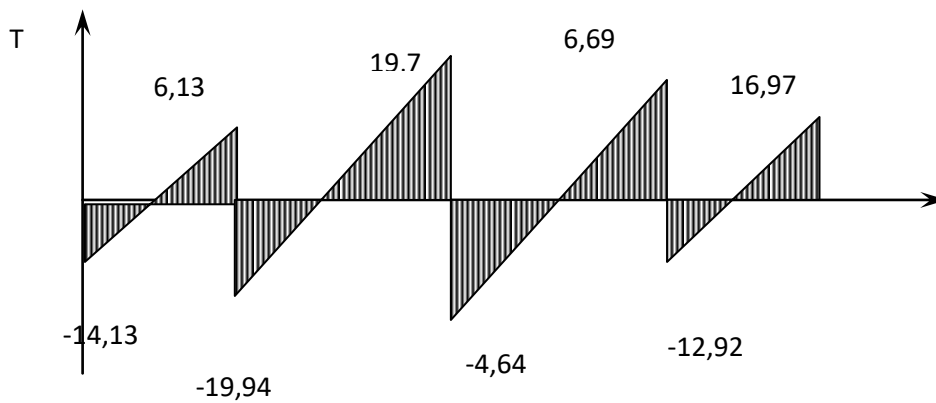


Figure.III.10. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

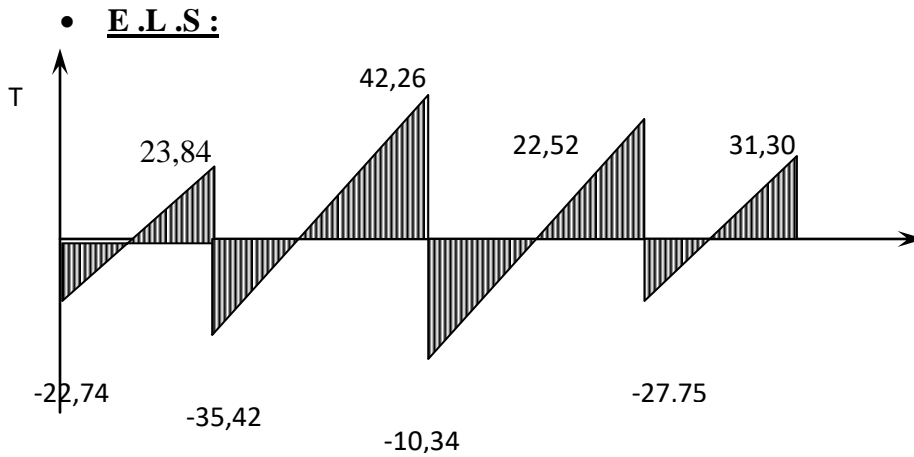


Figure.III.11. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

III.3.2.2.a.1. Ferrailage des poutrelles

Le calcul se fait à L'ELU en flexion simple, nous prenons la poutrelle la plus défavorable. Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux en appuis et en travées.

Tableau III.11. Efforts maximaux en appuis et en travées.

$M_{a.u}^{max}$ (KN.m)	$M_{a.ser}^{max}$ (KN.m)	$M_{t.u}^{max}$ (KN.m)	$M_{t.ser}^{max}$ (KN.m)
13,759	10,047	15,17	11,077

On fait le calcul d'une section en « T » soumise à la flexion simple selon les règles du BEAL 91 :

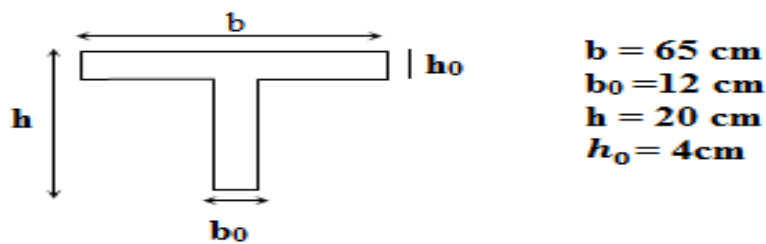


Figure III.12: Section de la poutrelle

- Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

Calcule moment table :

$$d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$M_{tab} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark M_{tab} = 58,95 \text{ KN.m}$$

Nous avons $M_u < M_{tab}$, donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire (b×h) en flexion simple

- ♦ Ferrailage en travée :

$$M_{tu} = 15,17 \text{ KN.m}$$

Les données :

Tableau. III.12. Les données.

f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	f_{t28} (MPa)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	fe (MPa)
25	14,16	2,1	65	24	18	400

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{15,17 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times f_{bu}}$$

$$\checkmark \mu_{bu25} = 0,0507$$

$$\mu_{bu} < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A_S' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\checkmark \alpha = 0,064$$

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

$$\checkmark z = 0,175 \text{ m}$$

$$\checkmark \sigma_S = 348 \text{ MPa}$$

$$A_S = \frac{M_{tu}}{Z_b \times \sigma_S}$$

$$A_S = \frac{15,17 \times 10^{-3}}{Z_b \times \sigma_S} =$$

$$\checkmark A_S = 2,49 \text{ cm}^2$$

- ❖ Vérifications :

- ✓ Condition de non fragilité :

$$A_{S \min} \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times 65 \times 18}{400} =$$

$$\checkmark A_{S \min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

- ❖ Choix des barres :

Donc $A_S > \max (A_{S \text{ tu}}, A_{S \text{ min}})$

$$\Rightarrow A_S \geq 2,49 \text{ cm}^2$$

Qui nous donne $3T12 = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- ♦ Ferrailage sur appuis :

$$M_{tab} > M_{au} = 13,75 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre dans la table de compression, donc calcul d'une section rectangulaire (b×h)

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{13,75 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times f_{bu}}$$

$$\checkmark \mu_{bu} = 0,045$$

$$\mu_{bu} < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A_S' = 0.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\checkmark \alpha = 0,057$$

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

$$\checkmark z = 0,175 \text{ m}$$

$$A_S = \frac{M_{tu}}{Z_b \times \sigma_S}$$

$$A_S = \frac{13,75 \times 10^{-3}}{Z \times \sigma_S} =$$

$$\checkmark A_S = 2,25 \text{ cm}^2$$

- ❖ Vérifications :

- ✓ Condition de non fragilité :

$$A_{S \min} \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times 65 \times 18}{400} =$$

$$\checkmark A_{S \min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

- ❖ Choix des barres :

Donc $A_S > \max(A_{S \text{ tu}}, A_{S \text{ min}})$

$$\Rightarrow A_S \geq 2,25 \text{ cm}^2$$

Qui nous donne $T12+T14 = 2,67 \text{ cm}^2/\text{ml}$

III.3.2.2.a.2 .Vérification de l'effort tranchant

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable

($T_U^{\max} = 19,77 \text{ KN}$). Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$, tel que :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa}) \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\checkmark \bar{\tau}_{u25} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \circ d} = \frac{19,77 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,915 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

Condition Vérifiée.

III.3.2.2.a.3 .Vérification de la contraint du béton a L'ELS

La fissuration étant peu nuisible, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton ; on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y, \text{ et } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\checkmark \bar{\sigma}_{bc25} = 15 \text{ MPa..}$$

Moment d'inertie :

$$I = 1/3 b_0 y^3 + 15 A_s (d-y)^2$$

Détermination de l'axe neutre :

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

Si : $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée.

Si : $y > h_0 \Rightarrow$ on trie Y de l'équation suivante :

$$(b/2) \cdot y^2 + (b-b_0 / 2) (y-h_0) + n A'_s (y - c') - n A_s (d-y) = 0$$

Les résultats obtenus sont dans le tableau suivant :

Tableau III.13. Récapitulatifs pour la vérification à L'E.L.S

Position	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc25,45}
Travée	11,077	3,39	4,61	11235,72	4,54	Vérifie
appui	10,047	2,67	5,504	9805,97	5,63	Vérifie

III.3.2.2.a.4.Vérification de la flèche :

D'après le B.A.E.L91, si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

1. $h/L \geq 1/16$
2. $A_s / bd \leq 4,2 / f_e$
3. $h/L \geq 1/10 (M_t / M_0)$

Nous avons : $h/L = 0,529 \geq 1/16 = 0,0625$ CV.

La vérification de la flèche est nécessaire.

D'après le **BAEL 91** la flèche totale est : $\Delta\delta_T = \delta_v - \delta_i$

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L(cm)}{500} \therefore si \therefore L < 5m$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L(m)}{1000} \therefore si \therefore L > 5m$$

Avec :

$$\begin{cases} \delta_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{\delta_i}} & (1) \\ \delta_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{\delta_v}} & (2) \end{cases}$$

⁽¹⁾Flèche due aux charges instantanées.

⁽²⁾Flèche due aux charges différées.

Dans notre cas $L= 5,78$ m.

• Moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15 \times A_s' \times \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

Moment d'inertie fictif :

$$\begin{cases} I_{\delta_i} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{\delta_v} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} & (1) \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} = 0,4 \lambda_i & (2) \end{cases}$$

⁽¹⁾Pour la déformation instantanée.

⁽²⁾Pour la déformation différée.

$$\begin{cases} \rho = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \end{cases} \quad \text{Avec } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s Z}$$

$$Z = d - \frac{y}{3}$$

Avec : $Y = ((bh^2/2 + 15A_s d) / (bh+15A_s)) = 10.30 \text{ cm}$.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau .III.14. Vérification de la flèche.

M(kN.m)	A (cm ²)	y (cm)	ρ	β ₁	σ _s (MPa)	μ	λ _i	λ _v
11,077	3,39	10,30	0,0028974	0,878	206,75	0,1826	7,247	1.17
I (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	L(m)	f _i (mm)	f _v (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)	Δf < f _{adm}
46465,22	21994,86	33416,82	5,78	5,230989	10,32907	5,098	10,78	cv

III.3.2.2.a.5. Calcul des armatures transversales et de l'espacement

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence de nuance le ferrailage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

- Suivant le BAEL91 (Art.5.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} K}{0,8 f_e} \\ S_t \leq \min(0,9d; 40cm) \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq (40cm) \end{array} \right. \quad K=1 : \text{pas de reprise de bétonnage}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_{t25}}{S_t} \geq 1,5 \times 10^{-2} \text{ cm} \\ S_t \leq 19,4 \text{ cm} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 12 \times 10^{-3} \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Suivant le RPA99 (Art.7.5.2.2)

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

Avec : $\phi_l \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right)$

φ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

φ_l ≤ min(5.71; 12; 10) = 5.71 mm .

On adopte

$$\Phi_t = 6 \text{ mm} \implies A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \text{ cm} \\ S_t \leq 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone courante} \end{array} \right.$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \implies S_t \leq \frac{0,57}{0,036} = 15,83 \text{ cm} \quad \text{on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

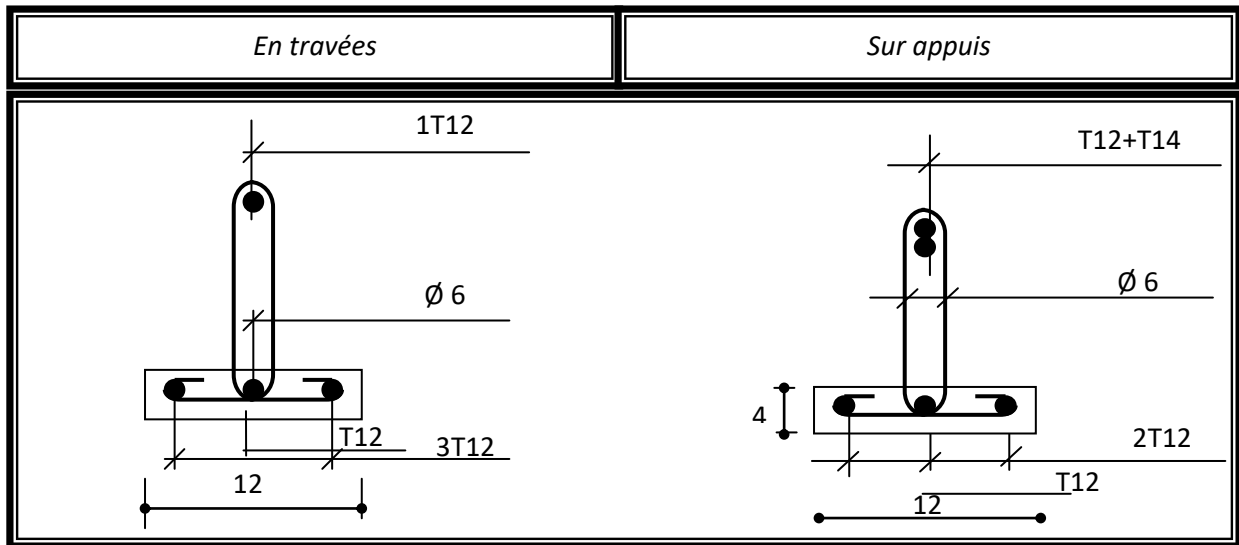


Figure III.13. Schéma de ferrailage des poutrelles pour terrasse

III.3.2.2.b. Plancher RDC jusqu'à 9^{ème} étage : .

➤ Méthode de calcul :

On travaille avec la méthode de Forfaitaire dans les types 01, 02 et 03

Et dans le type 04 on travaille avec la méthode de Caquot.

✓ Type 01 :

❖ ELU :

Tableau I.15. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04 travées (ELU)

Travée	Pu	L	M ₀ (kN.m)	M _t (kN.m)	M _w (kN.m)	M _c (kN.m)	T ₀	T _w (kN)	T _c (kN)
A-B	6,148	3,4	8,8843	6,3593	1,7768	4,442	10,452	9,668	11,2361
B-C	6,148	3,88	11,5699	7,1246	5,7849	4,627	11,927	12,22	11,629
C-D	6,148	4,38	14,7440	9,0792	5,8976	7,372	13,464	13,128	13,801
D-E	6,148	3,52	9,5225	6,8161	4,761	1,904	10,821	11,632	10,009

❖ ELS :

Tableau III.16. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04 travées (ELS)

Travée	Ps	L	M ₀ (kN.m)	M _t (kN.m)	M _w (kN.m)	M _e (kN.m)
A-B	4,446	3,4	6,42447	4,497129	1,284894	3,212235
B-C	4,446	3,88	8,3664828	5,01988968	4,1832414	3,34659312
C-D	4,446	4,38	10,6617303	6,39703818	4,26469212	5,33086515
D-E	4,446	3,52	6,8859648	4,82017536	3,4429824	1,37719296

✓ Type 02 :

❖ ELU :

Tableau III.17. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 03 travées (ELU)

Travée	Pu	L m	M ₀ (kN.m)	M _t (kN.m)	M _w (kN.m)	M _e (kN.m)	T ₀	T _w (kN)	T _e (kN)
A-B	6,148	3,88	11,569	8,2816	2,3139	5,7849	11,927	11,033	12,822
B-C	6,148	4,38	14,744	8,3420	7,3720	7,372	13,464	13,464	13,4648
C-D	6,148	3,52	9,522	6,8161	4,7612	1,9045	10,821	11,632	10,009

❖ ELS :

Tableau III.18. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 03 travées (ELS)

Travée	Ps	L m	M ₀ (kN.m)	M _t (kN.m)	M _w (kN.m)	M _e (kN.m)
A-B	4,446	3,88	8,3664828	5,85653796	1,67329656	4,1832414
B-C	4,446	4,38	10,6617303	5,863951665	5,33086515	5,33086515
C-D	4,446	3,52	6,8859648	4,82017536	3,4429824	1,37719296

✓ Type 03 :

❖ ELU :

Tableau III.19. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 03 travées (ELU)

Travée	Pu	L m	M ₀ (kN.m)	M _t (kN.m)	M _u (kN.m)	M _e (kN.m)	T ₀	T _w (kN)	T _e (kN)
A-B	6,14835	2,92	6,552	4,6905	1,3105	3,2764	8,9765	8,30334	9,6498
B-C	6,14835	3,4	8,8843	5,0266	4,4425	4,4421	10,452	10,4521	10,4521
C-D	6,14835	3,8	11,0977	7,9436	5,5488	2,2195	11,681	12,558	10,8057

❖ ELS :

Tableau III.20. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 03 travées (ELS)

Travée	Ps	L(m)	M ₀ (kN.m)	M _t (kN.m)	M _w (kN.m)	M _e (kN.m)
A-B	4,446	2,92	4,7385468	3,3169	0,9477	2,3692
B-C	4,446	3,4	6,42447	3,5334	3,2122	3,2122
C-D	4,446	3,8	8,02503	5,6175	4,0125	1,605

✓ **Type 04 :**

❖ ELU :

Tableau III.21. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04 travées (ELU)

travées	qu (KN)	L(m)	L'(m)	M ₀ (KNm)	M _w (KNm)	M _e (KNm)	M _t	T _w	T _e
A-B	6,148	2,95	2,95	6,6878	1,3375	11,8931	0,0724	5,4901	-12,646
B-C	6,148	5,78	4,624	25,674	11,8931	12,3105	13,572	17,6955	-17,839
C-D	6,148	1,65	1,32	2,0922	12,3105	10,7936	-9,4598	5,9914	-4,152
D-E	6,148	4,35	4,35	14,5419	10,7936	2,9083	7,6909	15,1846	-11,55

❖ ELS :

Tableau III.22. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04 travées (ELS)

travées	q ser (KN)	L(m)	L'(m)	M ₀ (KNm)	M _w (KNm)	M _e (KNm)	M _t
AB	4,446	2,95	2,95	4,8364	0,9672	8,6006	0,0524
BC	4,446	5,78	4,624	18,5667	8,6006	8,9025	9,8151
CD	4,446	1,65	1,32	1,513	8,9025	7,8055	-6,841
DE	4,446	4,35	4,35	10,5161	7,8055	2,1032	5,5617

III.3.2.2.b.1 Ferrailage des poutrelles :

Le calcul se fait à L'ELU en flexion simple, nous prenons la poutrelle la plus défavorable. Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux en appuis et en travées.

Tableau. III.23 : Efforts maximaux en appuis et en travées.

$M_{a.u}^{\max}$ (KN.m)	$M_{a.ser}^{\max}$ (KN.m)	$M_{t.u}^{\max}$ (KN.m)	$M_{t.ser}^{\max}$ (KN.m)	T_u^{\max} (KN)
11,377	9,79	5,039	4,335	10,933

On fait le calcul d'une section en « T » soumise à la flexion simple selon les règles du BEAL 91^[1].

- Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

Calcule moment table :

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

$$\checkmark M_{tab} = 58.95 \text{ KN.m}$$

$$M_u < M_{tab}$$

Nous avons $M_u < M_{tab}$, donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire (b×h) en flexion simple

- Ferrailage en travée :

$$M_{tu} = 5,03 \text{ KN.m}$$

Les données :

Tableau.III.24. représentation des données.

f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	f_{t28} (MPa)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	f_e (MPa)
25	14,16	2,1	65	24	18	400

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{13,57 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times f_{bu}}$$

$$\checkmark \mu_{bu} = 0,045$$

$$\mu_{bu} < \mu_R = 0.392 \Rightarrow A_S' = 0.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\checkmark \alpha = 0,058$$

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

$$\checkmark z = 0,175 \text{ m}$$

$$A_S = \frac{M_{tu}}{Z_b \times \sigma_S}$$

$$A_S = \frac{13,57 \times 10^{-3}}{Z_b \times \sigma_S} =$$

$$\checkmark A_S = 2,22 \text{ cm}^2$$

✓ Vérifications :

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{S \min} \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times 65 \times 18}{400} =$$

$$\checkmark A_{S \min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

✓ Choix des barres :

Donc $A_S > \max (A_{S \text{tu}}, A_{S \text{min}})$

$$\Rightarrow A_S \geq 2,22 \text{ cm}^2$$

Qui nous donne 3T10 = 2,36 cm²/ml .

▪ Ferrailage sur appuis :

$$M_{tab25} > M_{au} = 12,31 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre dans la table de compression, donc calcul d'une section rectangulaire (b×h)

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} =$$

$$\mu_{bu} = \frac{12,31 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times f_{bu}} = 0,041$$

$$\checkmark \mu_{bu} = 0,041$$

$$\mu_{bu} < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A_S' = 0.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\checkmark \alpha = 0,052$$

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

$$\checkmark z = 0,176 \text{ m}$$

$$A_S = \frac{M_{tu}}{Z_b \times \sigma_S}$$

$$A_S = \frac{12,31 \times 10^{-3}}{Z \times \sigma_S} =$$

$$\checkmark A_S = 2,01 \text{ cm}^2$$

✓ Vérifications :

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{S \min} \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times 65 \times 18}{400} =$$

$$\checkmark A_{S \min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

Donc $A_s > \max (A_{S \text{tu}}, A_{S \text{min}})$

$$\Rightarrow A_s \geq 2,01 \text{ cm}^2$$

Qui nous donne 2T12=2,26 cm²/ml .

III.3.2.2.b.2. Vérification de l'effort tranchant

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable ($T_U^{\max} = 17,69 \text{ KN}$). Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$, tel que :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa}) \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\checkmark \bar{\tau}_{u25} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{17,69 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,818 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

III.3.2.2.b.3. Vérification de la contrainte du béton a L'ELS

La fissuration étant peu nuisible, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton ; on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y, \text{ et } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\checkmark \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

Moment d'inertie :

$$I = 1/3 b_0 y^3 + 15 A_s (d-y)^2$$

Détermination de l'axe neutre :

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

Si : $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée.

Si : $y > h_0 \Rightarrow$ on trie Y de l'équation suivante :

$$(b/2) \cdot y^2 + (b-b_0/2) (y-h_0) + n A'_s (y - c') - n A_s (d-y) = 0$$

Les résultats obtenus sont dans le tableau suivant :

Tableau III.25.Récapitulatifs pour la vérification à L'E.L.S

Position	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	9,81	A _s =2,36	3,917	8323,048	4,617	C. Vérifiée
Appui	8,90	A _s =2,26	3,845	10487,306	3,263	C. Vérifiée

III.3.2.2.b.4. Vérification de la flèche

D’après le B.A.E.L91, si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n’est pas nécessaire de vérifier la flèche :

1. $h/L \geq 1/16$
2. $A_s / bd \leq 4,2 / f_e$
3. $h/L \geq 1/10 (M_t/M_o)$

Nous avons : $h/L=0,058 \leq 1/16 =0,0625$ Condition vérifiée.

La vérification de la flèche est nécessaire.

D’après le BAEL 91 la flèche totale est : $\Delta\delta_T = \delta_v - \delta_i$

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L(cm)}{500} \therefore si \therefore L < 5m$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L(m)}{1000} \therefore si \therefore L > 5m$$

Avec :

$$\begin{cases} \delta_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{\delta_i}} & (1) \\ \delta_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{\delta_v}} & (2) \end{cases}$$

⁽¹⁾Flèche due aux charges instantanées.

⁽²⁾Flèche due aux charges différées.

Dans notre cas $L= 4,65$ m.

• Moment d’inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15 \times A_s' \times \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$\text{Moment d'inertie fictif : } \begin{cases} I_{\delta i} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{\delta v} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} & (1) \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 0,4 \lambda_i & (2) \end{cases}$$

⁽¹⁾Pour la déformation instantanée.

⁽²⁾Pour la déformation différée.

$$\begin{cases} \rho = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \end{cases} \quad \text{Avec } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s Z}$$

$$Z = d - \frac{y}{3}$$

Avec : $Y = ((bh^2/2 + 15A_s d) / (bh+15A_s))=10,298 \text{ cm.}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.26. Vérification de la flèche.

M(kN.m)	A (cm ²)	y (cm)	ρ	β ₁	σ _s (MPa)	M	λ _i	λ _v
9,81	3,36	10,298	0,00287	0,878	184,74075	0,1295904	7,3125	1.17
I (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	L(m)	f _i (mm)	f _v (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)	Δf < f _{adm}
46438,547	26227,982	37041,68	5,78	3,88496	8,252443	4,367478	10,78	cv

III.3.2.2.b.5. Calcul des armatures transversales et de l'espacement

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence de nuance le ferrailage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

1. Suivant le BAEL 91^[1]. (Art.5.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} K}{0,8 f_e} \\ S_t \leq \min(0,9d; 40cm) \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq (40cm) \end{array} \right. \quad K=1 : \text{pas de reprise de bétonnage}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_{t25}}{S_t} \geq 1,87 \times 10^{-3} cm \\ St \leq 19,4cm \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 12 \times 10^{-3} cm \end{array} \right.$$

2. Suivant le RPA99^[3]. (Art.7.5.2.2)

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

AveC $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right)$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$\phi_t \leq \min(5.71; 12; 10) = 5.71mm$. On adopte

$\Phi_t = 6 \text{ mm} \implies A_t = 2\phi \ 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036cm \\ S_t \leq 5cm \dots\dots\dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq 10cm \dots\dots\dots \text{zone courante} \end{array} \right.$$

$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \implies S_t \leq \frac{0,57}{0,036} = 15,83 \text{ cm}$ on prend $St=15 \text{ cm}$

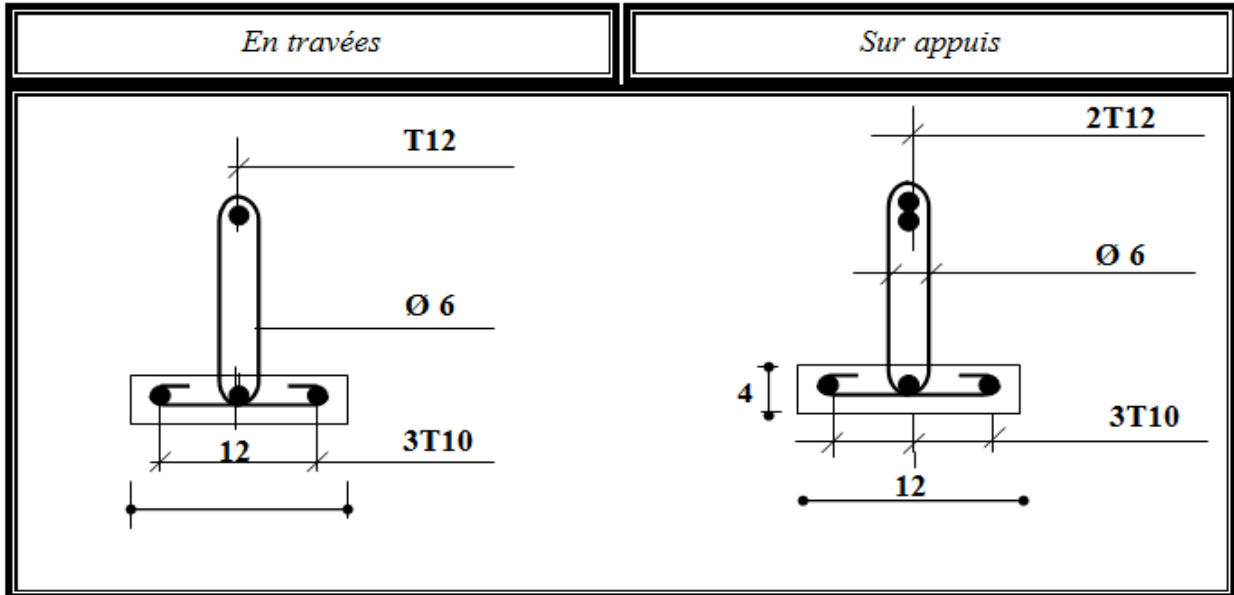


Figure.III.14 : Schéma de ferrailages des poutrelles pour RDC jusqu'à 9^{ème} étage

III.3.3. Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression sera ferrillée dans les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferrillage est en treillis soudée (BEAL 91 B.6.8.4) ^[1].

-Les conditions suivantes doivent être respectées :

-les dimensions des mailles sont normalisées (ART.B68.BAEL91) ^[1] comme suit :

20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit : A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures.

(A en : cm² pour mètre de nervures).

avec :

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65$ cm).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A_2 = A_1 / 2$$

$F_c = 400$ MPa

$$A_1 = 4 \cdot \frac{65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2 / m_l$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

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

$$A_2 = A_1 / 2 = 0,32 \text{ cm}^2$$

Soit 5T6 $\Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$ et $S_t = 20 \text{ cm}$.

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis

Soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens

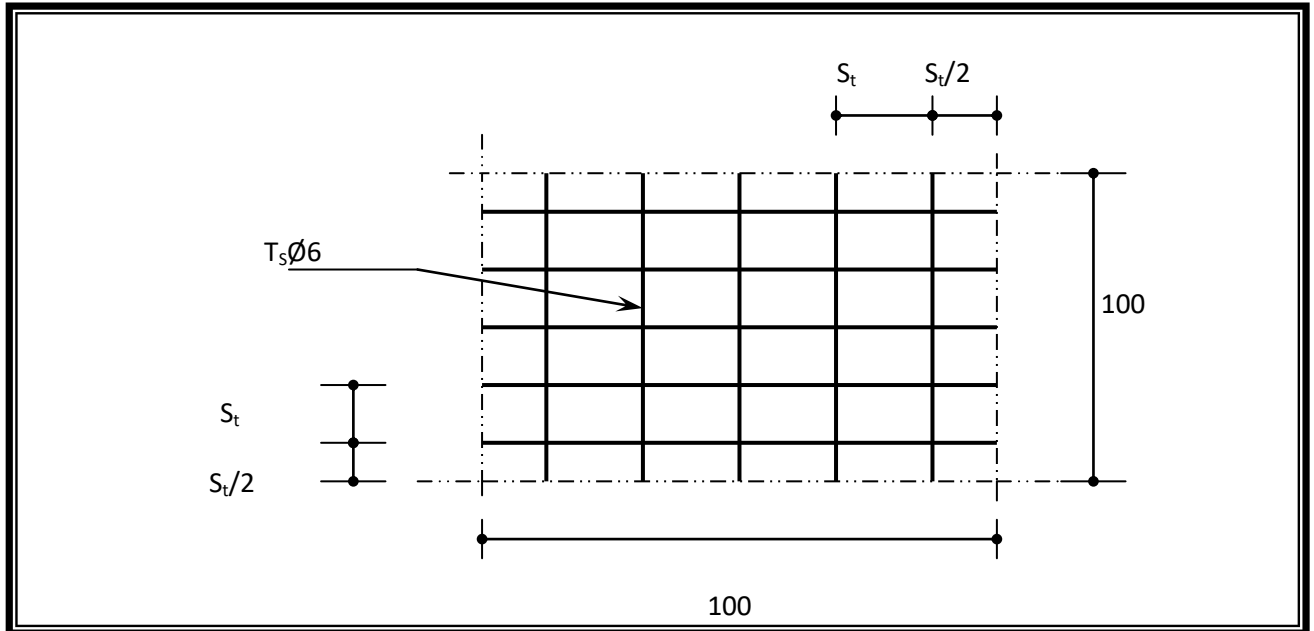


Figure III.15. Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

III.4. L'ESCALIER

III.4.1. Définition

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers Ou par l'ascenseur. 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 et un palier chacun.

a) Définition des éléments d'un escalier :

On appelle « marche » la partie horizontale (g) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (h) de ces gradins.

H : la hauteur du palier.

L_0 : Longueur projetée de la volée.

L_v : Longueur de la volée.

L_p : Longueur du palier de repos.

b) Dimensionnement des marches :

Le dimensionnement d'un escalier revient à déterminer ce qui suit :

- La hauteur (h) et la largeur (g) des marches

- la hauteur des contre marches (**h**) se situe entre **14** et **18 cm**.
- le giron (**g**), se situe entre **25** et **32 cm**.

Pour avoir un escalier confortable, nous allons utiliser la formule de « **BLONDEL** » vérifiant la cohérence entre la hauteur de marche et son giron :

$$60\text{cm} \leq 2 \cdot h + g \leq 64 \dots\dots\dots(1)$$

➤ Le nombre de contre marches (**n**) est donner par **n = H/h**

On fixant la hauteur des contres marches **h** à **17 cm**, nous aurons le nombre de contre marche correspondant :

$$n = 102/17 = \mathbf{6 \text{ contres marches}}$$

➤ le nombre de marche est (**n - 1**) = **5** marches

$$g = \frac{l_0}{n - 1} = \frac{150}{5} = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

Donc :

$$60\text{cm} \leq 2 \cdot h + g \leq 64 \rightarrow 60\text{cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 64 \rightarrow \mathbf{60\text{cm} \leq 64 \leq 64}$$

Ce qui donne d'après la formule (1) un giron **g = 30 cm**, donc la formule de **BLONDEL** est vérifiée.

➤ **Angle de raccordement α**

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

➤ **Epaisseur de la paillasse (**e**)**

$$l_{\text{paillasse}} = \sqrt{1.02^2 + 1.5^2} = 1.81 \text{ m}$$

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{321}{30} \leq e \leq \frac{321}{20} \rightarrow \mathbf{10.7 \leq e \leq 16\text{cm}}$$

$e \geq 11 \dots\dots\dots$ Pour 2 heures de coupe-feu

Avec : $L = l_p + l_v$

On prend : e = 14 cm

Tableau.III.27. Dimensionnement d'escalier.

H (m)	h (cm)	N. marche	N. contre marche	g (cm)	l₀ (m)	l_p (m)	l_v (m)	e (cm)
1.02	17	5	6	30	1.5	1.40	1.50	14

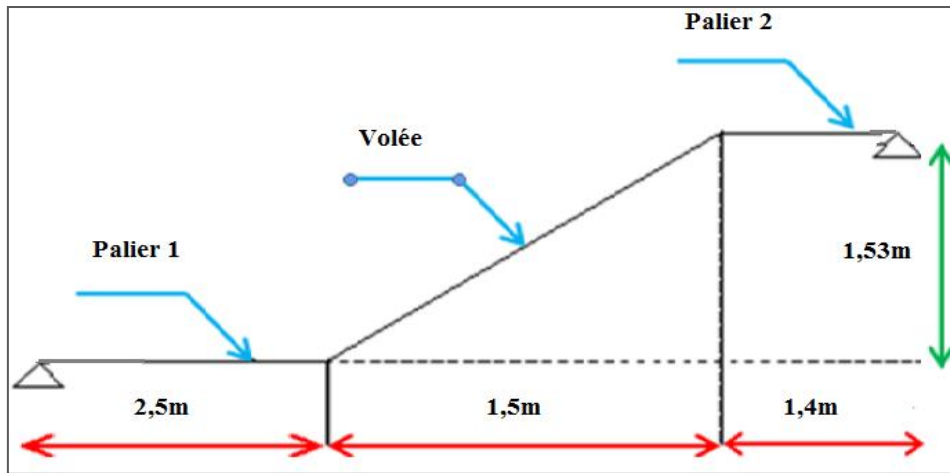


Figure III.16. Dimensionnement d'escalier.

III.4.2 Calcul de l'escalier

Les escaliers sont calculés à la flexion simple en considérant la section à ferriller comme une section rectangulaire de largeur **1m** et de hauteur **h**.

a) Les chargements

On a :

- Palier : $G_p = 5,90 \text{ KN/m}^2$
- Volée : $G_v = 7,96 \text{ KN/m}^2$
- $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

b) Combinaison de charges

Tableau.III.27. Les charges d'escaliers en ELU et ELS

	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	Pu (kN/m ²)	Pser (kN/m ²)
Pallier	5,9	2,5	11,715	8,4
Volée	7,96	2,5	14,496	10,46

c) Calcul de moments fléchissant et effort tranchant :

- à L'E.L.U : La poutre est isostatique.

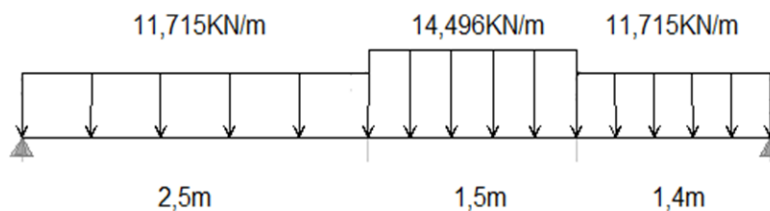


Figure III.17: schéma statique d'escalier a l'ELU

Calcul Les Réactions :

$$\sum F/y = 0 \quad \rightarrow \quad R_A + R_B = 11.715x2.5 + 14.496x1.5 + 11.715x1.4$$

$$R_A + R_B = 67.432KN$$

$$\sum M/A = 0 \quad \rightarrow$$

$$\left(11.715x1.4x\left(\frac{1.4}{2} + 1.5 + 2.5\right)\right) + \left(14.496x1.5x\left(\frac{1.5}{2} + 2.5\right) + \left(11.715x2.5x\left(\frac{2.5}{2}\right)\right)\right) = 5.4 R_B$$

$$R_B = \frac{184.36}{5.4} = 34.141KN \quad \rightarrow \quad R_B = 34.141KN$$

$$R_A = 67.432 - R_B \quad \rightarrow \quad R_A = 33.291 KN$$

- Coupe 1-1 : $0 \leq X \leq 2.5$

$$\sum F/y = 0 \quad \rightarrow \quad -T(x) + 33.291 - 11.715x = 0$$

$$\rightarrow \quad T(x) = -11.715x + 33.291$$

$$\begin{cases} T(0) = 33.291 KN \\ T(2.5) = 4.003KN \end{cases}$$

$$\sum M/o = 0 \quad \rightarrow \quad -M(x) - 11.715 \frac{x^2}{2} + 33.291x = 0$$

$$\rightarrow \quad M(x) = -5.857x^2 + 33.291x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.5) = 46.62 KN.m \end{cases}$$

- Coupe 2-2 : $2.5 \leq X \leq 4$

$$\sum F/y = 0 \quad \rightarrow \quad -T(x) + 33.291 - 11.715(2.5) - 14.496x = 0$$

$$\rightarrow \quad T(x) = -14.496x + 4.003$$

$$\begin{cases} T(2.5) = -32.237 KN \\ T(4) = -53.981 KN \end{cases}$$

$$\sum M/o = 0 \quad \rightarrow \quad M(x) - 14.496 \frac{x^2}{2} - 11.715(2.5) \left(\frac{2.5}{2} + x\right) + 33.291(2.5+x) = 0$$

$$\rightarrow \quad M(x) = -7.248x^2 + 4.003x + 46.618$$

$$\begin{cases} M(2.5) = 11.32 \\ M(4) = -53.34KN.m \end{cases}$$

- Coupe 3-3 : $0 \leq X \leq 1.4$

$$\sum F/y = 0 \quad \rightarrow \quad -T(x) - 11.715(x) + 34.141 = 0$$

$$\rightarrow \quad T(x) = -11.715x + 34.141$$

$$\begin{cases} T(0) = 34.141KN \\ T(1.4) = 17.74 KN \end{cases}$$

$$\sum M/o = 0 \rightarrow M(x) + 11.715\left(\frac{x^2}{2}\right) - 34.141(x) = 0$$

$$\rightarrow M(x) = -5.857x^2 + 34.141x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.4) = 36.32 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Le moment maximal en travée :**

$$T = 0 \Rightarrow -11.715x + 34.141 = 0 \rightarrow x = \frac{34.141}{11.715} \rightarrow x = 2.91 \text{ m}$$

$$M_{max} = M(2.91) = -5.857(2.91)^2 + 33.291(2.91) = 46.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{max} = 46.81 \text{ KN.m}$$

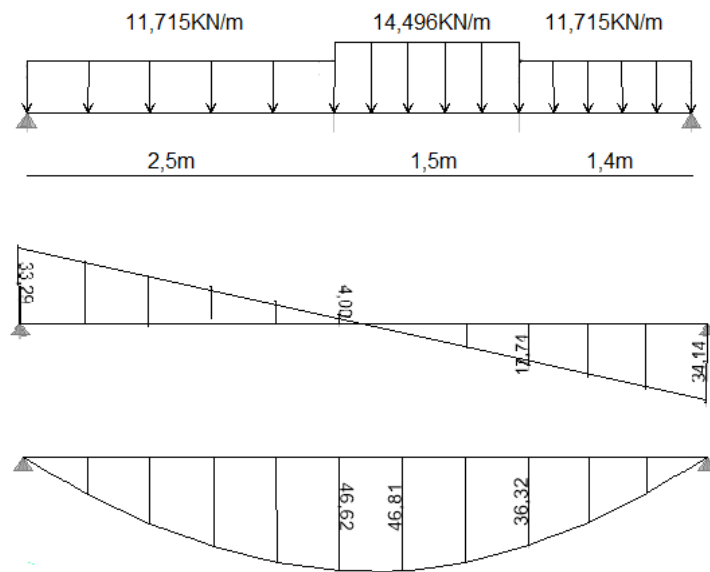


Figure III.18. Diagramme des moments et efforts tranchants à l'E.L.U

- à L'E.L.S : La poutre est isostatique.

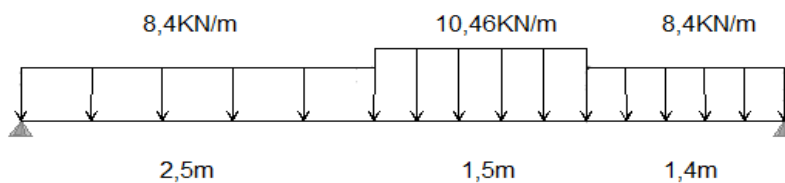


Figure III.19. Schéma statique d'escalier à l'ELS

Calcul Les Réactions :

$$\sum F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B = 8.4 \times 2.5 + 10.46 \times 1.5 + 8.4 \times 1.4$$

$$R_A + R_B = 48.45 \text{KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow$$

$$\left(8.4 \times 1.4 \times \left(\frac{1.4}{2} + 1.5 + 2.5\right)\right) + \left(10.46 \times 1.5 \times \left(\frac{1.5}{2} + 2.5\right) + \left(8.4 \times 2.5 \times \left(\frac{2.5}{2}\right)\right)\right) = 5.4 R_B$$

$$R_B = \frac{132.51}{5.4} = 24.54 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad R_B = 24.54 \text{ KN}$$

$$R_A = 48.45 - R_B \quad \rightarrow \quad R_A = 23.91 \text{ KN}$$

- Coupe 1-1 : $0 \leq X \leq 2.5$

$$\sum F/y = 0 \quad \rightarrow \quad -T(x) + 23.91 - 8.4x = 0$$

$$\rightarrow \quad T(x) = -8.4x + 23.91$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = 23.91 \text{ KN} \\ T(2.5) = 2.91 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\sum M/o = 0 \quad \rightarrow \quad -M(x) - 8.4 \frac{x^2}{2} + 23.91x = 0$$

$$\rightarrow \quad M(x) = -4.2x^2 + 23.91x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(2.5) = 33.525 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- Coupe 2-2 : $2.5 \leq X \leq 4$

$$\sum F/y = 0 \quad \rightarrow \quad -T(x) + 23.91 - 8.4(2.5) - 10.46x = 0$$

$$\rightarrow \quad T(x) = -10.46x + 2.91$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(2.5) = -23.24 \text{ KN} \\ T(4) = -38.93 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\sum M/o = 0 \quad \rightarrow \quad M(x) - 10.46 \frac{x^2}{2} - 8.4(2.5) \left(\frac{2.5}{2} + x \right) + 23.91(2.5+x) = 0$$

$$\rightarrow \quad M(x) = -5.23x^2 + 2.91x + 33.52$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(2.5) = 8.112 \\ M(4) = -38.52 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- Coupe 3-3 : $0 \leq X \leq 1.4$

$$\sum F/y = 0 \quad \rightarrow \quad -T(x) - 8.4(x) + 24.54 = 0$$

$$\rightarrow \quad T(x) = -8.4x + 24.54$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = 24.54 \text{ KN} \\ T(1.4) = -2.91 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\sum M/o = 0 \quad \rightarrow \quad M(x) + 8.4 \left(\frac{x^2}{2} \right) - 24.54(x) = 0$$

$$\rightarrow \quad M(x) = -4.2x^2 + 24.54x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(1.4) = 26.12 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• **Le moment maximal en travée :**

$$T = 0 \Rightarrow -8.4x + 24.54 = 0 \rightarrow x = \frac{24.54}{8.4} \rightarrow x = 2.92 \text{ m}$$

$$M_{max} = M(2.91) = -4.2(2.92)^2 + 23.91(2.92) = 33.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{max} = 33.67 \text{ KN.m}$$

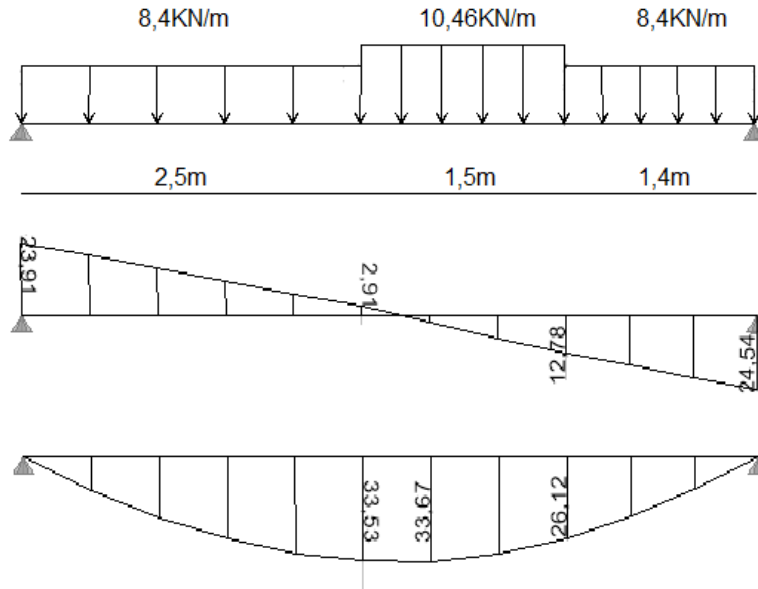


Figure III.20. Diagramme des moments et efforts tranchants à l'E.L.S

III.4.3. Ferrailage

Se fait à la flexion simple

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_t = 0.85M_{max} = 39.627 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{En travée} \\ M_a = 0.3M_{max} = 13.986 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{En appui} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_t = 0.85M_{max} = 28.905 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{En travée} \\ M_a = 0.3M_{max} = 10.201 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{En appui} \end{cases}$$

1) En travée

$$b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad h = 14 \quad ; \quad d = 12 \quad ; \quad c = 2 \text{ cm}$$

$$M_t = 39.627 \text{ KN.m} \quad ; \quad f_{bu} = \frac{0.85x f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{bxd^2xf_{bu}} = \frac{39.627 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.17} = 0.194 < 0.392 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.194 < \mu_l = 0.392$$

Les armatures comprimée ne sont pas nécessaires ($A'_s = 0$)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = -0.485$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z_b = 0.12(1 - 0.4 \times (-0.485)) = 0.143$$

$$A_s = \frac{M_{ut}}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{39.627 \times 10^{-3}}{0.143 \times 348} = 7.92 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000} ; 0.23 \times b \cdot d \times \frac{f_{t28}}{F_e} \right\}$$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{100 \times 14}{1000} ; 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{f_{t28}}{F_e} \right\}$$

$$A_{min} = \max \{ 1.40 \text{ cm}^2 ; 1.44 \text{ cm}^2 \} \rightarrow A_{min} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 7.96 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.44 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (c. v)$$

On prend : $A_t = 4T16 = 8.05 \text{ cm}^2$

Espacement :

$$S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (3 \times 14 ; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{8.05}{4} = 2.01 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_r = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

Espacement :

$$S_t \leq \min (4h ; 45 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (4 \times 14 ; 45 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (65 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

• **Vérification à l'effet tranchant :**

$$V_u = 34.14 \text{ KN} ; \quad b = 1 \text{ m} ; \quad d = 12 \text{ cm}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{34.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.28 \text{ MPA}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \{ 3.33 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa} \}$$

$$\tau_u = 0.28 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \dots (C.V)$$

- **Les Armatures transversales :**

D'après le C.B.A 93, il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales si :

- $\tau_u = 0.28 < 0.046f_{c28} = 1.15\text{MPa}$ (C.V)
- Il n'y a pas de reprise de bétonnage (C.V)

Conditions vérifiées donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

2) En appuis

$$M_a = 13.98 \text{ KN.m} \quad ; \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{bxd^2xf_{bu}} = \frac{13.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.17} = 0.068 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.068 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = -0.17$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z_b = 0.12(1 - 0.4 \times (-0.17)) = 0.128$$

$$A_s = \frac{M_{ut}}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{13.98 \times 10^{-3}}{0.128 \times 348} = 3.13 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000} ; 0.23 \times b \cdot d \times \frac{f_{t28}}{F_e} \right\}$$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{100 \times 12}{1000} ; 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{min} = \max \{ 1.2 ; 1.44 \} \rightarrow A_{min} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.13 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.44 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{C V}).$$

$$\text{On prend : } 4\text{T}12 = 4.53 \text{ cm}^2$$

Espacement :

$$S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min (3 \times 14 ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (42 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.53}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 4\text{T}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Espacement :

$$S_t \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min (4 \times 14 ; 45 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (56 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } S_t = 20 \text{ cm}$$

• **Vérification à l'effet tranchant :**

$$V_u = 34.14 \text{ KN} ; b = 1 \text{ m} ; d = 12 \text{ cm}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{34.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.28 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \}$$

$$\tau_u = 0.28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

• **Les Armatures transversales :**

D'après le C.B.A 93, il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales si :

➤ $\tau_u = 0.28 \text{ MPa} < 0.046 f_{c28} = 1.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$

➤ Il n'y a pas de reprise de bétonnage.....(C.V)

Conditions vérifiées donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales

III.4.4.Vérifications des armatures à l'E.L.S

a) **En travée :**

$$M_S = 28.61 \text{ KN.m} , A = A_S = 4T16 = 8.05 \text{ cm}^2 , n = 15$$

• Position de l'axe neutre :

$$D = \frac{15.A}{b} = \frac{15 \times 8.05}{100} = 1.207 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 1.207 \times 12 = 28.96 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.207 + \sqrt{(-1.207)^2 + 28.96} = 28.96 \text{ cm}$$

• le moment d'inertie par rapport à l'axe neutre :

$$I_z = \frac{1}{3} . b . y_1^3 + 15 . A_s (y_1 - d) + 15 . A_s (d - y_1)^2$$

$$I_z = \frac{1}{3} \times 100 \times 28.96^3 + 15 \times 8.05 \times (28.96 - 12) + 15 \times 8.05 (12 - 28.96)^2$$

$$I_z = 59861.36 \text{ cm}^4$$

• Le coefficient angulaire des contraintes

$$K = \frac{M_S}{I} = \frac{28.61 \times 10^3}{59861.36} = 0.391 \text{ MPa/cm}$$

• Calcul des contraintes

- Contrainte dans les armatures tendues

$$\sigma_s = n.K.(d - y) = 15 \times 0.391 \times (12 - 28.96) = - 99.47 \text{ MPa}$$

- Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma'_b = K \cdot y_1 = 0.391 \times 28.96 = 11.32 \text{ MPa}$$

- Vérifications

- Etat limite de compression du béton

$$\sigma'_b = 11.32 \text{ MPa} \leq \sigma_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

- Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à faire

b) En appuis

$$M_S = 10.10 \text{ KN.m}, A = A_S = 4T16 = 8.05 \text{ cm}^2, n = 15$$

- Position de l'axe neutre

Equation s'écrit :

$$by^2 + 30(A)y - 30(A)d = 0$$

Solution :

$$y = \frac{15(A)}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A)}{7.5(A)^2}} \right] = 15 \times \frac{8.05}{100} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{100 \times 12 \times 8.05}{7.5 \times 8.05^2}} \right] = 4.30 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A(d - y)^2] = \frac{100 \times 4.30^3}{3} + 15[8.05 \times (12 - 4.30)^2] = 9340.96 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_S}{I} = \frac{10.10 \times 10^3}{9340.96} = 0.11 \text{ MPa/cm}$$

- Calcul des contraintes :

- Contrainte dans les armatures tendues :

$$\sigma_s = n \cdot K \cdot (d - y) = 15 \times 0.11 \times (12 - 4.30) = 12.705 \text{ MPa}$$

- Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma'_b = K \cdot y_1 = 0.11 \times 4.30 = 0.473 \text{ MPa}$$

- Vérifications

- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma'_b = 0.473 \text{ MPa} \leq \sigma_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à faire

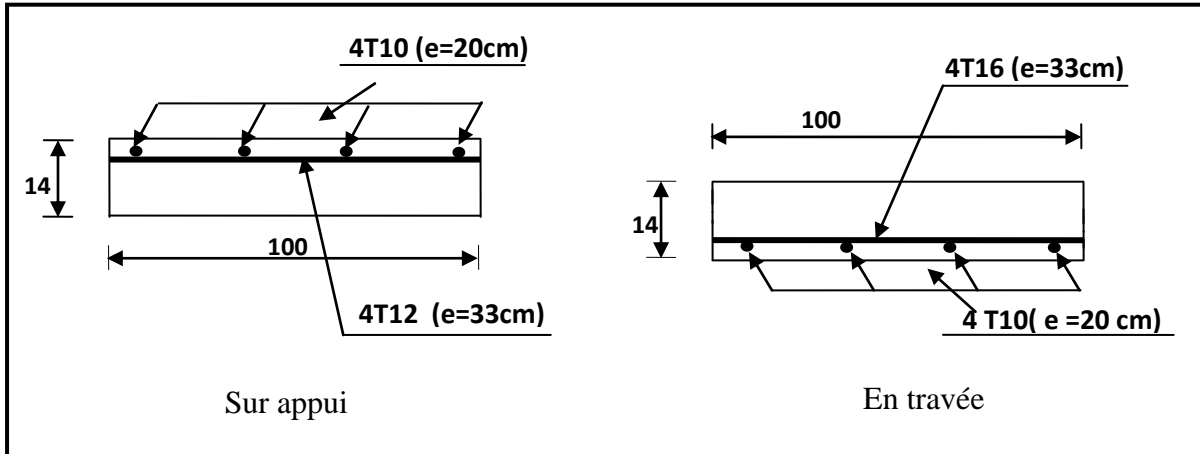


Figure III.21. Schéma de ferrailage d'escalier

III.4.5. Etude de la poutre palière

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier. Avec une longueur de 4.91 m, son schéma est le suivant :

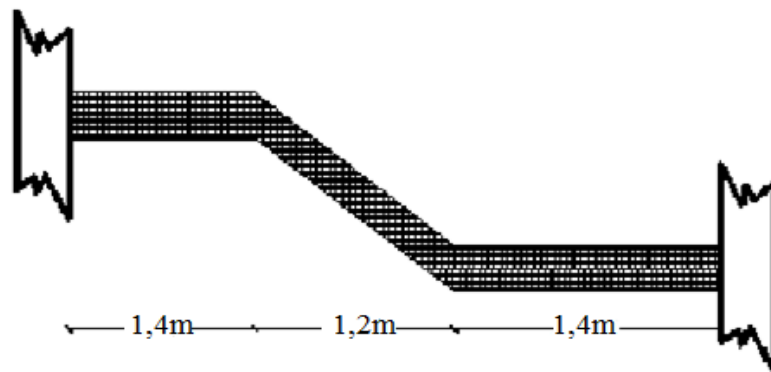


Figure III.22. Poutre brisée double Palières

La poutre palière se calcule à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

III.4.5.1. Pré dimensionnement

On a $L = 4.00\text{m}$

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26.66\text{cm} \leq h \leq 40\text{cm}$$

On prend $h = 35\text{cm}$

La condition de l'RPA est : $h \geq 30\text{cm}$ en zone IIa

La condition pour l'évaluation de la largeur b est $h = 35\text{cm}$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 0.3 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \rightarrow 10.5\text{cm} \leq b \leq 25.5\text{cm}$$

On prend : la largeur de la poutre $b = 30\text{cm}$

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA** qui sont les suivantes :

- $b > 20\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h > 30\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h/b = 35/30 = 1.16 < 4$ condition vérifiée.

Selon le règlement **RPA.99** on prend la section de poutre palière $(30 \times 35)\text{cm}^2$

a) Evaluation des charges :

A E.L.U : $R_{Ay} = 14.49\text{KN/ml}$

A E.L.S : $R_{Ay} = 10.46\text{KN/ml}$

- Poids propre de poutre palier = $0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625\text{KN/ml}$
- Charge de volée : $\begin{cases} q_u = 14.49\text{KN/ml} \\ q_s = 10.46\text{KN/ml} \end{cases}$
- Charge de mur double cloison : $2.36 \times 1.13 = 2.66\text{KN.ml}$

b) Sollicitations :

ELU :

$$P_{u1} = 14.49 + 1.35 \times (2.625 + 2.66) = 21.11\text{KN/ml}$$

$$P_{u2} = 10.46 + 1.35 \times (2.625 + 2.66) = 17.59\text{KN/ml}$$

ELS :

$$P_{s1} = 11.71 + 2.625 + 2.66 = 33.39\text{KN/ml}$$

$$P_{s2} = 8.4 + 2.625 + 2.66 = 13.68\text{KN/ml}$$

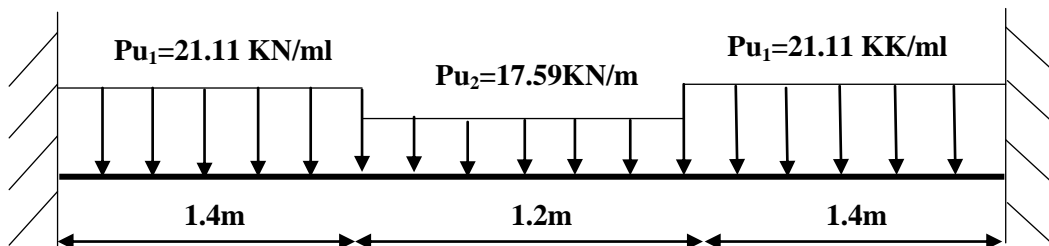


Figure III.23. Schéma statique de la poutre palière à E.L.U

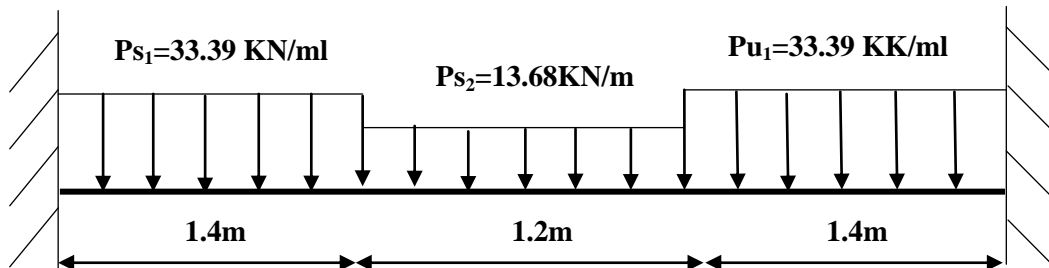
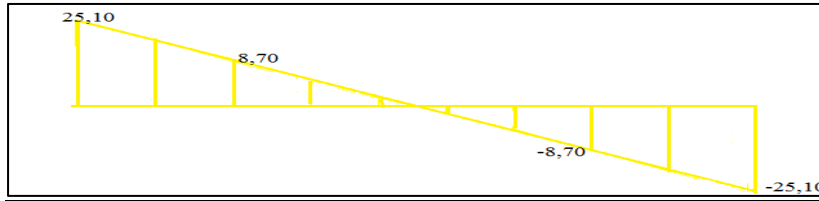


Figure III.24. Schéma statique de la poutre palière à E.L.S

III.4.5.2. Déterminations des efforts

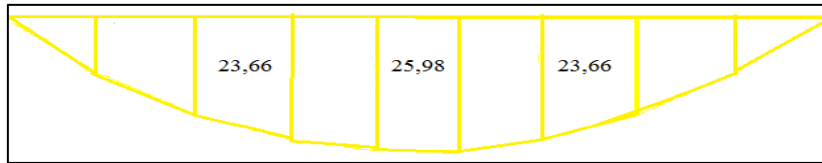
- Etat limite ultime :

- Effort tranchant max



$T_{max} = 25,10 \text{ KN}$

- Moment max en travée et appui :

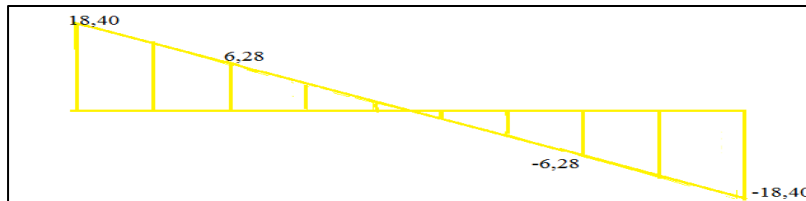


$M_{appui} = 0 \text{ KN.m}$; $M_{travée} = 25,98 \text{ KN.m}$

Figure III.25 : Diagramme des moments et efforts tranchants à l'E.L.U

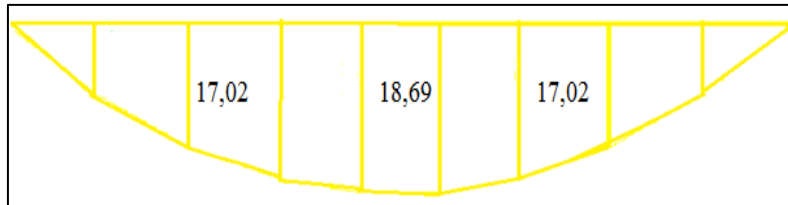
- Etat limite service :

- Effort tranchant max



$T_{max} = 18,40 \text{ KN}$

- Moment max en travée et appui :



$M_{appui} = 0 \text{ KN.m}$; $M_{travée} = 18,69 \text{ KN.m}$

Figure III.26 : Diagramme des moments et efforts tranchants à l'E.L.S

III.4.5.3. Le ferrailage

Armatures longitudinales à E.L.U

1) Sur appuis

$$M_u = 25.98 \text{ KN.m} \quad ;$$

$$b = 30 \text{ cm} \quad ; \quad h = 35 \text{ cm} \quad ; \quad d = 33 \text{ cm} \quad ; \quad e = 2 \text{ cm}$$

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b x d^2 x f_{bu}} = \frac{25.98 x 10^{-3}}{0.3 x 0.33^2 x 14.17} = 0.056 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot "A"}$$

$$\mu_{bu} = 0.056 < \mu_l = 0.392$$

Donc : $A' = 0$ \rightarrow (pas d'Armature comprimé)

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.14$$

$$Z_b = d (1 - 0.4\alpha) \rightarrow Z_b = 0.33(1 - 0.4 \times 0.138) = 0.34 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b x \sigma_s} = \frac{25.98 x 10^{-3}}{0.34 x 348} = 2.19 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000} ; 0.23 \times b \cdot d \times \frac{f_{t28}}{F_e} \right\}$$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{30 \times 35}{1000} ; 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{min} = \max \{1.05 ; 1.19\} \rightarrow A_{min} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.19 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.19 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(\text{C V}).$$

On prend : 3T10 = 2.36 cm²

2) Sur travée

$$M_u = 25.10 \text{ KN.m}$$

$$b = 30 \text{ cm} \quad ; \quad h = 35 \text{ cm} \quad ; \quad d = 33 \text{ cm} \quad ; \quad e = 2 \text{ cm}$$

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b x d^2 x f_{bu}} = \frac{25.10 x 10^{-3}}{0.3 x 0.33^2 x 14.17} = 0.054 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot "A"}$$

$$\mu_{bu} = 0.054 < \mu_l = 0.392$$

Donc : $A' = 0$ \rightarrow (pas d'Armature comprimé)

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.135$$

$$Z_b = d (1 - 0.4\alpha) \rightarrow Z_b = 0.33(1 - 0.4 \times 0.135) = 0.31 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b x \sigma_s} = \frac{25.10 x 10^{-3}}{0.31 x 348} = 2.32 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000} ; 0.23 \times b \cdot d \times \frac{f_{t28}}{F_e} \right\}$$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{30 \times 35}{1000} ; 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{min} = \max \{ 1.05 ; 1.19 \} \rightarrow A_{min} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.32 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.19 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(C V).$$

On prend : 3T10 = 2.36cm²

III.4.5.4.Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = T = 25.10KN$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

-Valeur de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{25.10 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.33} = 0.25 \text{ MPa}$$

-Valeur limite de la contrainte tangentielle

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 0.10 f_{c28} ; 4 \text{ Mpa} \} = 2.5 \text{ Mpa}$$

- Vérification

$$\tau_u = 0.25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots (C.V)$$

III.4.5.5. Armatures transversales

a) Calcul des armatures transversales

D'après le "BAEL91 modifié 99"le diamètre des armatures transversales est de :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{20}, \phi_t \right\} = \min \left\{ \frac{350}{35}; \frac{300}{20}, 12 \text{ mm} \right\} = \{ 10 ; 15; 12 \} \text{ mm} = 10 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$A_t = \frac{\pi \cdot \phi_t^2}{4} = \frac{3.14 \times 0.8^2}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = m_t \cdot A_t = 4 \times 0.50 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- Espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 33; 40) = 29.7 \text{ cm}$$

*Sur une longueur de **97,5 cm (0.25.L)** on choisit un espacement de **10 cm** dans la zone nodale. L'espacement dans la zone courante est pris égal **15 cm**.

- Valeur de: τ_0

-Il n'ya pas reprise de bétonnage

-La fissuration est non préjudiciable

$$\text{Donc : } \tau_0 = 0.3 f_{tj} \cdot k = 0.3 \times 2.1 \times 1 = 0.63 \text{ MPa}$$

• **Condition de non fragilité**

$$\rho_t = \frac{A_t}{b.S_t} = \frac{2.01}{20 \times 10} = 0.01$$

$$\rho_{tmin} = \frac{A_t}{f_e} \cdot \max\left\{\frac{\tau_0}{2}, 0.4MPa\right\} = \frac{0.5}{400} \cdot \max\left\{\frac{0.63}{2}, 0.4MPa\right\} = 0.0005$$

$$\rho_t \geq \rho_{tmin} \dots\dots\dots (C.V)$$

III.4.5.6. Vérification à E.L.S

1. Sur appuis

$$M_s = 18.69KN.m \quad ; \quad A_s = 1.57cm^2 \quad ; \quad A_s' = 0$$

• Position de l'axe neutre

$$y = \frac{15(A_s + A_s')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A_s')}{7.5(A_s + A_s')^2}} \right] = 15x \frac{1.57}{30} \left[\sqrt{1 + \frac{30 \times 33 \times 1.57}{7.5 \times 1.57^2}} \right] = 7.24cm$$

• Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] = \frac{30 \times 7.24^3}{3} + 15[1.57 \times (33 - 7.24)^2] = 16892.26cm^4$$

$$K = \frac{M_u}{I} = \frac{18.69 \times 10^3}{16892.26} = 1.10MPa/cm$$

• Calcul des contraintes :

- Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma'_b = K \cdot y = 1.10 \times 7.24 = 8.01MPa$$

- Contrainte dans les armatures tendues :

$$\sigma'_s = n \cdot K \cdot (d - y) = 15 \times 1.10 \times (33 - 7.24) = 425.04MPa$$

• Vérifications

-Etat limite de compression du béton :

$$\sigma'_b = 6.14MPa \leq \sigma_b = 0.6f_{c28} = 15MPa \dots\dots\dots (C.V)$$

-Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à faire

2. Sur travée

$$M_s 6.28KN.m \quad ; \quad A_s = 5.63cm^2 \quad ; \quad A_s' = 0$$

• Position de l'axe neutre

$$y = \frac{15(A_s + A_s')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A_s')}{7.5(A_s + A_s')^2}} \right] = 15x \frac{5.46}{30} \left[\sqrt{1 + \frac{30 \times 33 \times 5.63}{7.5 \times 5.46^2}} \right] = 13.36cm$$

• Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] = \frac{30 \times 13.36^3}{3} + 15[5.63 \times (33 - 13.36)^2] = 55437.46cm^4$$

$$K = \frac{M_u}{I} = \frac{17.35 \times 10^3}{38477.7} = 0.46MPa/cm$$

- Calcul des contraintes :
 - Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma'_b = K.y = 0.46 \times 13.36 = 6.14 \text{ MPa}$$

- Contrainte dans les armatures tendues :

$$\sigma'_s = n.K.(d - y) = 15 \times 0.46 \times (33 - 13.36) = 135.51 \text{ MPa}$$

- Vérifications

-Etat limite de compression du béton :

$$\sigma'_b = 6.14 \text{ MPa} \leq \sigma_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{C.V})$$

-Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à faire

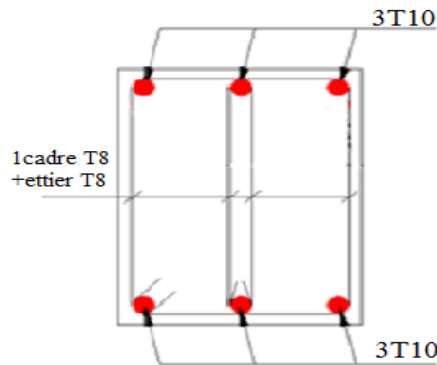


Figure III.27. Ferrailage de la poutre palière

III .5. Balcon

III.5.1. Définition

Les balcons sont des dalles pleines calculées comme des consoles encastrées dans les poutres, et sont sollicités par **G**, **Q**, et **P**, tel que P représente une charge ponctuelle due au poids du mur. Il travaille en flexion simple, sous l'effet des sollicitations du 1^{er} genre.

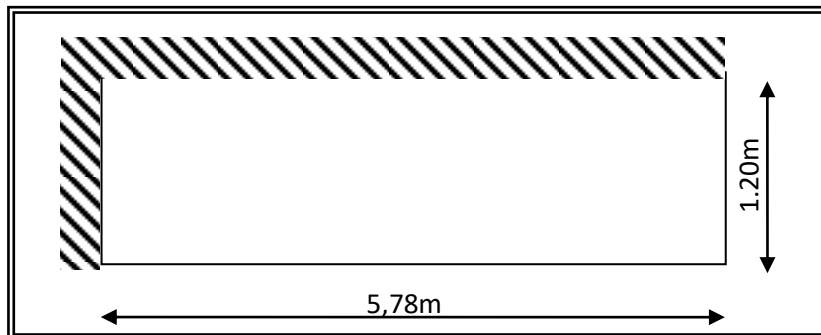


Figure III.28. Schéma du balcon à étudier.

III.5.2. Rapport d'élancement

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{120}{578} = 0.207 < 0.4 \rightarrow \text{Donc la dalle travaille dans un seul sens.}$$

III.5.3. Dimensionnement

$$\text{Panneau isolé simple : } \frac{l_x}{35} \leq h \leq \frac{l_x}{25}$$

$$\frac{120}{35} \leq h \leq \frac{120}{25} \Rightarrow 3.42 \leq h \leq 4.8 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques on prend : $h = 15 \text{ cm}$

III.5.4. Evaluation et combinaison des charges

- Le chargement sur le balcon :

$$G_1 = 4.85 \text{ KN/m}^2 \quad \text{et} \quad Q_2 = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

- Poids propre du mur extérieur :

$$G_2 = 2.36 \text{ KN/m}^2 \quad \text{et} \quad Q_2 = 1 \text{ KN/m}^2$$

- ❖ Le calcul se fera pour une bande de $l = 1 \text{ ml}$.

Sollicitation des efforts:

À l'E.L.U :

$$Q_u = (1.35G_1 + 1.5Q_1).l \rightarrow Q_u = (1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 3.5) \times 1 = 11.79 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = (1.35G_2 + 1.5Q_2).S \rightarrow P_u = (1.35 \times 2.36 + 1.5 \times 1) \times (1 \times 1.2) = 5.62 \text{ KN}$$

À l'E.L.S :

$$Q_s = (G_1 + Q_1).l \rightarrow Q_s = (4.85 + 3.5) \times 1 = 8.35 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (G_2 + Q_2).S \rightarrow P_s = (2.36 + 1) \times (1 \times 1.2) = 4.03 \text{ KN}$$

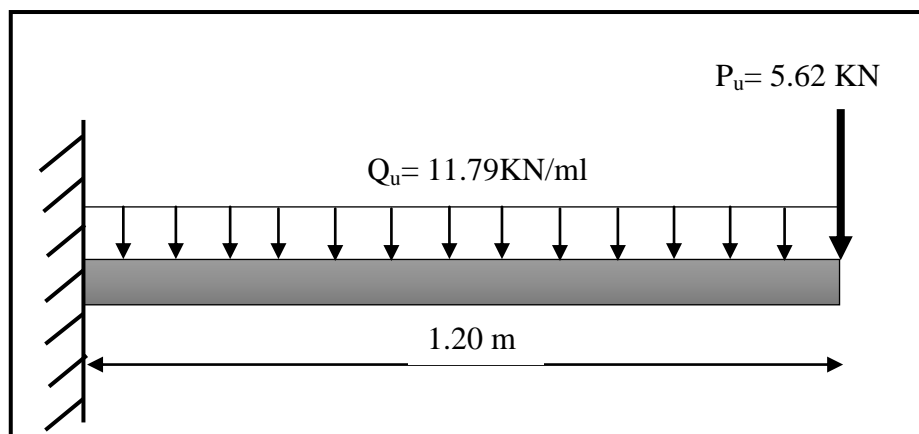


Figure.III.29. Schéma statique du balcon à l'E.L.U

Calcul des efforts dans le balcon

Moment fléchissant :

$$M_u = \left(\frac{Q_u \cdot l^2}{2} + P_u \cdot l \right) \rightarrow M_u = \left(\frac{11.79 \times 1.2^2}{2} + 5.62 \times 1.2 \right) = 15.23 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \left(\frac{Q_s \cdot l^2}{2} + P_s \cdot l \right) \rightarrow M_s = \left(\frac{8.35 \times 1.2^2}{2} + 4.03 \times 1.2 \right) = 10.85 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T_u = Q_u \cdot l + P_u \rightarrow T_u = 11.79 \times 1.2 + 5.62 = 19.77 \text{ KN}$$

$$T_s = Q_s \cdot l + P_s \rightarrow T_s = 8.35 \times 1.2 + 4.03 = 14.05 \text{ KN}$$

Tableau.III.28. des moments et efforts tranchants à l'E.L.S LEU

	Q (KN/ml)	P (KN)	M _{max} (KN.m)	V _{max} (KN)
ELU	11.79	5.62	15.23	19.77
ELS	8.35	4.03	10.85	14.05

III.5.5. Ferrailage

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

a) Le Ferrailage L'ELU :

$$b=100 \text{ cm} ; h=15 ; d=13 ; c=2 \text{ cm}$$

$$M_u = 15.23 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \gamma_b} = \frac{15.23 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.17} = 0.063 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.063 < \mu_l = 0.392$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'_s = 0$)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.063}}{0.8} = 0.081$$

$$Z_b = d (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z_b = 0.13(1 - 0.4 \times 0.081) = 0.125 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{15.23 \times 10^{-3}}{0.125 \times 348} = 3.501 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.50 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{min}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000} ; 0.23 \times b \cdot d \times \frac{f_{t28}}{F_e} \right\} = \max \left\{ \frac{100 \times 15}{1000} ; 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \{ 1.5 \text{ cm}^2 ; 1.56 \text{ cm}^2 \} \Rightarrow A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.50 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (C.V)$$

On prend : $A_s = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$

- Espacement

$$S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min (39 ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (3 \times 13 ; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

- Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_r = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- Espacement :

$$S_t \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 13 ; 45 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (52 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = T_u = 19.77 \text{ KN}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{19.77 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.152 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ Mpa} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.152 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (C.V)$$

- Armature d'effort tranchant

- Le bétonnage est sans reprise

$$V_u \leq 0.07 \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; h = 11 \text{ cm}$$

Donc aucune armature d'âme à prévoir.

- **Vérifications à L'ELS**

Moment de service :

$M_s = 13.50 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre :

$D = 15 \cdot \frac{A}{b} \rightarrow D = \frac{15 \times 4.52}{100} = 0.678 \text{ cm}$

$E = 2 \cdot D \cdot d \rightarrow E = 2 \times 0.678 \times 13 = 17.628 \text{ cm}^2$

$y = -D + \sqrt{D^2 + E} \rightarrow y = -0.678 + \sqrt{0.678^2 + 17.628} = 3.574 \text{ cm}$

- moment d'inertie par rapport à l'axe neutre :

$I_z = \frac{1}{3} \cdot b \cdot y^3 + 15 \cdot A(d - y)^2 \rightarrow I_z = \frac{1}{3} \times 100 \times 3.57^3 + 15 \times 4.62(13 - 3.57)^2$

$I_z = 7679.138 \text{ cm}^4$

$K = \frac{M_s}{I} \rightarrow K = \frac{10.85 \times 10^3}{7679.138} = 1.41 \text{ MPa/cm}$

- Calcul des contraintes :

Contrainte de compression dans le béton

$\sigma'_b = K \cdot y \rightarrow \sigma'_b = 1.41 \times 3.57 = 5.04 \text{ MPa}$

Contrainte dans les armatures tendues :

$\sigma_s = n \cdot K(d - y) \rightarrow \sigma_s = 15 \times 1.41(13 - 3.57) = 199.44 \text{ Mpa}$

- .Vérifications

- Etat limite de compression du béton

$\sigma'_b = 5.04 \text{ MPa} \leq \sigma_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots (C.V)$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables

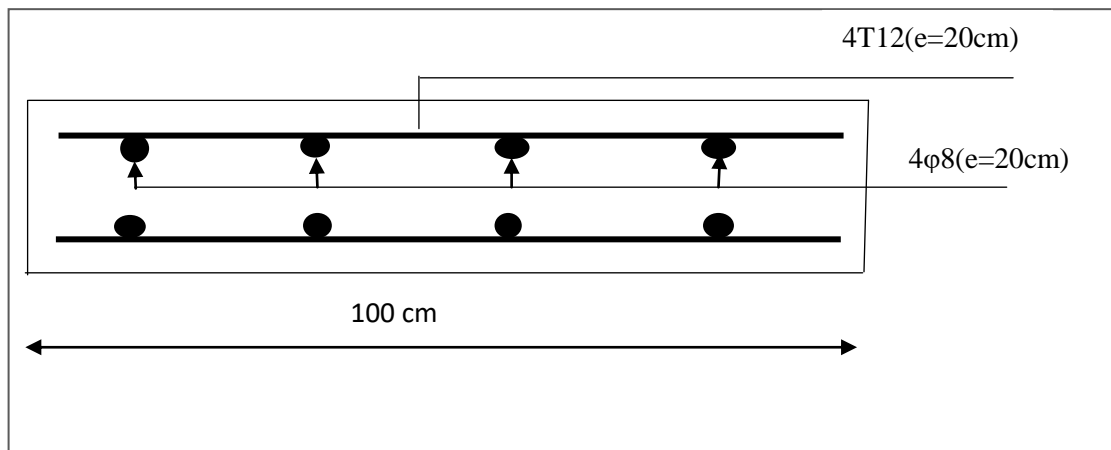


Figure.III.30. Ferrailage du balcon

III.6. Etude de l'ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction. Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine

L'ascenseur qu'on étudie est pour 05 personnes.

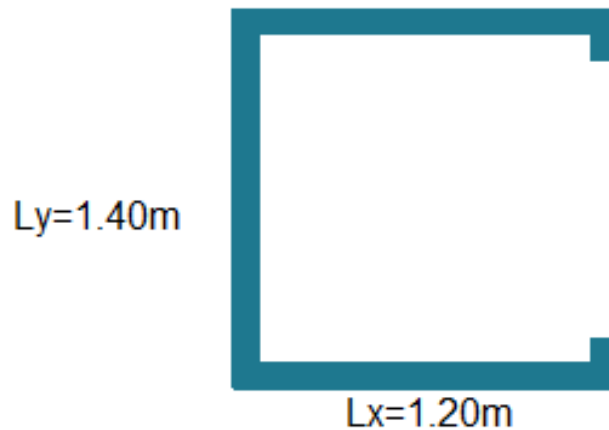


Figure III.31. Schéma statique et concept d'ascenseur.

III.6.1. Caractéristiques

- Vitesse de levage : $V=1.6$ m/s
- Charge due à la salle de machine : $P_m = 15$ KN
- Charge due au poids propre de l'ascenseur : $D_m = 51$ KN
- Charge due à la rupture des câbles : $F_c = 145$ KN
- Dimensions de la gaine : $B_s \times T_s = (1.5 \times 1.5)$ m²
- le poids propre de l'ascenseur est de (charge nominale) 630 Kg

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- Dalle de salle machine (locale).
- 2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

$$P = P_m + D_m + 50 = 15 + 51 + 50$$

III.6.2. Etude de la dalle machine

Le dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine

Capacité : petit ascenseur 400 kg (5 personnes)

Nous avons deux conditions à vérifier :

a) Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_y}{40} \quad \rightarrow \quad \frac{120}{50} \leq e \leq \frac{140}{40}$$

$$\rightarrow 2.4\text{cm} \leq e \leq 3.5\text{cm} \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

b) Condition de l'E.N.A :

L'entreprise national des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur que de la dalle machine est $e \geq 25 \text{ cm}$

On prend : $e \geq 25 \text{ cm}$

Tableau.III.29 . Evaluations des charges et surcharges de la dalle machine :

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	l'ascenseur	/	/	50
2	la dalle de machine	0.25	25	6.25
Charge permanent G				56.25
Charge exploitation Q				1

Combinaison des charges

$$E.L.U : q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 56.26 + 1.5 \times 1 = 77.45 \text{ KN/m}^2$$

$$E.L.S : q_s = G + Q = 56.26 + 1 = 57.26 \text{ KN/m}^2$$

Calcule des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 cotés.

Calcule de « ρ » :

$$0.4 < \rho < 1 \quad \rightarrow \quad 0.4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.2}{1.4} = 0.85 < 1$$

⇒ La dalle travail dans les deux sens.

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

D'après le **B.A.E.L** : $(\mu_x ; \mu_y) = (0.041 ; 0.8875)$

A E.L.U :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \end{cases} \quad \rightarrow \quad \begin{cases} M_x = 0.041 \times 77.45 \times 1.4^2 = 6.22 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.8875 \times 6.22 = 5.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

A E.L.S :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \end{cases} \quad \rightarrow \quad \begin{cases} M_x = 0.041 \times 57.26 \times 1.5^2 = 5.28 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.8875 \times 5.28 = 4.68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée et appui

à E.L.U :

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.3M_x \\ M_{tx} = 0.85M_x \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{ax} = 0.3 \times 6.22 = 1.86 \text{ KN.m} \\ M_{tx} = 0.85 \times 6.22 = 5.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ay} = 0.3M_y \\ M_{ty} = 0.85M_y \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{ax} = 0.3 \times 5.52 = 1.65 \text{ KN.m} \\ M_{tx} = 0.85 \times 5.52 = 4.69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

à E.L.S :

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.3M_x \\ M_{tx} = 0.85M_x \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_a = 0.3 \times 5.28 = 1.58 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.85 \times 5.28 = 4.49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ay} = 0.3M_y \\ M_{ty} = 0.85M_y \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_a = 0.3 \times 4.68 = 1.40 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.85 \times 4.68 = 3.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant

$$\begin{cases} T_x = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2 \cdot L_x + L_y} \\ T_y = \frac{q_u \cdot L_x}{3} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_a = \frac{77.45 \times 1.4 \times 1.5}{2 \times 1.4 + 1.5} = 37.82 \text{ KN} \\ M_t = \frac{77.45 \times 1.4}{3} = 36.14 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T_u^{\max} = \max(T_x ; T_y) = \max(37.82 ; 36.14) = 37.82 \text{ KN}$$

Ferraillage de la dalle

Le calcul se fait pour une bande de 1m, et on aura une section (bxh) = (100x25) cm² qui travaille en flexion simple.

1) Ferraillage En travée :

- dans le sens « L_x » :

$$b=100 \text{ cm} ; h=25 \text{ cm} ; d=22 \text{ cm} ; c=3 \text{ cm}$$

$$M_{utx} = 5.28 \text{ KN.m} ; f_{bu} = 14.17 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{utx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.28 \times 10^{-3}}{1 \times 0.22^2 \times 14.17} = 0.007 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.007 < \mu_l = 0.392$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'_s = 0$)

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.0175$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z_b = 0.22(1 - 0.4 \times 0.008) = 0.22$$

$$A_s = \frac{M_{utx}}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{5.28 \times 10^{-3}}{0.22 \times 348} = 6.89 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000} ; 0.23 \times b \cdot d \times \frac{f_{t28}}{F_e} \right\}$$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{100 \times 25}{1000} ; 0.23 \times 100 \times 22 \times \frac{f_{t28}}{F_e} \right\}$$

$$A_{min} = \max \{ 2.5 \text{ cm}^2 ; 2.65 \text{ cm}^2 \} \rightarrow A_{min} = 2.65 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6.89 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 2.65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(C V).$$

❖ On prend : $A_s = 4T16 = 8.05\text{cm}^2$

- L'espaceur :

$$S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (3 \times 25 ; 33 \text{ cm}) = \min(75 ; 33\text{cm}) \rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 25 \text{ cm}$

- dans le sens « L_y » :

$$b=100 \text{ cm} ; h=25\text{cm} ; d=22\text{cm} ; c=3 \text{ cm}$$

$$M_{uty} = 4.69 \text{ KN.m} ; f_{bu} = 14.17 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.69 \times 10^{-3}}{1 \times 0.22^2 \times 14.17} = 0.006 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.006 < \mu_l = 0.392$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'_s = 0$)

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.006$$

$$Z_b = d (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z_b = 0.22(1 - 0.4 \times 0.006) = 0.219$$

$$A_s = \frac{M_{uty}}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{4.69 \times 10^{-3}}{0.21 \times 348} = 6.41 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000} ; 0.23 \times b \cdot d \times \frac{f_{t28}}{F_e} \right\}$$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{100 \times 25}{1000} ; 0.23 \times 100 \times 22 \times \frac{f_{t28}}{F_e} \right\}$$

$$A_{min} = \max \{ 2.5 \text{ cm}^2 ; 2.65 \text{ cm}^2 \} \rightarrow A_{min} = 2.65 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6.41 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 2.65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(C V).$$

On prend : $A_s = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$

- L'espaceur :

$$S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (3 \times 25 ; 33 \text{ cm}) = \min(75 ; 33\text{cm}) \rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 25 \text{ cm}$

2) Ferrailage En appui :

$$Ma_{max} = \begin{cases} Max = 1.86 \text{ KN.m} \\ May = 1.65 \text{ KN.m} \end{cases} \rightarrow Ma_{max} = 1.86 \text{ KN.m}$$

$b=100 \text{ cm} \quad ; \quad h=25 \text{ cm} \quad ; \quad d=22 \text{ cm} \quad ; \quad c=3 \text{ cm}$

$Ma_{max} = 1.86 \text{ KN.m} \quad ; \quad f_{bu} = 14.17 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$\mu_{bu} = \frac{Ma_{max}}{bxd^2xf_{bu}} = \frac{1.86 \times 10^{-3}}{1 \times 0.22^2 \times 14.17} = 0.002 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$

$\mu_{bu} = 0.002 < \mu_l = 0.392$

Les armatures comprimée ne sont pas nécessaires ($A'_s = 0$)

$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.002$

$Z_b = d (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z_b = 0.22(1 - 0.4 \times 0.002) = 0.22$

$A_s = \frac{Ma_{max}}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{1.86 \times 10^{-3}}{0.22 \times 348} = 2.42 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité :

$A_s \geq A_{min}$

$A_{min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000} ; 0.23 \times b \cdot d \times \frac{f_{t28}}{F_e} \right\}$

$A_{min} = \max \left\{ \frac{100 \times 25}{1000} ; 0.23 \times 100 \times 22 \times \frac{f_{t28}}{F_e} \right\}$

$A_{min} = \max \{ 2.5 \text{ cm}^2 ; 2.65 \text{ cm}^2 \} \rightarrow A_{min} = 2.65 \text{ cm}^2$

$A_t = 2.42 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 2.65 \text{ cm}^2$

❖ On prend : $A_s = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

- L'espacement :

$S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm})$

$S_t \leq \min (3 \times 25 ; 33 \text{ cm}) = \min (75 ; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$

On prend : $S_t = 25 \text{ cm}$

- Vérification à l'effet tranchant :

$T_u = 37.82 \text{ KN} \quad ; \quad b = 1 \text{ m} \quad ; \quad d = 22 \text{ cm}$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{37.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0.22} = 0.17 \text{ MPA}$

- Fissuration

$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\}$

$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ Mpa} \right\}$

$\bar{\tau}_u = \{ 3.33 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa} \}$

$\tau_u = 0.17 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots\dots\dots (C.V)$

- Les Armatures transversales :

D'après le C.B.A 93, il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales si :

➤ $\tau_u = 0.17 < 0.046f_{c28} = 1.15MPa \dots\dots\dots(C.V)$

➤ Il n'y a pas de reprise de bétonnage (C.V)

Conditions vérifiées donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

III.3.4.Vérifications des armatures à l'E.L.S

c) En travée :

- Dans le sens « L_x »

$M_S = 4.49 \text{ KN.m} \quad ; \quad A = A_S = 3.14\text{cm}^2 \quad ; \quad n = 15$

- Position de l'axe neutre :

$D = \frac{15.A_s}{b} = \frac{15 \times 3.14}{100} = 0.471\text{cm}$

$E = 2.D.d = 2 \times 0.471 \times 22 = 20.72\text{cm}^2$

$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.471 + \sqrt{0.471^2 + 20.72} = 4.10\text{cm}$

- le moment d'inertie par rapport à l'axe neutre :

$I_z = \frac{1}{3} . b . y_1^3 + 15 . A_s (y_1 - d) + 15 . A_s (d - y_1)^2$

$I_z = \frac{1}{3} \times 100 \times 4.1^3 + 15 \times 3.14 \times (4.1 - 22) + 15 \times 3.14 (22 - 4.1)^2$

$I_z = 16545.58 \text{ cm}^4$

- Le coefficient angulaire des contraintes :

$K = \frac{M_S}{I} = \frac{4.49 \times 10^3}{16545.58} = 0.27 \text{ MPa/cm}$

- Calcul des contraintes :

-Contrainte dans les armatures tendues :

$\sigma_s = n.K.(d - y_1) = 15 \times 0.27 \times (22 - 4.1) = 72.49 \text{ MPa}$

-Contrainte de compression dans le béton :

$\sigma'_b = K.y_1 = 0.27 \times 4.1 = 1.10 \text{ MPa}$

- Vérifications

-Etat limite de compression du béton :

$\sigma'_b = 1.1 \text{ MPa} \leq \sigma_b = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots(C.V)$

-Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à faire

- Dans le sens « L_y » :

$M_S = 4.49 \text{ KN.m} \quad ; \quad A = A_S = 3.14\text{cm}^2 \quad ; \quad n = 15$

$D = 0.471 \text{ cm} \quad ; \quad E = 20.72\text{cm}^2 \quad ; \quad y_1 = 4.1 \text{ cm} \quad ; \quad I_z = 16545.58 \text{ cm}^4$

- Le coefficient angulaire des contraintes :

$$K = \frac{M_S}{I} = \frac{3.98 \times 10^3}{16545.58} = 0.24 \text{ MPa/cm}$$

- Calcul des contraintes :

-Contrainte dans les armatures tendues :

$$\sigma_s = n.K.(d - y_1) = 15 \times 0.24 \times (22 - 4.1) = 64.44 \text{ MPa}$$

-Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma'_b = K.y_1 = 0.24 \times 4.1 = 0.98 \text{ MPa}$$

- Vérifications

-Etat limite de compression du béton :

$$\sigma'_b = 0.98 \text{ MPa} \leq \sigma_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

-Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à faire

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1 Introduction**IV.1.1 Définition**

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

L'estimation des forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constitue le problème majeur de génie parasismique connaissant l'intensité de la loi de variation dans le temps de ces forces, les concepteurs pourraient dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale.

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposées parmi lesquelles on distingue trois méthodes très couramment utilisées

- **La méthode statique équivalente.**
- **La méthode d'analyse modale spectrale.**
- **La méthode d'analyse dynamique par accélogramme.**

IV.1.2 Règles Parasismiques algériennes RPA 99/Version 2003

Ce règlement Algérien a pour but de prévoir les mesures de sécurité à la conception et l'exécution des constructions en zones sismiques. A ce titre, il est utile de rappeler que le RPA vise un double objectif :

Protéger les vies humaines en évitant l'effondrement des ouvrages sous l'effet d'un séisme majeur, rare, en limitant le choix des systèmes constructifs ainsi que la hauteur des ouvrages en fonction de l'importance de la sismicité de la zone d'implantation.

Limiter les dommages dans les éléments secondaires fragiles dus à des déformations imposées par un séisme modéré, plus fréquent.

Une modification a été faite suite au séisme du 21 Mai 2003 de Boumèdes et d'Alger, cette révision «court terme» porte essentiellement sur deux volets, à savoir la révision du zonage sismique et l'introduction de «nouvelles prescriptions plus restrictives pour le système de portiques auto stables en béton armé (système poteaux- poutres).

En résumé, le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante selon [11], Art 3.1, soit :

- Zone 0** : Sismicité négligeable.
- Zone I** : Sismicité faible
- Zone II a et II b** : Sismicité moyenne
- Zone III** : Sismicité élevée

Ainsi, une modification a été apportée sur les valeurs du coefficient d'accélération des zones « A ».

IV.1.3 Choix de la méthode de calcul

a) Conditions d'application de la méthode statique équivalente

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, une hauteur paragraphe 3.5 avec au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous groupes

Zone II a :

Groupe d'usage 3.

Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone II b et III :

Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

b) Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale

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.

c) Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation de résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

La structure étudiée ne répond pas aux conditions exigées par les RPA99/révisé2003 pour l'application de la méthode statique équivalente; c'est pourquoi le calcul sismique se fera par la méthode Modale Spectrale, la méthode de statique équivalente sera donnée à titre

IV.2.Présentation du programme ETABS (*Extended 3D Analysis of Building Systems*)

L'ETABS est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments). Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique. L'interface graphique disponible facilite considérablement la modélisation et l'exploitation des résultats.

IV.2.1. Modélisation

Le logiciel ETABS permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement, caractéristiques des matériaux ...etc.) de façon entièrement graphique numérique ou combinés, en utilisant les innombrables outils disponibles. En effet, une structure peut être composée en sous schémas (portiques, treilles, dalles, voiles ou autres). Chaque élément est défini dans sa base graphique correspondante, ensuite ces éléments sont assemblés en un modèle final de calcul. Quant à la compatibilité, elle s'effectue de façon automatique.

IV.2.2.Outils de modélisation de l'ETABS

Lors de l'élaboration de notre modèle par ETABS sur un fichier d'interface complètement graphique, on passe par les étapes suivantes :

1.Choix de l'unité (KN .m)

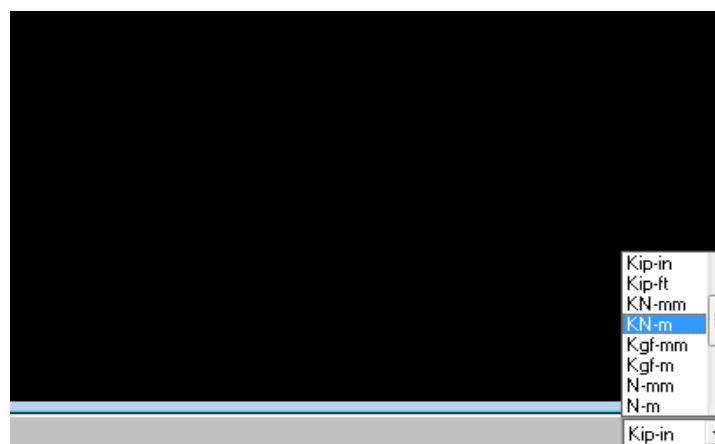


Figure IV.1. Choix de l'unité

2. Menu "file" ⇒ préparation des grilles.



Figure IV.2. Création des axes

3. Menu "Define" ⇒ Définir les données de base pour l'analyse.

Matériel" ⇒ Matériaux :- Béton.

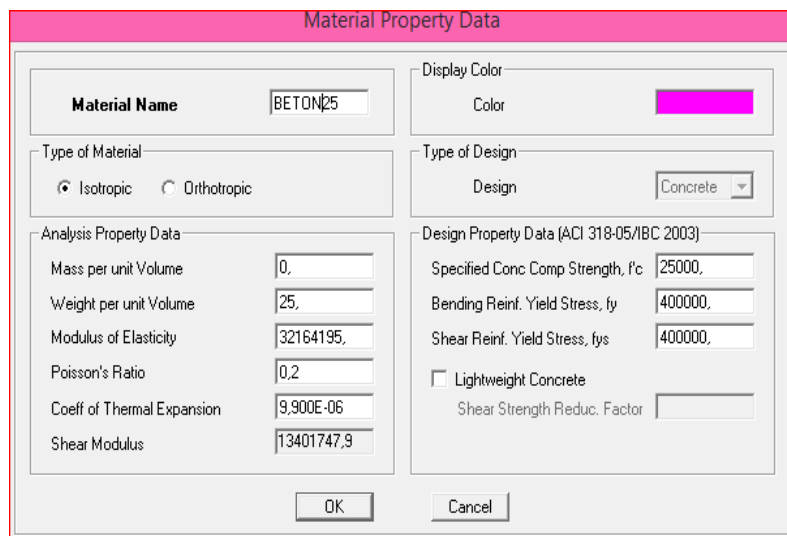


Figure IV.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

4. “Frame Section” ⇒ Différents type des sections.

Poutres porteuses (Transversale ; longitudinal)

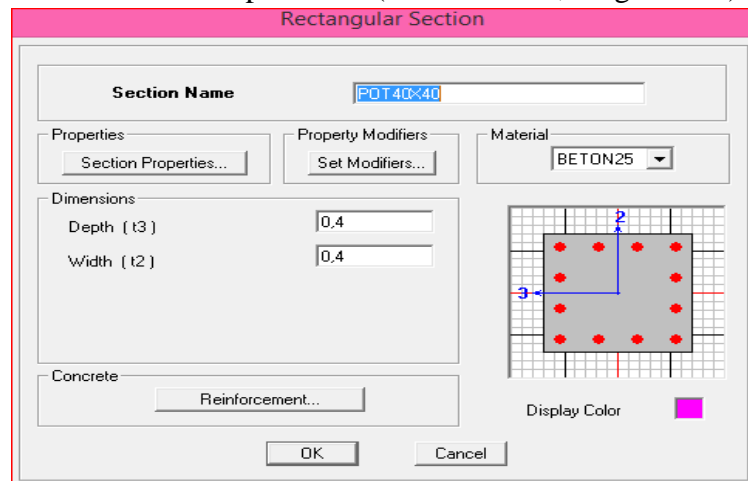


Figure IV.4. Définition des poutres, poteaux

5.Wall/Slab /Deck(Voile, dalle, plancher) :

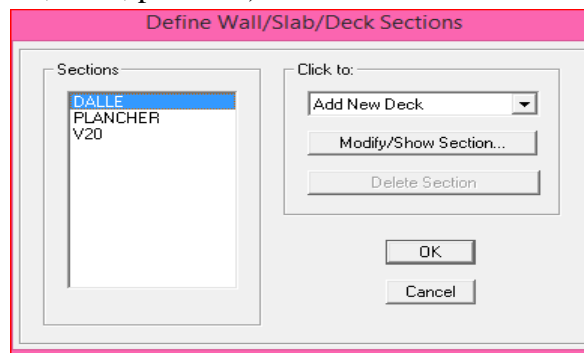


Figure IV.5. Définition (balcons, escaliers et voiles),

6.“Static Load Cases” ⇒ Type de chargement.

Charge permanent G ⇒ “Dead Load” .

Surcharge d’exploitation ⇒ “Live load”.

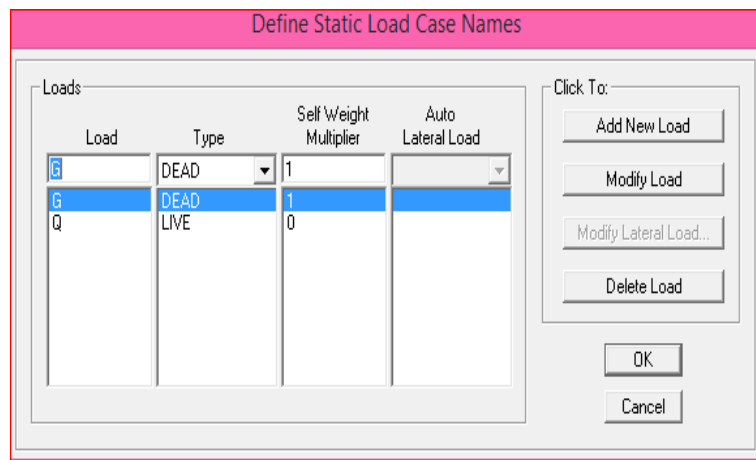


Figure IV.6. Définition de charge

- “Réponse Spectrum Functions” ⇒ introduction de la fonction du spectre de réponse est donnée par RPA 99 page 37 :

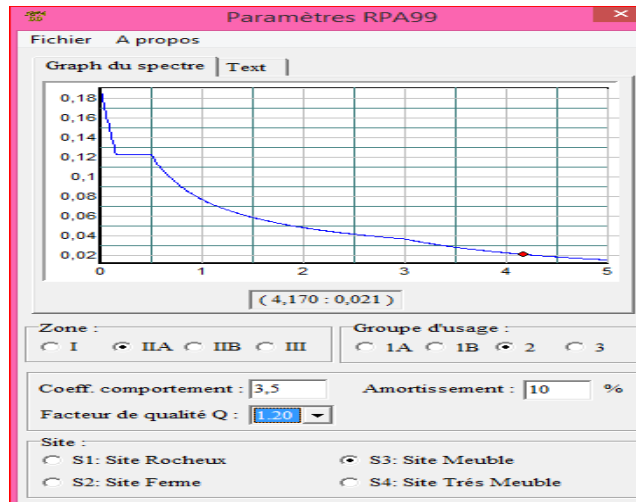


Figure IV.7. Spectre de repense

7. “Load combination” ⇒ combinaison des charges :

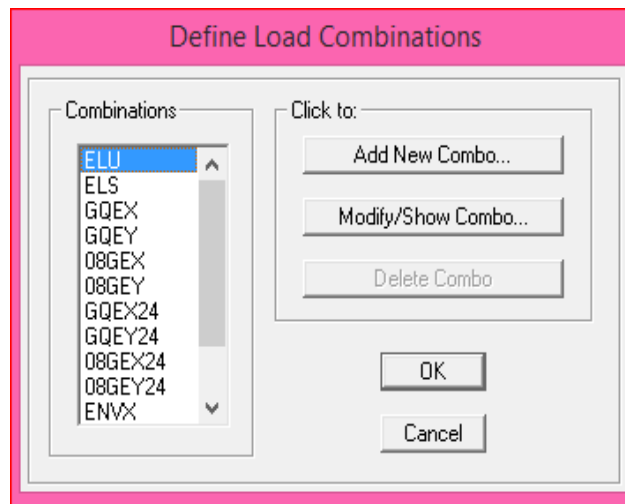


Figure IV.8. Combinaisons de charge

8. Concentration des masses :

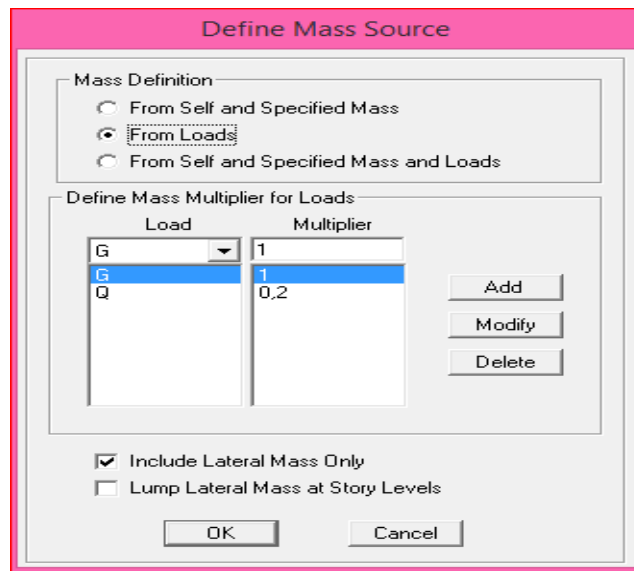


Figure IV.9. Définition de masse

9. « Restreints » ⇒ appuis (encastrer les nœuds de base)



Figure IV.10. Système d'appuis

⇒ Ajouter les nœuds maîtres.

- « Constraints » ⇒ **plancher indéformable (diaphragme)**
⇒ Pour chaque niveau (chaque plancher).

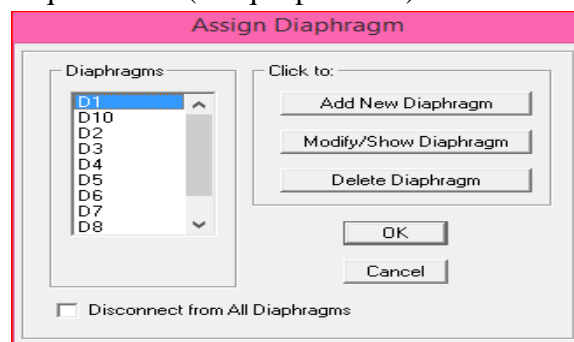


Figure IV.11. Introduction des diaphragmes

- ✓ « Frame » élément (poutres, poteaux, voiles, linteaux)
 - « Section » ⇒ Spécifier la section d'un élément.
 - « Local axes » ⇒ chargement des axes locaux.
 - « End offsets » ⇒ Spécification de la zone rigide dans un élément.
 - « Menu « Analyse » ⇒ analyse dynamique.
 - ⇒ Option des résultats.
 - ⇒ Exécution.
- ✓ « Set option d'analyse » ⇒ Option d'analyse.
 - ⇒ Dynamique analyse ⇒ nombre de modes.

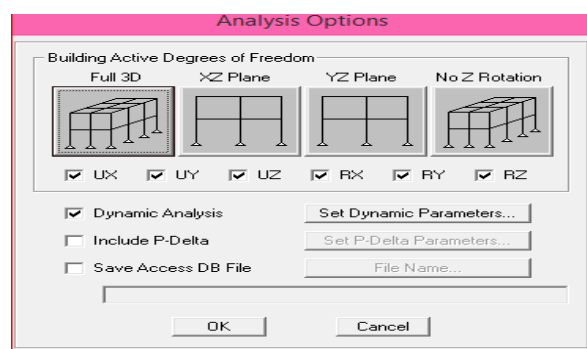


Figure IV.12. Analyse

IV.2.3. Paramètres introduits dans le calcul

Introduction

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

W : Poids de la structure.

IV.3.1. Calcul la Coefficient d'accélération de zone 'A'

Pour notre cas :

- L'ouvrage est du "groupe 2" (bâtiment d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de AIN TEMOUCHENT zone IIa).

Donc : $A=0,15$ (tableau IV.1)

IV.3.2.calcul le facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \text{ s.} \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s.} \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3,0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0 \text{ s.} \end{cases}$$

➤ Calcul T_2 :

T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

On a un sol ferme donc nous sommes dans un Site meuble S_2 et à partir du tableau 4-7 on prend $T_2=0,50\text{s}$ et $T_1=0,15 \text{ s}$.

➤ Calcul T :

$$1/ T_N = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

Avec :

h_N : la hauteur totale de la structure.

L : les dimensions en plan de la structure :

Selon x-x : $L_x = 20,62\text{m}$.

Selon y-y : $L_y = 25,96\text{m}$

A.N :

Selon x-x

$$T_x = 0,09 \times (31,20) / \sqrt{20,62} = 0,6183 \text{ sec} \Rightarrow T_x = 0,6183 \text{ sec}$$

Selon y-y

$$T_y = 0,09 \times (31,20) / \sqrt{25,96} = 0,5511 \text{ sec} \Rightarrow T_y = 0,5511 \text{ sec}$$

$$2/ T = C_T \times h_N^{(3/4)}$$

Avec :

C_T : coefficient en fonction de contreventement, de remplissage et donnée par le tableau 4-6 $\Rightarrow C_T = 0,05$.

A.N :

$$T = 0,05 \times 31,2^{(3/4)} = 0,660 \text{ s}$$

$$T_x = \min(T ; T_x ; T_y) = \min(0,660 ; 0,6183 ; 0,5511) \text{ s} = 0,5511 \text{ s}.$$

$$T = 0,5511 \text{ s} \quad 2,5\eta \left(T_2 / T \right)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s$$

Calcul η :

η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7 \text{ (Art 4.3).}$$

Avec :

ξ : Pourcentage d'amortissement critique : $\xi = 7\%$ (tableau 4.2)

A.N :

$$D_x = 2,5 \times 0,88 \left(0,50 / 0,6183 \right)^{2/3} = 1,90$$

$$D_y = 2,5 \times 0,88 \left(0,50 / 0,5511 \right)^{2/3} = 2,06$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique : $\xi = 10\%$ (tableau 4.2)

$$\text{A.N :} \quad D_x = 2,5 \times 0,76 \left(0,50 / 0,6183 \right)^{2/3} = 1,64$$

$$D_y = 2,5 \times 0,76 \left(0,50 / 0,5511 \right)^{2/3} = 1,78$$

R : Coefficient de comportement

Les valeurs du coefficient de comportement sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement tableau (4.3) (Art 4.2.3 RPA 99/Version 2003.), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Au premier stade, nous avons adopté $R = 5$ pour une structure autostable, et cela pour les portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide.

D'après RPA, que cet ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des portiques (cloisons désolidarisées ou cloisons légères dont les liaisons ne gênent pas le déplacement des portiques).

Pour notre structure contreventée par des voiles, nous avons choisi le système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé qui correspond à un coefficient de comportement Régale à 3.5 et cela après les vérifications nécessaires vérification exigées par le RPA qui sont :

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

- Q : facteur de qualité de la structure. Il est fonction de :
 - redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
 - régularité en plan et en élévation
 - la qualité de contrôle de la construction

Tableau .IV.1.valeurs des pénalités p_q

Critère q	Observée	$P_q // xx$	Observée	$P_q // y y$
Conditions minimales sur les files de contreventement	NON	0,05	NON	0,05
Redondance en plan	Oui	0,0	Oui	0,0
Régularité en plan	Oui	0,0	Oui	0,0
Régularité en élévation	Oui	0,0	Oui	0,0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0, 10	Non	0,10

A.N :

- $Q/x \ x = 1 + (0,05 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,10) = 1.20$
- $Q/y \ y = 1 + (0,05 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,10) = 1.20$

$$Q_x = Q_y = 1.20$$

IV.3.3. Calcul le poids de la structure

W : Poids total du bâtiment :

W : est égale à la somme des poids W_i , de chaque niveau (i) :

$$W = \sum W_i$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

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

W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher « i »;

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de

la structure au niveau « i »;

W_{Qi} : Surcharges d’exploitation au niveau « i »;

B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation.

$\beta = 0,2$ (bâtiment d’habitation, bureaux ou assimilés). (**Tableau IV.5**)

Tableau IV.2. Paramètres sismiques

Coefficient	Conditions	Valeur
A	Ouvrage groupe 2 Hauteur bâtiment > 48m Zone sismique IIa	0.15
R	Système portique contreventés par des voiles	4
Q	$1 + \sum P q$	1.20
	$[(7 / (2 + \epsilon))] 1/2 \geq 0.7$	0.76
T1	Site 2	0.15
T2	Site 2	0.50

IV.3.4. Résultats Et vérification

IV.3.4.1. Résultante des forces sismique de calcul

L’une des premières vérifications préconisée par le RPA99 version 2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80%

de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) par le rapport : $\frac{0,8V}{V_i}$

IV.3.4.2. Vérifications exigées par le RPA 99/version 2003

Pour les deux méthodes de calcul, le RPA 99/version 2003 exige les vérifications suivantes:

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification des périodes
- Vérification de participation massique
- Vérification de la résultante des forces sismiques
- Vérification de déplacements inter-étages
- Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ

IV.4. Interprétation des résultats :

Nous présenterons les différents modèles de disposition des voiles de contreventement, ainsi que les vérifications nécessaires et les résultats de l'analyse sismique réalisée par l'ETABS.

IV.4.1. Premier modèle 'Modèle Autostable'

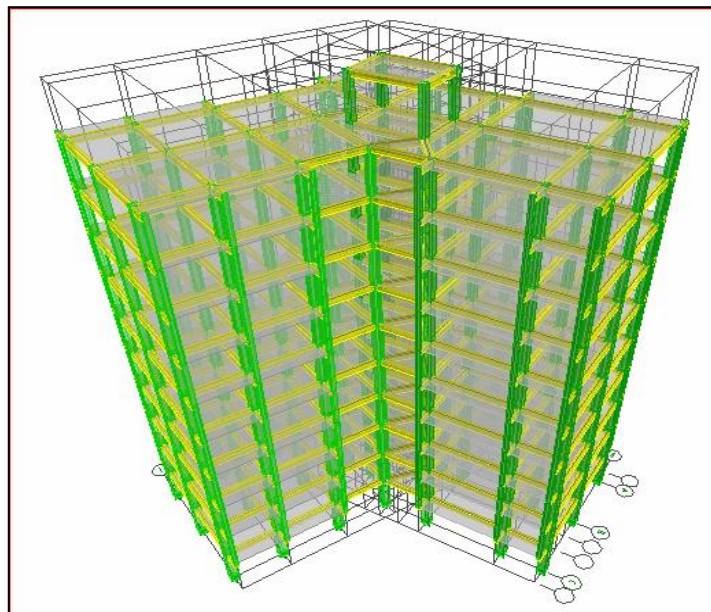


Figure. IV.13. Modèle initiale sans disposition des voiles.

Dans le premier modèle, juste le portique sans voiles (Figure IV.15).

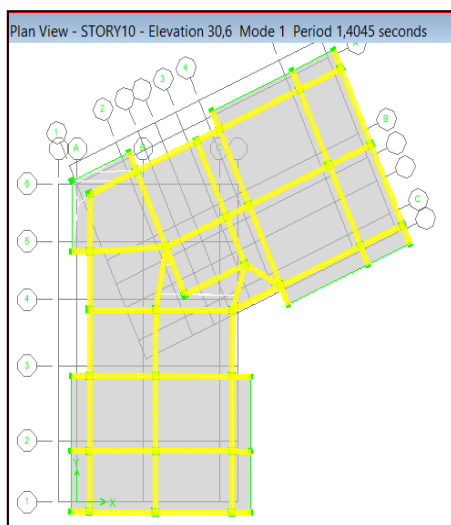
Après avoir fait l'analyse du modèle, nous obtenons les résultats suivants :

- La période obtenue par ETABS est égale à 1.4045sec
- La période obtenue par le RPA (2003)[1] est égale à 0.5511 sec
- La force sismique (V_s) calculée est égale $V_s(x) = 1955.0793$ KN

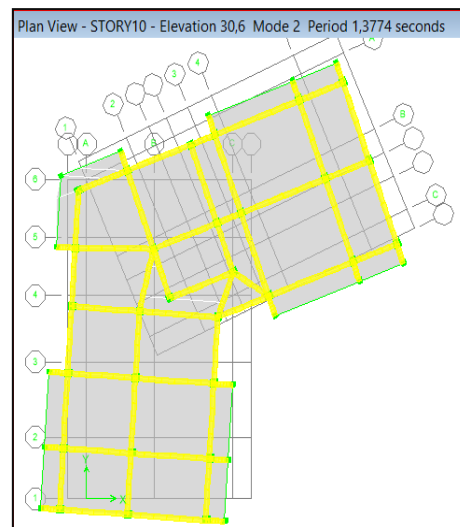
$$V_s(y) = 2645.1072 \text{ KN}$$

Les vérifications nécessaires sont montrées dans les tableaux IV.4 -IV.5 -IV.5 -IV.6.

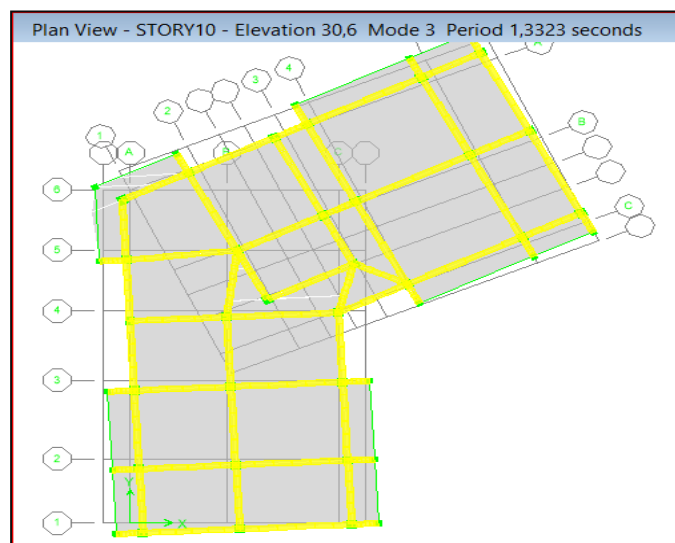
Le comportement des trois premiers modes est montré sur la Figure IV.17 ci-dessous.



Mode 1. Translation diagonale suivant X



Mode 2. Translation diagonale suivant Y



Mode 3. Torsion suivant Z

Figure IV.14. Comportement des trois premiers modes du modèle.

La vérification des périodes est donnée au **Tableau IV.3.**

Tableau IV. 3. Vérification des périodes fondamentale

	T_{RPA} (s)	T_{ETABS} (s)	$1.3 \times T_{RPA}$ (s)	$T_{ETABS} \leq 1.3 \times T_{RPA}$
X	0.5511	1.4045	1.1022	NON
Y	0.5511	1.4045	1.1022	NON

IV.4.1.1. Vérification de la participation massique

La vérification de pourcentage de participation massique est donnée au **Tableau IV.4.**

La participation massique de notre structure est vérifiée

Tableau IV.4. Pourcentage de participation massique

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	1,404507	50,0384	26,405	50,0384	26,405	34,2267	65,1101	0,0358	34,2267	65,1101	0,0358
2	1,377439	23,0226	42,4723	73,061	68,8773	55,1427	29,9112	11,2208	89,3694	95,0214	11,2566
3	1,332294	2,9695	7,6691	76,0304	76,5464	9,7554	3,8495	64,4749	99,1248	98,8709	75,7315
4	1,132016	0,0325	0,0063	76,0629	76,5528	0,0001	0	0,0339	99,1249	98,871	75,7654
5	1,131729	0,0095	0,0025	76,0724	76,5553	0,0002	0,0004	0,0111	99,1251	98,8714	75,7765
6	1,131668	0,0053	0,0011	76,0777	76,5564	0	0	0,0061	99,1251	98,8714	75,7826
7	1,131647	0,0034	0,0008	76,0811	76,5572	0	0,0001	0,004	99,1252	98,8715	75,7866
8	1,131637	0,0023	0,0005	76,0835	76,5577	0	0	0,0027	99,1252	98,8715	75,7893
9	1,131633	0,0016	0,0004	76,0851	76,558	0	0	0,0019	99,1252	98,8715	75,7912
10	1,13163	0,0011	0,0002	76,0862	76,5582	0	0	0,0012	99,1252	98,8715	75,7924
11	1,131628	0,0011	0,0002	76,0872	76,5585	0	0	0,0013	99,1252	98,8715	75,7937
12	1,123455	0,536	0,1888	76,6232	76,7472	0,2597	0,7734	1,0038	99,3849	99,6449	76,7975
13	0,971516	0,0001	0,0322	76,6233	76,7795	0,0002	0	0,0262	99,3851	99,6449	76,8237
14	0,971249	0	0,0093	76,6234	76,7888	0,0005	0	0,0079	99,3856	99,6449	76,8316
15	0,971195	0	0,0048	76,6234	76,7936	0	0	0,0043	99,3856	99,6449	76,8358

IV.4.1.2. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

Les Tableaux 4.5 et 4.6 présentent le calcul et la vérification de la résultante des forces sismiques

Tableau IV. 5. Calcul de la force sismique

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (KN)	V_x (KN)	V_y (KN)
0.15	1.36	1.84	4	1.20	1.20	31945.7402	1955.0793	2645.1072

Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismique

Le cas	$V_{t(D)}$ (KN)	$V_{(S)}$ (KN)	$0.8 * V_{(S)}$	$V_{t(D)} \geq 0.8 * V_{(S)}$
EX	1516.9559	1955.0793	1564.0634	NON
EY	1454.4664	2645.1072	2116.0858	NON
Ex 24°	1441.6664	1955.0793	1564.0634	NON
Ey 24°	1529.1249	2645.1072	2116.0858	NON

IV.4.1.3. Conclusion

On a remarqué que la période fondamentale n'est pas vérifiée et aussi les résultats de l'effort sismique à la base donc on doit augmenter la rigidité de la structure par l'ajout des voiles.

IV.4.2. Deuxième modèle

Dans le deuxième modèle, montre le premier modèle qui présente le portique, donc on ajoute des voiles de contreventement symétrie dans les angles de notre bâtiment (figure IV.16).

La figure ci-dessus représente notre structure en 3D modélisée en insérant des voiles de contreventement pour donner des rigidités supplémentaires à la structure, ainsi que la figure IV.15 montre la disposition des voiles vue en 2D (Figure IV.16)

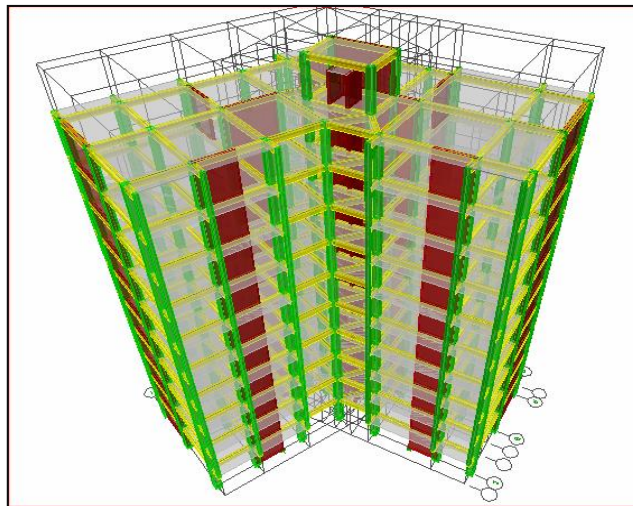


Figure IV.15. Vue 3D

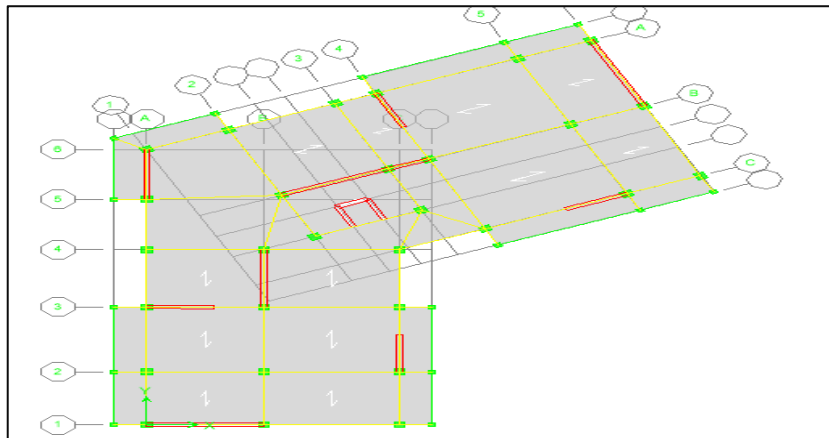


Figure IV.16. Disposition des voiles Vue 2D

Après avoir fait l'analyse du modèle, nous obtenons les résultats suivants :

- La période obtenue par ETABS est égale à 0.7733sec
- La période obtenue par le RPA (2003)[1] est égale à 0.5511 sec
- La participation massique apparue dans le onzième mode et égale a 92,8731%.
- La force sismique (V_s) calculée est égale $V_s(x) = 2147.57861$ KN
 $V_s(y) = 2510.77206$ KN

Les vérifications nécessaires sont montrées dans les tableaux IV.7 - IV.8 - IV.9 - IV.10

Le comportement des trois premiers modes est montré sur la **Figure IV.17** ci-dessous.

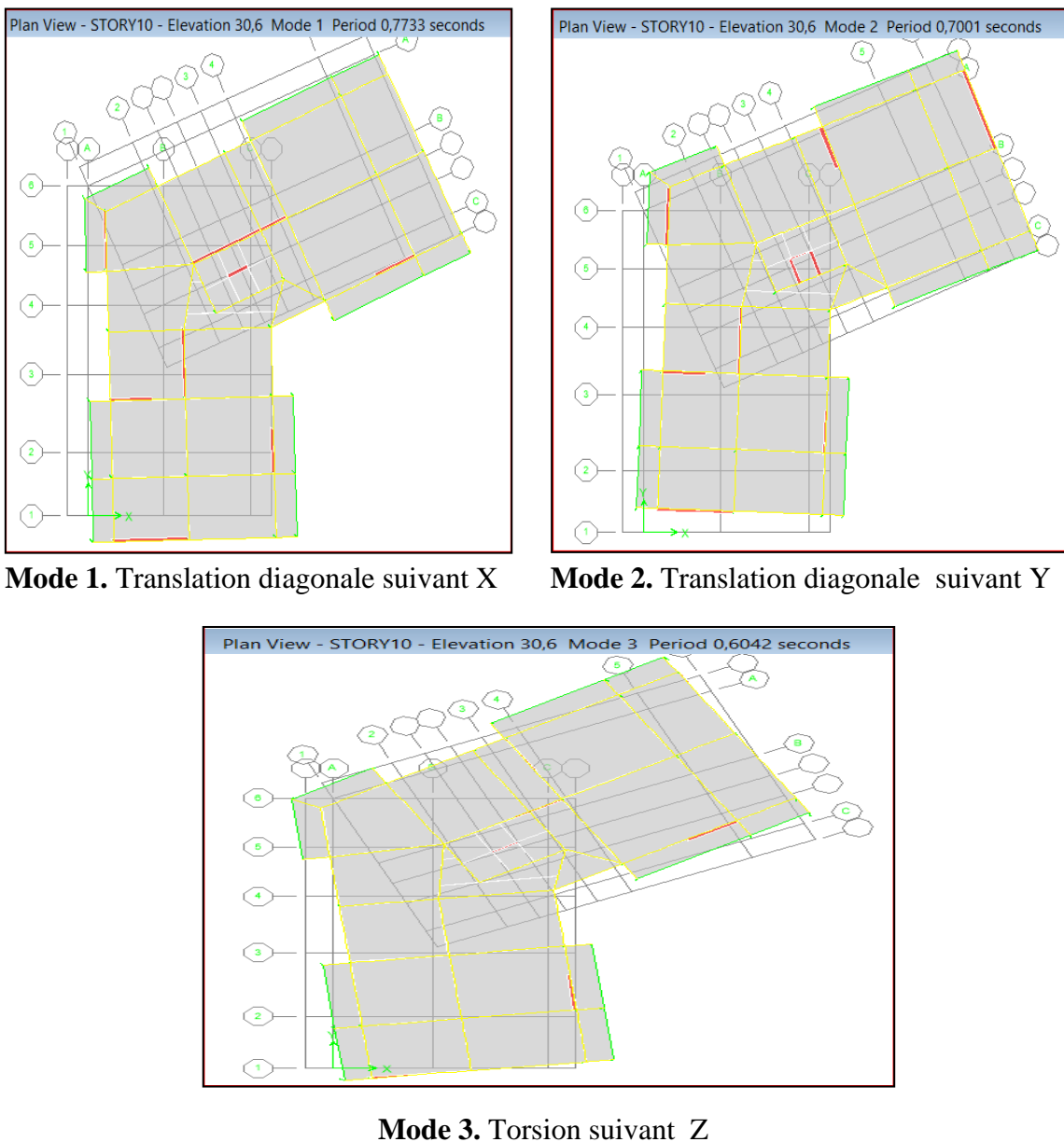


Figure IV.17. Comportement des trois premiers modes du modèle.

La vérification des périodes est donnée au **Tableau IV.7**.

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 : $T = C_T h_N^{3/4}$

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

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

$C_T = 0.05$.

Dans les cas notre cas, 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 les deux formules précédentes.

D'après RPA 2003/99, les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Tableau IV.7. Vérification des périodes

	T_{RPA} (s)	T_{ETABS} (s)	$1.3 \times T_{RPA}$ (s)	$T_{ETABS} \leq 1.3 \times T_{RPA}$
X	0.5511	0.7733	1.1022	OUI
Y	0.5511	0.7733	1.1022	OUI

La période fondamentale est vérifiée pour notre modèle, donc en garde notre disposition de voiles.

IV.5.2.1. Vérification de la participation massique

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

Dans notre modèle la participation massique est vérifiée à partir de l'onzième mode.

La vérification de pourcentage de participation massique est donnée au **Tableau IV.8**.

Tableau IV.8. Vérification de la participation massique

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0,773257	29,0661	36,667	29,0661	36,667	53,7074	42,6174	1,2987	53,7074	42,6174	1,2987
2	0,700062	37,7613	26,6119	66,8274	63,2788	38,8881	55,2908	2,8463	92,5955	97,9083	4,1451
3	0,604219	0,2644	3,8616	67,0917	67,1404	5,7243	0,3883	62,4323	98,3199	98,2966	66,5774
4	0,174737	5,6892	12,3364	72,7809	79,4768	0,8818	0,4295	0,4039	99,2017	98,726	66,9813
5	0,165587	13,0142	4,8364	85,7952	84,3133	0,3382	0,936	1,0821	99,5399	99,662	68,0634
6	0,130255	0,2558	1,1923	86,0509	85,5056	0,0947	0,024	18,2184	99,6346	99,686	86,2818
7	0,105406	0,1793	0,4422	86,2302	85,9477	0,0427	0,0113	0,0151	99,6773	99,6973	86,2969
8	0,102048	0,1677	0,1135	86,3979	86,0612	0,0073	0,0082	0,0263	99,6846	99,7055	86,3233
9	0,081878	0,3117	0,0349	86,7097	86,0961	0,0016	0,0156	0,0407	99,6862	99,7212	86,364
10	0,074351	2,9771	3,4061	89,6868	89,5022	0,1243	0,103	0,1026	99,8105	99,8241	86,4666
11	0,072632	3,1863	2,693	92,8731	92,1952	0,1008	0,1074	0,5145	99,9113	99,9316	86,9812
12	0,056592	0,1017	0,4906	92,9748	92,6858	0,0163	0,0047	6,3767	99,9277	99,9362	93,3579
13	0,045046	3,0571	0,1049	96,0319	92,7907	0,0018	0,0393	0,0106	99,9295	99,9755	93,3685
14	0,04375	0,0628	2,9862	96,0948	95,7769	0,0417	0,0005	0,2787	99,9712	99,976	93,6471
15	0,034268	0,0191	0,2173	96,1139	95,9943	0,0028	0,0005	3,0069	99,974	99,9765	96,6541

IV.5.2.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

Selon RPA99/2003, la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) par le rapport :

Les Tableaux IV.9. et IV.10. Présentent le calcul et la vérification de la résultante des forces sismiques

Tableau IV.9. Calcul de la force sismique selon la méthode statique équivalente

A	D _x	D _y	R	Q _x	Q _y	∑W _i (kN)	V _x (kN)	V _y (kN)
0.15	1.36	1.59	4	1.2	1.2	35091,153	2147,57861	2510,77206

Tableau IV.10. Vérification de la résultante des forces sismique

cas	V _{t(D)} (kN)	V _(S) (kN)	0.8*V _(S)	V _{t(D)} ≥ 0.8*V _(MSE)
EX	2948.8099	2147,57861	1718,06289	OUI
EY	2854.3982	2510,77206	2008,61764	OUI
Ex 24°	2966.2074	2147,57861	1718,06289	OUI
Ey 24°	2836.3125	2510,77206	2008,61764	OUI

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

IV.5.2.4. Justification Vis À Vis Des Déformations

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Les déplacements inter-étages dans tous les sens sont regroupés dans les Tableaux présentés ci-dessous :

Tableau IV.11. Vérification des déplacements inter-étages sens EX

Etage	UX	UY	$\delta = \sqrt{u_x^2 + u_y^2}$ (m)	$\delta_k = R\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	0.1he	0.1he ≥ Δ
STORY10	0,0151	0,0149	0,02121367	0,07424786	0,00890932	0,0306	Cv
STORY9	0,0133	0,0131	0,01866815	0,06533854	0,00915836	0,0306	Cv
STORY8	0,0114	0,0113	0,01605148	0,05618018	0,00940441	0,0306	Cv
STORY7	0,0095	0,0094	0,01336451	0,04677577	0,00915769	0,0306	Cv
STORY6	0,0076	0,0076	0,01074802	0,03761808	0,00915596	0,0306	Cv
STORY5	0,0058	0,0057	0,00813204	0,02846212	0,00841412	0,0306	Cv
STORY4	0,0041	0,004	0,005728	0,020048	0,00742372	0,0306	Cv
STORY3	0,0026	0,0025	0,00360694	0,01262428	0,00618961	0,0306	Cv
STORY2	0,0013	0,0013	0,00183848	0,00643467	0,00445477	0,0306	Cv
STORY1	0,0004	0,0004	0,00056569	0,0019799	0,0019799	0,0306	Cv

Tableau IV.12 Vérification des déplacements inter-étages sens EY

Etage	UX	UY	Δ(m)	Δr	Δ	0.1he	0.1he ≥ Δ
STORY10	0,0147	0,0151	0,02107368	0,07375788	0,00890863	0,0306	Cv
STORY9	0,0129	0,0133	0,01852836	0,06484925	0,00915964	0,0306	Cv
STORY8	0,0111	0,0114	0,01591132	0,05568961	0,00915935	0,0306	Cv
STORY7	0,0093	0,0095	0,01329436	0,04653026	0,00915229	0,0306	Cv
STORY6	0,0074	0,0077	0,01067942	0,03737797	0,00916007	0,0306	Cv
STORY5	0,0056	0,0058	0,00806226	0,0282179	0,0081699	0,0306	Cv
STORY4	0,004	0,0041	0,005728	0,020048	0,00742372	0,0306	cv
STORY3	0,0025	0,0026	0,00360694	0,01262428	0,00618961	0,0306	cv
STORY2	0,0013	0,0013	0,00183848	0,00643467	0,00445477	0,0306	cv
STORY1	0,0004	0,0004	0,00056569	0,0019799	0,0019799	0,0306	cv

Tableau IV.13.Vérification des déplacements inter-étages sens EX24°

Story	UX	UY	δ	δR	Δ	0.1he	0.1he≥Δ
STORY10	0,0149	0,0132	0,01990603	0,0696711	0,0084291	0,0306	cv
STORY9	0,0131	0,0116	0,01749771	0,061242	0,0084291	0,0306	cv
STORY8	0,0113	0,01	0,0150894	0,0528129	0,00869068	0,0306	cv
STORY7	0,0094	0,0084	0,01260635	0,04412222	0,00892328	0,0306	cv
STORY6	0,0075	0,0067	0,01005684	0,03519893	0,00842908	0,0306	cv
STORY5	0,0057	0,0051	0,00764853	0,02676985	0,00793478	0,0306	cv
STORY4	0,004	0,0036	0,00538145	0,01883507	0,0071795	0,0306	cv
STORY3	0,0025	0,0022	0,00333017	0,01165558	0,00569529	0,0306	cv
STORY2	0,0013	0,0011	0,00170294	0,00596029	0,00398039	0,0306	cv
STORY1	0,0004	0,0004	0,00056569	0,0019799	0,0019799	0,0306	cv

Tableau IV.14.Vérification des déplacements inter-étages sens EY24°

Story	UX	UY	δ	δR	Δ	0.1he	0.1he≥Δ
STORY10	0,0149	0,0166	0,022306	0,078071	0,009417	0,0306	cv
STORY9	0,0131	0,0146	0,019615	0,068654	0,009650	0,0306	cv
STORY8	0,0112	0,0126	0,016858	0,059003	0,009678	0,0306	cv
STORY7	0,0094	0,0105	0,014092	0,049325	0,009911	0,0306	cv
STORY6	0,0075	0,0084	0,011260	0,039413	0,009417	0,0306	cv
STORY5	0,0057	0,0064	0,008570	0,029996	0,008923	0,0306	cv
STORY4	0,004	0,0045	0,006020	0,021072	0,007934	0,0306	cv
STORY3	0,0025	0,0028	0,003753	0,013137	0,006451	0,0306	cv
STORY2	0,0013	0,0014	0,001910	0,006686	0,004706	0,0306	cv
STORY1	0,0004	0,0004	0,000565	0,001979	0,001979	0,0306	cv

IV.5.2.5. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets de second ordre (l'effet PΔ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

- p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau 'K' :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{Déjà calculé.}$$

- V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'
- Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.
- h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

Si $0.10 < \theta \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du

premier ordre par le facteur : $\frac{1}{(1 - \theta_k)}$

Si $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les Tableaux présentés ci-dessous regroupent les vérifications de l'effet P- Δ dans tous les sens.

Tableau IV.15. Vérification de l'effet P- Δ sens EX

Niveaux	Pk (Cumulé)	$\Delta k(m)$	Vk	hk(m)	Θ_x	$\Theta_x \leq 0.1$
STORY10	3325,2760	0,0089093	737,70572	3.06	0,0131240	cv
STORY9	6683,6511	0,0091583	1212,8684	3.06	0,0164928	cv
STORY8	10081,907	0,0094044	1593,1883	3.06	0,0194484	cv
STORY7	13546,455	0,0091576	1921,7371	3.06	0,0210958	cv
STORY6	17056,433	0,0091559	2196,6098	3.06	0,0232336	cv
STORY5	20619,118	0,0084141	2431,6772	3.06	0,0233158	cv
STORY4	24181,803	0,0074237	2624,6546	3.06	0,0223520	cv
STORY3	27795,465	0,0061896	2775,0684	3.06	0,0202601	cv
STORY2	31467,384	0,0044547	2890,1270	3.06	0,0158506	cv
STORY1	35795,465	0,0019799	2948,3596	3.06	0,0077047	cv

Tableau IV.16. Vérification de l'effet P- Δ sens EY

Niveaux	Pk (Cumulé)	$\Delta k(m)$	Vk	hk(m)	Θ_x	$\Theta_x \leq 0.1$
STORY10	3325,2760	0,0089086	716,88576	3.06	0,0135041	cv
STORY9	6683,6511	0,0091596	1176,1676	3.06	0,0170098	cv
STORY8	10081,907	0,0091593	1541,8595	3.06	0,0195722	cv
STORY7	13546,455	0,0091522	1860,0502	3.06	0,0217825	cv
STORY6	17056,433	0,0091600	2127,3024	3.06	0,0240013	cv
STORY5	20619,118	0,0081699	2354,8818	3.06	0,0233774	cv
STORY4	2418,803	0,0074237	2540,5869	3.06	0,0230916	cv
STORY3	27795,465	0,0061896	2685,4705	3.06	0,0209360	cv
STORY2	31467,384	0,0044547	2797,3397	3.06	0,0163764	cv
STORY1	35109,051	0,0019799	2853,9734	3.06	0,0079596	cv

Tableau IV.17.Vérification de l'effet P-Δ sens EX24°

Niveaux	Pk (Cumulé)	Δk(m)	Vk	hk(m)	Θx	Θx ≤ 0.1
STORY10	3325,2760	0,0084291	736,09878	3.06	0,0124437	cv
STORY9	6683,6511	0,0084291	1215,8500	3.06	0,0151423	cv
STORY8	10081,907	0,008690	1602,9314	3.06	0,0178632	cv
STORY7	13546,455	0,0089232	1936,6476	3.06	0,0203975	cv
STORY6	17056,433	0,0084290	2215,1491	3.06	0,0212101	cv
STORY5	20619,118	0,0079347	2452,2322	3.06	0,0218032	cv
STORY4	24181,803	0,0071795	2645,6370	3.06	0,0214452	cv
STORY3	27795,465	0,0056952	2795,1991	3.06	0,0185078	cv
STORY2	31467,384	0,0039803	2908,5293	3.06	0,0140731	cv
STORY1	35109,058	0,0019799	2965,7466	3.06	0,0076596	cv

Tableau IV.18.Vérification de l'effet P-Δ sens EY24°

Niveaux	Pk (Cumulé)	Δk(m)	Vk	hk(m)	Θx	Θx ≤ 0.1
STORY10	3325,276	0,0094175	718,53480	3.06	0,0142428	cv
STORY9	6683,6511	0,0096506	1173,0895	3.06	0,0179687	cv
STORY8	10081,907	0,0096786	1531,7316	3.06	0,0208186	cv
STORY7	13546,455	0,0099116	1844,5223	3.06	0,0237885	cv
STORY6	17056,433	0,0094174	2107,9970	3.06	0,0249017	cv
STORY5	20619,118	0,0089232	2333,4765	3.06	0,0257672	cv
STORY4	24181,803	0,0079349	2518,7266	3.06	0,0248960	cv
STORY3	27795,465	0,0064510	2664,5098	3.06	0,0219921	cv
STORY2	31467,384	0,0047068	2778,1988	3.06	0,0174222	cv
STORY1	35109,058	0,0019799	2835,9071	3.06	0,0080103	cv

On constate que la structure étudiée est justifiée vis-à-vis de l'effet P-Δ. Ou les effets du 2^o ordre (effet P- Δ) peuvent être négligés.

IV.5.3.Justification du choix du coefficient du comportement dynamique

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans notre cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles. Les vérifications sont regroupées dans les Tableaux ci-dessous.

$$\frac{\sum F_z \text{voiles}}{\sum F_z \text{batiment}} \times 100 \geq 20\%$$

- La charge verticale reprises par bâtiment avec voiles 43002.35 kN

- La charge verticale reprises par les voiles 27694.020 kN
- La charge verticale reprises par les poteaux 15507.37 kN

Tableau IV.19. Vérification du coefficient du comportement

l'ossature	Effort vertical repris (kN)	Pourcentage (%)	Condition
Bâtiment	43002.35	64.4011	Vérifiée
Voiles	27694.020		

Le coefficient du comportement est vérifié.

Les résultats représentés dans le tableau (IV.10) et montrent que les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales (64.40%) donc on peut accepter cette vérification.

IV.6. Conclusion :

Les étapes de vérification suivie pour définir le modèle finale étaient de:

- Vérifié les pourcentages donné par le **RPA99version2003** pour justifier le choix de coefficient de comportement.
- La condition de la période fondamentale de la structure obtenue à partir de la modélisation avec celle de obtenue par la méthode statique équivalente appropriée par 30% est vérifiée. Déterminer les modes propres de telle sorte que 1er et 2ème translation, le 3ème torsion pour avoir plus de sécurité.
- la condition de l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base ($=0.8 \cdot VMSE$), avec l'implication de ce obtenu par l'analyse dynamique qui est ajustée par rapport à la valeur obtenue par le calcul statique équivalent si inférieur est vérifiée.
- Vérifié les déplacements inter-étage qui a pour but rigidité latérale imposé par **RPA99V2003**.
- Vérifié l'effet P- Δ pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2ème ordre. Après que les vérifications sont faites, on adopte cette disposition des voiles concernant le contreventement de la structure

Chapitre V

Ferraillage des éléments résistants

V.1. Introduction

Le contreventement d'un bâtiment est constitué d'éléments verticaux assurant la stabilité de l'ouvrage sous l'action des sollicitations horizontales (forces sismique). Ces éléments refend plein ou avec ouvertures, portiques, noyau central, transmettent également les charges verticales aux fondations.

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le C.B.A93 et RPA99 /Version 2003).

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux qui sont les poutres, les poteaux et les voiles.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ❖ Les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :
 - ELU : $1.35G + 1.5Q$
 - ELS : $G + Q$
- ❖ Les combinaisons données par les règles du R.P.A99 (version 2003) :
 - $G + Q \pm E$
 - $0.8G \pm E$

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

E : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des poteaux**V.2.1. Introduction**

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- 1/ Section entièrement tendue SET.
- 2/ Section entièrement comprimée SEC.
- 3/ Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

a. Situation accidentelle:

Béton: $\gamma_b=1,15$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=18,48\text{MPa}$

Acier: $\gamma_s=1,00$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s=400\text{MPa}$

b. Situation durable:

Béton : $\gamma_b= 1,5$; $f_{c28}=25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc}= 14,17 \text{ MPa}$

Acier: $\gamma_s= 1,15$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s= 348 \text{ MPa}$

V.2.2. Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

- **Selon RPA 99[1] :**

Situation accidentelle $G+Q\pm E$ et $0,8G\pm E$

- **Selon BAEL 91[2] :**

ELU: Situation durable : $1,35G+1,5Q$

ELS: Situation durable : $G+Q$

G: Charges permanentes.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

1- (N^{\max} ; $M^{\text{correspondant}}$)

2- (M^{\max} ; $N^{\text{correspondant}}$)

V.2.3. Recommandation selon RPA99 modifiée en 2003[[1]

D'après la RPA99 modifiée en 2003, pour une zone sismique IIa, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimale sera de : 0.8 % En zone Iia
- Leur pourcentage maximal sera de : 3 % en zone courante ET 6 % en zone recouvrement
- Le diamètre minimal est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone Iia
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

$$\frac{A_t}{t} = \frac{p_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots (7.1)$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

F_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

p_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

t : est l'espacement dans les armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (7.1) ; par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suite :

Dans la zone nodale : $t \leq \min (10\Phi t, 15 \text{ cm})$ en zone IIa

Dans la zone courant : $t \leq 15 \Phi t$ en zone IIa

Remarque :

Pour le calcul des différentes sections de ferraillage, on a utilisé un logiciel de calcul (SOCOTEC), qui calcule selon les règles BAEL(section rectangulaire). Les résultats des efforts et ferraillage des poteaux sont regroupés dans les tableaux donnés en annexe.

V.2.4. Calculs du ferraillage

1- Poteaux de section carrée

Situation accidentelle

Combinaison : **G + Q ± E**

a- (N_{max}, M_{corr}) :

Tableau V.1. Ferraillages des poteaux (N_{max}, M_{corr})

Niveau	Section	N_{max} (kN)	M_{corr} (kN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s (min) 0.8% (cm ²)
RDC-2	55x55	956,59	9,799	S.E.C	0,00	0,00	24.2
3-5	50x50	264,71	2,969	S.E.C	0,00	0,00	20
6-7	45x45	6,69	12,423	S.P.C	0,00	0,65	16.2
8-9	40x40	14,38	0,929	S.P.C	0,00	0,00	12.8

b- (M_{max}, N_{corr}) :

Tableau V.2. Ferraillages des poteaux (M_{max}, N_{corr}) :

Niveau	Section	M_{max} (kN.m)	N_{corr} (kN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s (min) 0.8% (cm ²)
RDC-2	55x55	43,39	-731,93	S.E.T	6,94	11,36	24.2
3-5	50x50	57,487	-376	S.E.T	1,43	7,97	20
6-7	45x45	55,349	-221,43	S.P.C	0,00	6,26	16.2
8-9	40x40	51,356	-86,2	S.P.C	0,00	4,68	12.8

Combinaison : **0.8G ± E**

a- (N_{max}, M_{corr}) :

Tableau V.3. Ferraillages des poteaux (N_{max} , M_{corr})

Niveau	Section	N_{max} (kN)	M_{corr} (kN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s (min) 0.8% (cm ²)
RDC-2	55x55	1207,29	10,687	S.E.C	0,00	0,00	24.2
3-5	50x50	401,18	5,929	S.E.C	0.00	0.00	20
6-7	45x45	67,62	13,897	S.E.C	0.00	0.00	16.2
8-9	40x40	25,29	1,504	S.P.C	0.00	0,00	12.8

b- (M_{max}, N_{corr}) :

Tableau V.4. Ferraillages des poteaux (M_{max}, N_{corr}) :

Niveau	Section	M_{max} (kN.m)	N_{corr} (kN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s (min) 0.8% (cm ²)
RDC-2	55x55	43,288	-184,01	S.E.T	0,09	4,51	24.2
3-5	50x50	53,623	-219,71	S.P.C	0.00	0.08	20
6-7	45x45	50,643	-131,5	S.P.C	0.00	1,38	16.2
8-9	40x40	45,584	-52,36	S.P.C	0.00	2,48	12.8

Situation durable :

Combinaison **1,35G+1,5Q** :

a. (N^{max}, M^{corr})

Tableau V.5. Ferraillages des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr})

Niveau	Section	N_{max} (kN)	M_{corr} (kN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s (min) 0.8% (cm ²)
RDC-2	55x55	-503.79	1.019	S.E.T	7,18	7,3	24.2
3-5	50x50	-266.15	1,117	S.E.T	3,75	3,9	20
6-7	45x45	-120.26	1,49	S.E.T	1,62	1,84	16.2
8-9	40x40	-13.91	0,615	S.E.T	0,15	0,25	12.8

b- (M^{max}, N^{corr}) :

Tableau V.6. Ferraillages des poteaux situation durable (M^{max}, N^{corr})

Niveau	Section	M_{max} (kN.m)	N_{corr} (kN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s (min) 0.8% (cm ²)
RDC-2	55x55	27,924	-842,57	S.E.T	10,47	13,75	24.2
3-5	50x50	43,744	-459,66	S.E.T	3,75	9,47	20
6-7	45x45	44,999	-244,1	S.E.T	0,19	6,83	16.2
8-9	40x40	45,745	-88,37	S.P.C	0,00	4,98	12.8

V.2.5. Choix des armatures :

Tableau V.7. Choix des armatures des poteaux

Niveau	Section	A's (cm ²)	A _s (cm ²)	A _s (min) (cm ²)	Choix	A _s (adop) (cm ²)
RDC-2	55x55	10,47	13,75	24.2	4T20+8T14	24.89
3-5	50x50	3,75	9,47	20	4T16+8T14	20.37
6-7	45x45	1,62	6,83	16.2	12T14	18.48
8-9	40x40	0,15	4,98	12.8	12T12	13.58

V.2.6. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

Il faut vérifier que : $\nu = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.30$

N_d : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton (G+Q±E).

B_r : Section brute.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton (25 MPa).

1- Poteaux de section carrée :

Tableau V.8. Vérification de sollicitation normale

Niveau	Section	Combinaison	Nd (KN)	ν	Condition
RDC-2	55x55	GQEX24°MIN	-2929,86	0.2874	cv
3-5	50x50	GQEX24° MIN	-1400,53	0.2240	cv
6-7	45x45	GQEY24° MIN	-688,58	0.136	cv
8-9	40x40	GQEY24° MIN	-348,45	0.0871	cv

V.2.7. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}) (annexe, organigramme)., puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

Béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$

Acier :

- Fissuration peu nuisible Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable $\overline{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}\left(0.5 f_e; 110\sqrt{\eta f_{ij}}\right)\right)$
- Fissuration très préjudiciable $\overline{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{1}{3} f_e, 110\eta\right)$

Avec : η=1,6 pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 201,63MPa$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Combinaison : G+Q

a- (N^{max}, M^{corr})

Tableau V.9 : Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés

Niveau	Section	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kN.m)	Solli..	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérifications
RDC-2	55×55	-369,55	0,737	S.E.T	16,1	201,63	1,11	15	Vérifié
3-5	50×50	-195,07	0,812	S.E.T	98,1	201,63	0	15	Vérifié
6-7	45×45	-88,07	1,087	S.E.T	47,3	201,63	3,3	15	Vérifié
8-9	40×40	-10,12	0,449	S.E.C	34,9	201,63	2,56	15	Vérifié

b-(M^{max}, N^{corr}) :

Tableau V.10 : Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés

Niveau	Section	M _{ser} (kN.m)	N _{ser} (kN)	Solli..	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérifications
RDC-2	55×55	20,161	-615,62	S.E.C	34	201,63	2,36	15	Vérifié
3-5	50×50	31,71	-335,88	S.E.C	26,2	201,63	1,88	15	Vérifié
6-7	45×45	32,651	-178,43	S.E.C	32,4	201,63	2,36	15	Vérifié
8-9	40×40	33,301	-64,81	S.E.C	26	201,63	2,18	15	Vérifié

V.2.8. Vérification de l'effort tranchant

V.2.8.1. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ Poteau carrée (ART A.5.1.1)

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

τ̄_u : Contrainte limite de cisaillement du béton τ_u : Contrainte de cisaillement.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

La valeur de la contrainte τ̄_u doit être limitée aux valeurs suivantes :

- Selon le BAEL 91 modifié 99 [2] :

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5MPa)$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4MPa)$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

- Selon le RPA 99 modifié 2003 [1] :

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$ (2)

ρ_d=0,075.....si l'élancement λ≥5

ρ_d=0,040.....si l'élancement λ<5

$$\text{Avec : } \lambda = \frac{L_f}{i}; i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

λ : L'élanement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Tableau V.11 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveau	Section	Tu (kN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	$\overline{\tau_u}$ RPA (MPa)	$\overline{\tau_u}$ BAEL (MPa)	Vérification
RDC	55×55	5,59	0.020	13,49	0.075	1.875	2,5	Vérifié
01	55×55	10,75	0.039	13,49	0.075	1.875	2,5	Vérifié
02	55×55	12,51	0.045	13,49	0.075	1.875	2,5	Vérifié
03	50×50	12,17	0.054	14,84	0.075	1.875	2,5	Vérifié
04	50×50	14,18	0.063	14,84	0.075	1.875	2,5	Vérifié
05	50×50	16,44	0.073	14,84	0.075	1.875	2,5	Vérifié
06	45×45	14,13	0.077	16,48	0.075	1.875	2,5	Vérifié
07	45×45	17,59	0.096	16,48	0.075	1.875	2,5	Vérifié
08	40×40	13,63	0.094	18,55	0.075	1.875	2,5	Vérifié
09	40×40	19,73	0.137	18,55	0.075	1.875	2,5	Vérifié

V.2.9. Ferrailage des armatures transversales des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du BAEL91 modifié 99[2] et celles du RPA99 modifié en 2003[1] ; elles sont données comme suit :

- Selon BAEL91 modifié 99[2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_t\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

\emptyset_t : Diamètre des armatures transversales.

\emptyset_l : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon le RPA99 modifié en 2003 [1]: $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h: Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

- $S_t \leq \text{Min}(10\emptyset_l, 15\text{cm})$ Zone nodale (zone II_a).
- $S_t \leq 15 \emptyset_l$ Zone courante (zone II_a)

\emptyset_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400$ MPa (FeE40).

Tableau V.12. Espacements maximaux selon RPA99

Niveau	Section	Barres	Øl (mm)	St (mm)	
				Z. N	Z. C
RDC-2	55x55	4T20+8T14	20 et 14	10	15
3-5	50x50	4T16+8T14	16 et 14	10	15
6-7	45x45	12T14	14	10	15
8-9	40x40	12T12	12	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.13. Choix des armatures transversales pour les poteaux carrés

Niveau	Section (cm)	If	λg	ρa	Tu ^{max} (kN)	Zone	St (cm)	At ^{cal} (cm ²)	choix	As ^{ado} (cm ²)
RDC	55x55	2.142	3.894	3,75	12.51	N	10	0.213	4T8	2,01
						C	15	0.319	4T8	2,01
1-4	50x50	2.142	4.284	3,75	16.44	N	10	0.308	4T8	2,01
						C	15	0.462	4T8	2,01
5-7	45x45	2.142	4.76	3,75	17.59	N	10	0.366	4T8	2,01
						C	15	0.549	4T8	2,01
8-10	40x40	2.142	5.355	2,5	19.73	N	10	0.308	4T8	2,01
						C	15	0.462	4T8	2,01

V.2.10. Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r=40\phi_1$ en zone IIa.

Pour :

- $\phi=16\text{mm} \dots \dots \dots L_r=64\text{cm}$
- $\phi=14\text{mm} \dots \dots \dots L_r=56\text{cm}$
- $\phi=12\text{mm} \dots \dots \dots L_r=48\text{cm}$

V.2.10.1 Ferrailage des poteaux de Sous-SOL :

Les poteaux au sous sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donnée par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

B_r : Section réduite du poteau considéré ($B_r=(a-2)(b-2)$) cm^2

α : Coefficient dépendant de l'élancement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

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

L_f : Longueur de flambement.

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

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considéré.

B : Section du poteau :

Carré ($B=a \times b$)

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

N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous sol.

La longueur de flambement $L_f=0,5l_0$.

La section réduite est

Pour le poteau carré $B_r=(a-0,02)^2$ [m²].

Pour le poteau circulaire $B_r = \frac{\Pi(D-0,02)^2}{4}$

a. Calcul de l'effort normal pondéré :

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

$$N_u(\text{RDC})=2336,77\text{kN}$$

- Poids plancher courants $5,34 \times 21,82 = 116,51\text{kN}$
- Poids de la poutre principale..... $0,30 \times 0,40 \times 5,15 \times 25 = 15,45\text{kN}$
- Poids de la poutre secondaire..... $0,30 \times 0,35 \times 4,38 \times 25 = 11,49\text{kN}$
- Poids du poteau..... $0,55 \times 0,55 \times (4,08 - 0,40) \times 25 = 27,83\text{kN}$

$$G=171,28\text{kN}$$

Surcharge d'exploitation : $Q=1,5 \times 21,82 = 32,73\text{kN}$

$$Q=32,73\text{kN}$$

$$N_{u1}=1,35G+1,5Q$$

$$N_{u1}=280,323\text{kN}$$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous sol

$$:N_{u(ss1)}=N_{u(RDC)}+N_{u1}=2617.093\text{KN}$$

b. Calcul du ferrailage :

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 15,88\text{cm}$
- $\lambda = \frac{0,5 \times 4,08 \cdot 10^2}{15,88} = 12,84 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,82$
- $Br = (55 - 2)^2 = 2809\text{cm}^2$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{2976.79 \cdot 10^3}{0,82} - \frac{2809 \cdot 10^2}{0,9} \cdot \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400}$$

$$A_s \geq -43.87\text{cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 0,8\% B \quad (\text{Selon le RPA99 version 2003})$$

$$A_s = A_s^{\min} = 24,4\text{cm}^2$$

On prend : **4T20+8T14=24,89cm²**.

c. Vérification à l'ELS :

$$N_{\text{ser}(RDC)} = 615.62 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser}1} = 204.01 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser}(ss1)} = N_{\text{ser}(RDC)} + N_{\text{ser}1} = 819.63 \text{ KN}$$

Tableau V.14. Vérification des contraintes des poteaux de l'infrastructure

Niveau	Section	N_{ser} (kN)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérifications
S.SOL	55×55	819.63	35,8	201,63	2,39	15	Vérifié

Détermination des armatures transversales :

Pour les poteaux d'infrastructure ; $A_t=4T8=2,01\text{cm}^2$.

Espacement en zone nodale : $St = 10\text{cm}$

Espacement en zone courante : $St = 15\text{cm}$

Détermination des armatures transversales :

Pour les poteaux d'infrastructure ; $A_t=4T8=2,01\text{cm}^2$.

Espacement en zone nodale : $St = 10\text{cm}$

Espacement en zone courante : $St = 15\text{cm}$

V.2.11. Schéma de ferraillage:

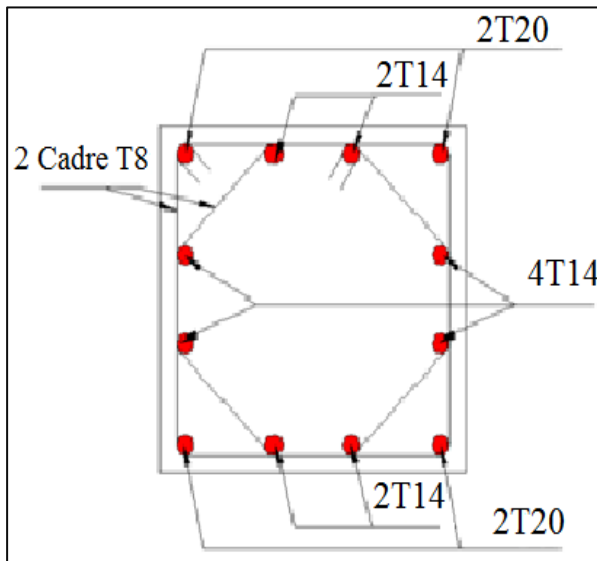


Figure V.1. Ferraillage des poteaux (55x55) cm2

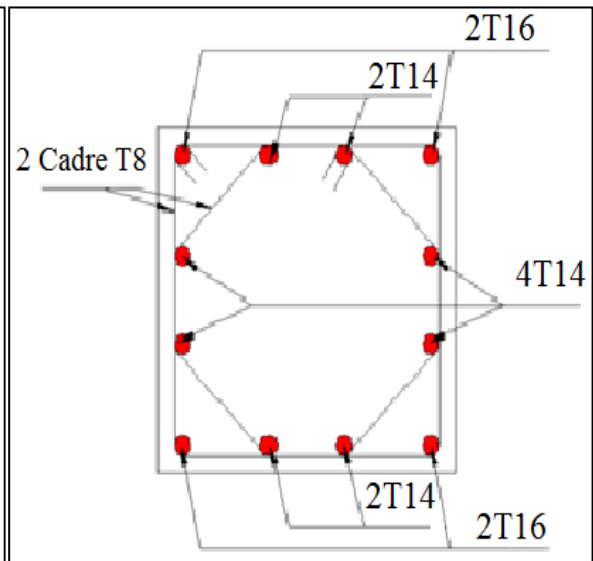


Figure V.2. Ferraillage des poteaux (50x50) cm2

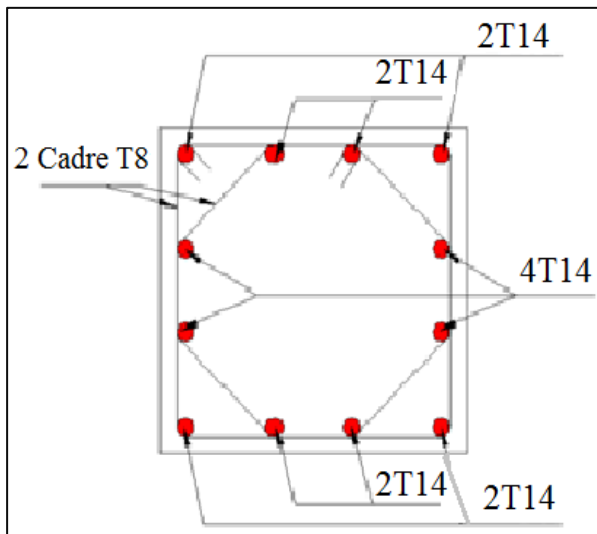


Figure V.4. Ferraillage des poteaux (45x45) cm2

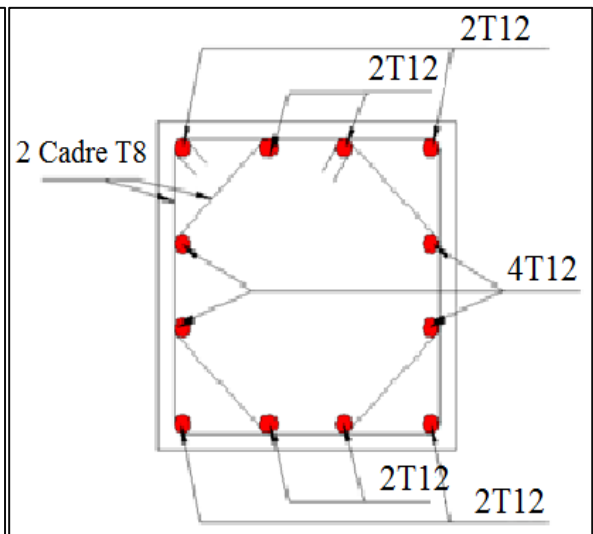


Figure V.4. Ferraillage des poteaux (40x40) cm2

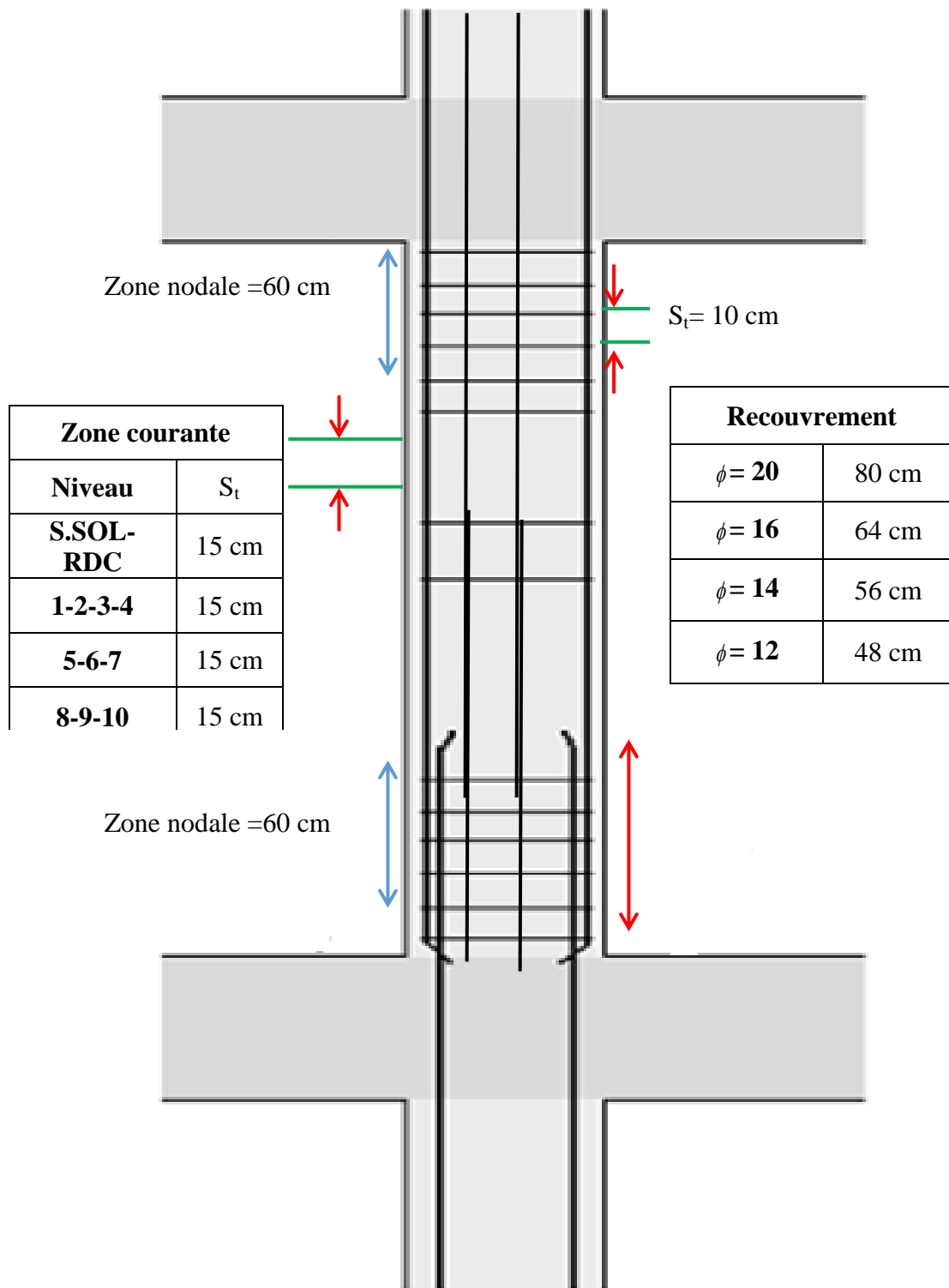


Figure V.5. Disposition des armatures pour les poteaux.

V.3. Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé à ligne moyenne rectiligne coulées, qui permet l'acheminement des charges, surcharges et effort amenant des planches aux éléments verticaux de contreventement, on distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, et les poutres secondaires qui assurent le chaînage, disposées parallèlement aux poutrelles.

L'étude des poutres sera effectuée en tenant compte des efforts internes données par logiciel de calcul ETABS V9, en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le RPA99/version 2003^[3] et le BAEL 91^[1].

1. Situation durable ELU :1.35G+1.5Q BAEL 91
2. Situation accidentelle :G+Q±E RPA99/version 2003

V.3.1. Recommandations selon rpa99 version 2003 :

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ en zone II_a.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

V.3.2. Calcul de ferrailage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

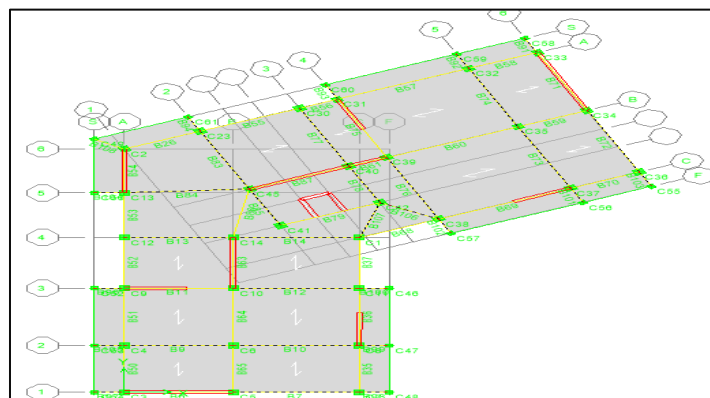


Figure V.6. Les axes des poutres.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

1- Sens porteur :

Tableau V.15. Ferrailage longitudinal des poutres porteuses-sens X

Niveau	Section	Travée	L'axe	Position	M ^{max} (kN.m)	Combinaison plus défavorable	As (cm ²)	As' (cm ²)	Choix (cm ²)
	30×40	B-C	1	M _a	85,654	G+Q+Ex	6,37	0.00	3T14+2 T12
				M _t	32,786	G+Q+Ex	2,73	0.00	3T12
	30×40	A-B	2	M _a	54,618	G+Q+Ex	3,95	0.00	3T14
				M _t	32,661	G+Q+Ex	2,32	0.00	3T10
	30×40	B-C	2	M _a	130,73	G+Q+Ex	10,14	0.00	6T16
				M _t	92,534	G+Q+Ex	6,92	0.00	5T14
	30×40	A-B	3	M _a	54,932	G+Q+Ex	3,98	0.00	3T14
				M _t	21,759	G+Q+Ex	1,54	0.00	3T10
	30×40	B-C	3	M _a	87,92	G+Q+Ex	6,55	0.00	3T14+2 T12
				M _t	47,381	G+Q+Ex	3,41	0.00	3T14
	30×40	A-B	4	M _a	69,38	G+Q+Ex	5,08	0.00	5T12
				M _t	30,195	G+Q+Ex	2,14	0.00	3T10
	30×40	B-C	4	M _a	62,574	G+Q+Ex	4,56	0.00	3T14
				M _t	26,905	G+Q+Ex	1,91	0.00	3T10
	30×40	A-B	5	M _a	74,024	G+Q+Ex	5,45	0.00	5T12
				M _t	33,7	G+Q+Ex	2,4	0.00	3T12
2 ^{ème} -9 ^{ème}	30×40	B-C	2	M _a	133,032	G+Q+Ex	10,34	0.00	6T16
		B-C	2	M _t	83,70	G+Q+Ex	6,24	0.00	3T14+ 2T12
RDC-1 ^{er}	30×40	B-C	3	M _a	96,712	G+Q+Ex	7,26	0.00	5T14
		B-C	3	M _t	69,77	G+Q+Ex	5,11	0.00	3T14+ 2T12

2- Sens porteur (X24°)

Tableau V.16. Ferrailage longitudinal des poutres porteuses –sens X24°-

Niveau	Section	Travée	L'axe	Position	M ^{max} (kN.m)	Combinaison plus défavorable	As (cm ²)	As' (cm ²)	Choix (cm ²)
	30×40	A-B	2	M _a	72,086	G+Q+Ex24°	5,29	0.00	3T16
				M _t	36,161	G+Q+Ex24°	2,58	0.00	3T12
	30×40	A-B	3	M _a	63,238	G+Q+Ex24°	4,61	0.00	3T14
				M _t	32,466	G+Q+Ex24°	2,31	0.00	3T12
	30×40	K-C	3	M _a	40,912	G+Q+Ex24°	2,93	0.00	3T12
				M _t	37,169	G+Q+Ex24°	2,65	0.00	3T12
30×40	A-B	4	M _a	50,905	G+Q+Ex24°	3,67	0.00	3T14	

	0			M_t	21,402	G+Q+Ex24°	1,51	0.00	3T10
	30×4 0	B-C	4	M_a	70,973	G+Q+Ex24°	5,21	0.00	5T12
				M_t	39,894	G+Q+Ex24°	2,85	0.00	3T12
	30×4 0	A-B	5	M_a	60,591	G+Q+Ex24°	4,41	0.00	3T14
				M_t	41,756	G+Q+Ex24°	2,99	0.00	3T12
	30×4 0	B-C	5	M_a	85,528	G+Q+Ex24°	6,36	0.00	2T12+3 T14
				M_t	45,219	G+Q+Ex24°	3,25	0.00	3T12
	30×4 0	B-C	6	M_a	61,576	G+Q+Ex24°	4,48	0.00	3T14
				M_t	24,823	G+Q+Ex24°	1,76	0.00	3T10
	30×4 0	C-F	6	M_a	13,058	G+Q+Ex24°	0,92	0.00	3T10
				M_t	0,379	G+Q+Ex24°	0,03	0.00	3T10
2 ^{ème} - 9 ^{ème}	30×4 0	B-C	5	M_a	88,977	G+Q+Ex24°	6,63	0.00	3T14+2 T12
		B-C	2	M_t	49,029	G+Q+Ex24°	3,53	0.00	3T14
RDC- 1 ^{er}	30×4 0	S-A	5	M_a	69,464	G+Q+Ex24°	5,09	0.00	5T12
		B-C	5	M_t	37,138	G+Q+Ex24°	2,65	0.00	3T12

1- Sens non porteur :

Tableau V.17. Ferrailage longitudinal des poutres non porteuses –sens y-

Niveau	Section	Travée	L'axe	Position	M^{max} (kN.m)	Combinaison on plus défavorable	As (cm ²)	As' (cm ²)	Choix (cm ²)
Terrasse	30×35	1-2	A	M_a	56,486	G+Q+Ey	4,22	0.00	3T14
				M_t	44,223	G+Q+Ey	3,27	0.00	3T12
	30×35	2-3	A	M_a	34,664	G+Q+Ey	2,54	0.00	3T12
				M_t	20,116	G+Q+Ey	1,46	0.00	3T10
	30×35	3-4	A	M_a	33,563	G+Q+Ey	2,46	0.00	3T12
				M_t	17,576	G+Q+Ey	1,27	0.00	3T10
	30×35	4-5	A	M_a	62,687	G+Q+Ey	4,71	0.00	5T12
				M_t	35,897	G+Q+Ey	2,64	0.00	3T12
	30×35	1-2	B	M_a	42,083	G+Q+Ey	3,11	0.00	3T12
				M_t	35,802	G+Q+Ey	2,63	0.00	3T12
	30×35	2-3	B	M_a	55,812	G+Q+Ey	4,17	0.00	3T14
				M_t	40,305	G+Q+Ey	2,97	0.00	3T12
	30×35	4-5	B	M_a	65,616	G+Q+Ey	4,95	0.00	5T12
				M_t	39,604	G+Q+Ey	2,92	0.00	3T12
	30×35	1-2	C	M_a	33,405	G+Q+Ey	2,45	0.00	3T10
				M_t	23,109	G+Q+Ey	1,68	0.00	3T10
	30×35	2-3	C	M_a	77,312	G+Q+Ey	5,89	0.00	3T16

				M_t	40,371	G+Q+Ey	2,98	0.00	3T12
	30×35	3-4	C	M_a	24,41	G+Q+Ey	1,78	0.00	3T10
				M_t	15,878	G+Q+Ey	1,15	0.00	3T10
2^{ème} -9^{ème}	30×35	2-3	C	M_a	90,996	G+Q+Ey	8,13	0.00	3T16+2 T12
		2-3	C	M_t	60,072	G+Q+Ey	5,16	0.00	3T16
RDC-1^{er}	30×35	2-3	C	M_a	35,803	G+Q+Ey	2,99	0.00	3T12
		2-3	C	M_t	22,928	G+Q+Ey	1,89	0.00	3T10

4- Sens non porteur : (Y24°)

Tableau V.18. Ferrailage longitudinal des poutres porteuses –sens Y24°-

Niveau	Section	Travée	L'axe	Position	M^{max} (kN.m)	Combinaison plus défavorable	As (cm ²)	As' (cm ²)	Choix (cm ²)
Terrasse	30×35	1-2	A	M_a	40,829	G+Q+EY24°	3,01	0.00	3T12
				M_t	20,815	G+Q+EY24°	1,51	0.00	3T10
	30×35	2-3	A	M_a	19,063	G+Q+EY24°	1,38	0.00	3T10
				M_t	10,807	G+Q+EY24°	0,78	0.00	3T10
	30×35	3-4	A	M_a	21,91	G+Q+EY24°	1,59	0.00	3T10
				M_t	10,133	G+Q+EY24°	0,73	0.00	3T10
	30×35	4-5	A	M_a	29,744	G+Q+EY24°	2,17	0.00	3T10
				M_t	12,928	G+Q+EY24°	1,04	0.00	3T10
	30×35	5-6	A	M_a	53,672	G+Q+EY24°	4,5	0.00	3T14
				M_t	44,74	G+Q+EY24°	3,71	0.00	3T14
	30×35	4-5	B	M_a	35,974	G+Q+EY24°	2,96	0.00	3T12
				M_t	22,991	G+Q+EY24°	1,87	0.00	3T10
	30×35	5-6	B	M_a	47,323	G+Q+EY24°	3,94	0.00	3T14
				M_t	45,231	G+Q+EY24°	3,76	0.00	3T14
	30×35	2-3	K	M_a	50,166	G+Q+EY24°	4,19	0.00	3T14
				M_t	42,038	G+Q+EY24°	3,48	0.00	3T14
	30×35	2-3-4	C	M_a	19,662	G+Q+EY24°	1,59	0.00	3T10
				M_t	6,861	G+Q+EY24°	0,55	0.00	3T10
	30×35	4-5	C	M_a	53,279	G+Q+EY24°	4,46	0.00	3T14
				M_t	31,57	G+Q+EY24°	2,58	0.00	3T12
30×35	5-6	C	M_a	20,398	G+Q+EY24°	1,65	0.00	3T10	
			M_t	13,313	G+Q+EY24°	1,07	0.00	3T10	
2^{ème} -9^{ème}	30×35	5-6	A	M_a	66,246	G+Q+EY24°	5,74	0.00	3T16
		5-6	A	M_t	55,055	G+Q+EY24°	4,7	0.00	3T16
RDC-1^{er}	30×35	2-3	K	M_a	23,887	G+Q+EY24°	1,97	0.00	3T10
		2-3	K	M_t	17,921	G+Q+EY24°	1,47	0.00	3T10

V.3.3. Choix des armatures :

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

1- Sens porteur :**Tableau V.19.** Choix des armatures pour les poutres principal

Niveau	Section	Position	M^{\max} (Kn.M)	A_s^{\min} RPA	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Terrasse	30×40	Appui	130.73	5.25	10.14	6T16	12.06
		Travée	92.534		6.62	3T16+2T12	8.29
2 ^{ème} -9 ^{ème}	30×40	Appui	133.032	5.25	10.34	6T16	12.06
		Travée	83.70		6.21	3T16+2T12	8.29
RDC-1 ^{er}	30×40	Appui	96.712	5.25	7.26	5T14	7.70
		Travée	69.76		5.11	3T14+2T12	6.88

2. Sens non porteur :**Tableau V.20.** Choix des armatures pour les poutres secondaires

Niveau	Section	Position	M^{\max} (Kn.M)	A_s^{\min} RPA	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Terrasse	30×35	Appui	77.312	4.5	5.89	3T14+2T12	6.88
		Travée	45.231		3.76	3T14	4.62
2 ^{ème} -9 ^{ème}	30×35	Appui	90.996	4.5	8.13	3T16+2T12	8.29
		Travée	60.072		5.16	3T16	6.03
RDC-1 ^{er}	30×35	Appui	35.803	4.5	2.99	3T14	4.62
		Travée	22.928		1.89	3T14	4.62

V.3.4. Vérification vis à vis de l'ELS :

La vérification des contraintes à l'ELS pour le béton et l'acier :

- Béton : $\overline{\sigma}_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma}_b$
- Acier : $\overline{\sigma}_{st} = \frac{\eta \cdot M_{ser}}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_s$

Y : Position de l'axe neutre déterminée par : $\frac{bY^2}{2} - \eta A_s (d - y) = 0$

I : moment d'inertie : $I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2$

La fissuration est considérée préjudiciable :

- Béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- Acier (Fissuration préjudiciable) : $\overline{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$

Donc $\overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$.

1- Sens porteur :

• Combinaison G+Q

Tableau V.21. Vérification des poutres principales à l'ELS

Niveau	Section	Position	As ^{adp} (cm ²)	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérifié
Terrasse	30×40	Appui	12.06	61,923	15	8,56	166,8	201.63	OK
		Travée	8.29	43,763	15	6,81	167,8	201.63	OK
2 ^{ème} -9 ^{ème}	30×40	Appui	12.06	61,406	15	8,49	165,4	201.63	OK
		Travée	8.29	36,573	15	5,29	140,2	201.63	OK
RDC-1 ^{er}	30×40	Appui	7.70	46,882	15	5,83	150,4	201.63	OK
		Travée	6.88	33,032	15	5,47	151,1	201.63	OK

2- Sens non porteur :

• Combinaison G+Q

Tableau V.22. Vérification des poutres secondaires à l'ELS

Niveau	Section	Position	As ^{adp} (cm ²)	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérifié
Terrasse	30×35	Appui	6.88	33,158	15	7,04	177,5	201.63	OK
		Travée	4.62	20,962	15	5,11	163,8	201.63	OK
2 ^{ème} -9 ^{ème}	30×35	Appui	8.29	38,846	15	7,56	171,5	201.63	OK
		Travée	6.03	23,302	15	5,17	141,4	201.63	OK
RDC-1 ^{er}	30×35	Appui	4.62	18,775	15	4,45	144,2	201.63	OK
		Travée	4.62	12,44	15	2,95	95,6	201.63	OK

V.3.5. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte ultime de cisaillement doit être inférieure à la contrainte admissible :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \text{ (Fissuration préjudiciable).}$$

Tableau V.23. Vérification de la contrainte de cisaillement

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérifié
Terrasse	PP (30×40)	126,2	1.1685	2.5	OK
	PNP (30×35)	38,24	0.4046	2.5	OK
2 ^{ème} -9 ^{ème}	PP (30×40)	117,2	1.0851	2.5	OK
	PNP (30×35)	43,94	0.4649	2.5	OK
RDC-1 ^{er}	PP (30×40)	109,31	1.0121	2.5	OK
	PNP (30×35)	30,25	0.3201	2.5	OK

V.3.6. Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales est de type haute adhérence et de nuance F_eE400 (f_e=400 MPa).

- Selon le BAEL91 modifié 99[2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0.9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28}K}{0.8f_e} \quad (K = 1: \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- Selon le RPA99 (version 2003)[1] :

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

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1.4\text{cm}$$

On prend : Φ_t= 8 mm

Tableau V.24. Calcul des armatures transversales

Sens	T _u ^{max} (KN)	τ _u (MPa)	BEAL	RPA		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{max} (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	S _t (cm) ZN	S _t (cm) ZC	S _t (cm) ZN	S _t (cm) ZC		
Porteur	126, 2	1.168 5	33.3	9.6	20	12	18	1.8	4T8
Non porteur	43.9 4	0.464 9	28.8	8.75	17.5	12	18	1.57	4T8

V.3.7. Recouvrement des armatures longitudinales

La longueur minimale de recouvrement est de : L_r=40Ø (zone II_a).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- Ø=16mm.....L_r=64cm
- Ø=14mm.....L_r=56cm
- Ø=12mm.....L_r=48cm

V.3.8. Arrêt des barres :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{L^{MAX}}{4} \quad \text{Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} \quad \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{array} \right.$

Avec : $L = \max(L_{gauche} ; L_{droite})$

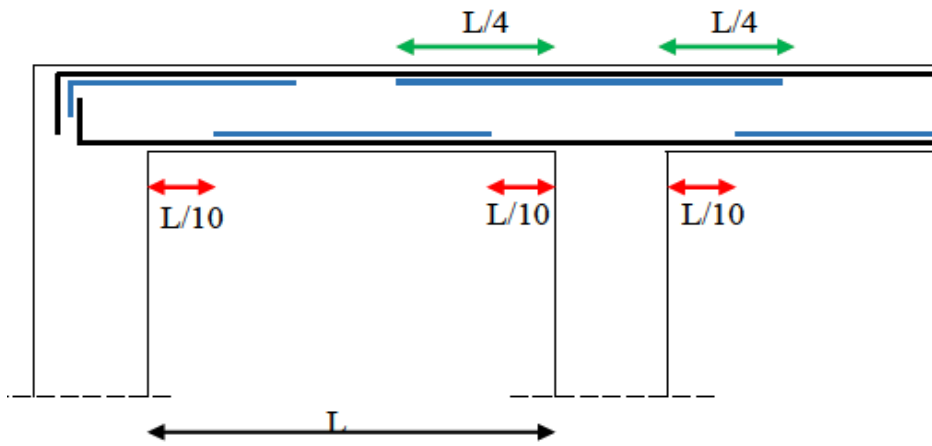


Figure V.7. Arrêt des barres

V.3.9. Vérification de la flèche :

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

Tel que : Poutre porteuse : $\bar{f}_2 = \frac{L}{500} = 1,030cm$

Poutre secondaire : $\bar{f}_2 = \frac{L}{500} = 1,156cm$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre " y_1 ":

$$y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène " I_0 ":

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

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

Avec :

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

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

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures. } \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

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

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}, \quad I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15 A_s (d - y_1)^2$$

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20 MP$$

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87 MPa$$

- Fleche due aux déformations instantanées : $f_{i1} = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$

- Fleche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Les résultats sont récapitulés dans ces tableaux :

Tableau V.25: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche

	M_{ser} KN.m	A_s cm ²	Y_1 Cm	Δ	σ_s MPa	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
Poutre porteuse	43,763	8,29	21,08	0.006	158,17	9,499	3,800	0,000	582538,6	640792,4	640792,48
Poutre non porteuse	23,302	6,03	18,26	0.005	133,59	11,31	4,527	0,000	384663,5	423129,9	423129,95

Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20 MP$$

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87 MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre porteuse):

$$f_{i1} = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,563 mm$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_{v1} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 1,689mm$$

$$\Delta f_{T1} = f_{v1} - f_{i1} = 1,126mm < \bar{f} = 10,30mm \dots\dots\dots vérifiée$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre non porteuse):

$$f_{i2} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 0,572mm$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_{v2} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 1,716mm$$

$$\Delta f_{T2} = f_{v2} - f_{i2} = 1,144mm < \bar{f} = 11,56mm \dots\dots\dots vérifiée$$

Tableau V.26. Vérification de la flèche Récapitulatif

Section	f_v (mm)	f_i (mm)	f (mm)	\bar{f} (mm)	Observation
30x40	1,689	0,563	1,126	10,30	Vérifier
30x35	1,716	0,572	1,144	11,56	Vérifier

V.3.10. Schema de ferraillage

1- Sens porteur

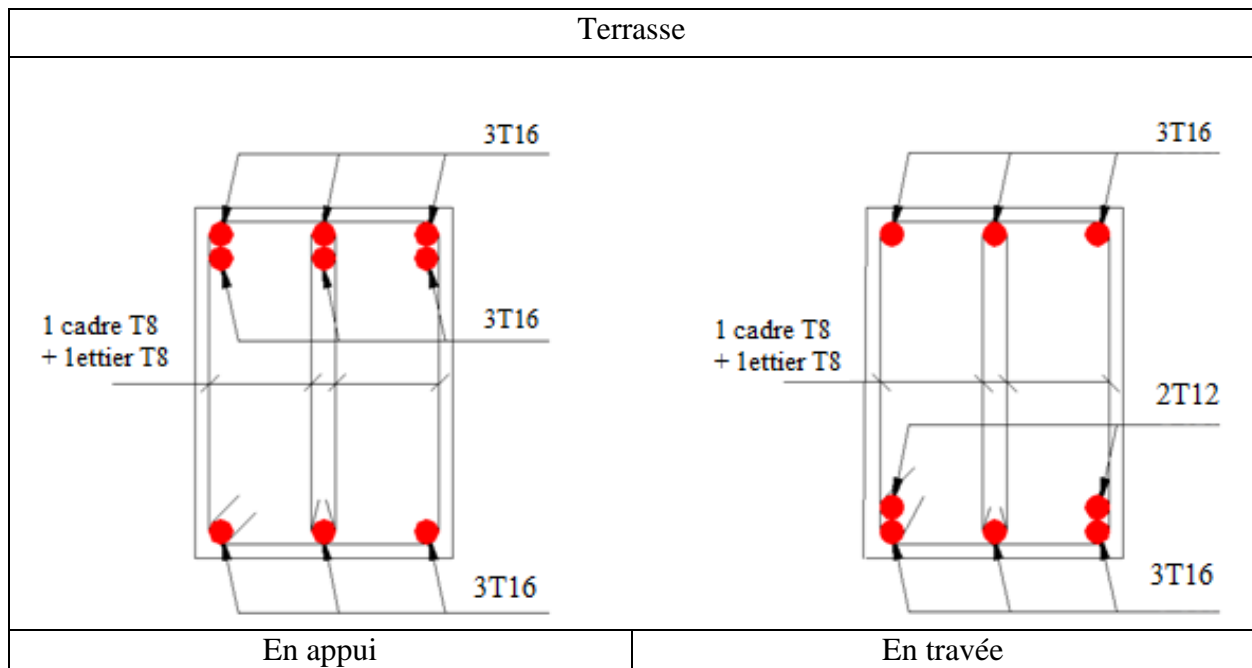


Figure V.8. Ferraillage des Poutres porteuses de la terrasse

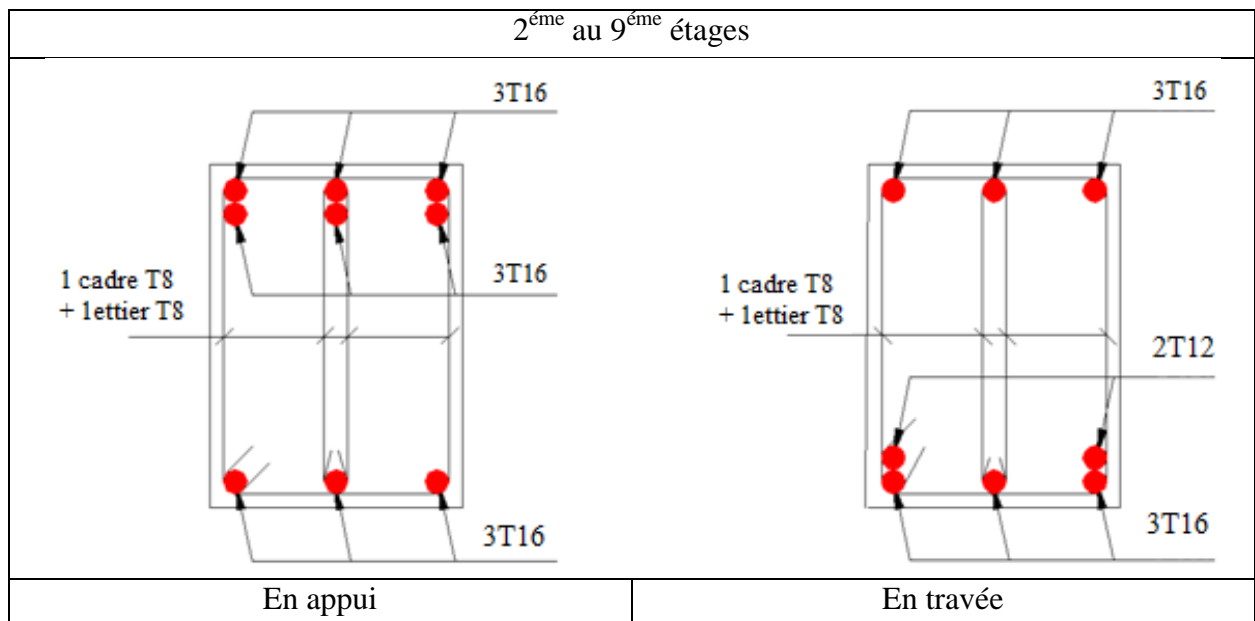


Figure V.9. Ferraillage des Poutres porteuses 2^{ème} au 9^{ème}

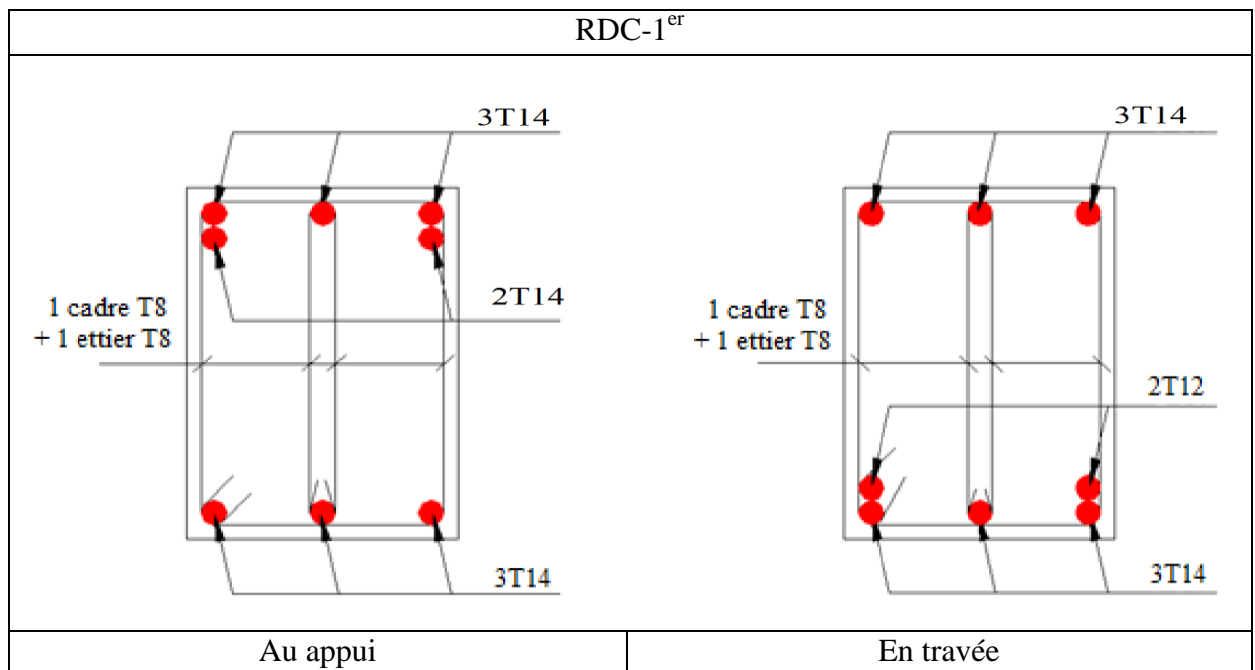


Figure V.10. Ferraillage des Poutres porteuses de RDC ET 1^{IER} étage

2- Sens non porteur

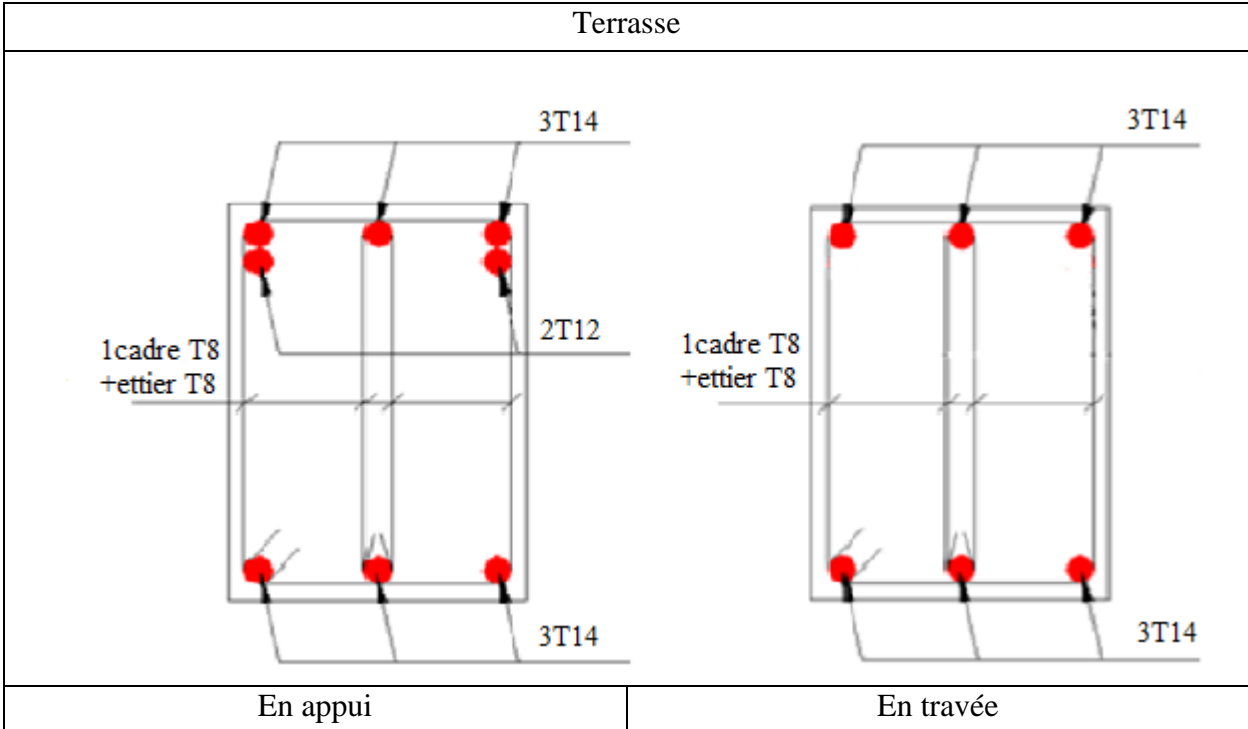


Figure V.11. Poutres non porteuses de la Terrasse

2 ^{ème} -9 ^{ème}

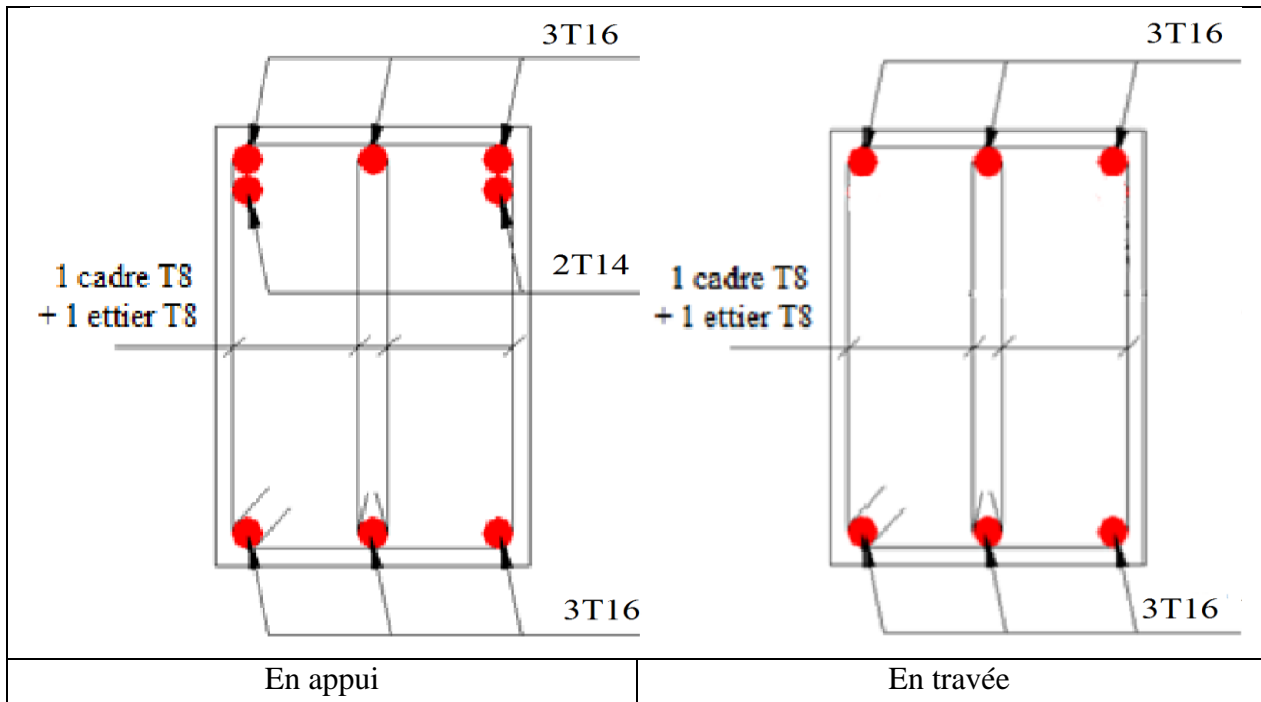


Figure V.12. Poutres non porteuses de 2^{ème}-9^{ème}

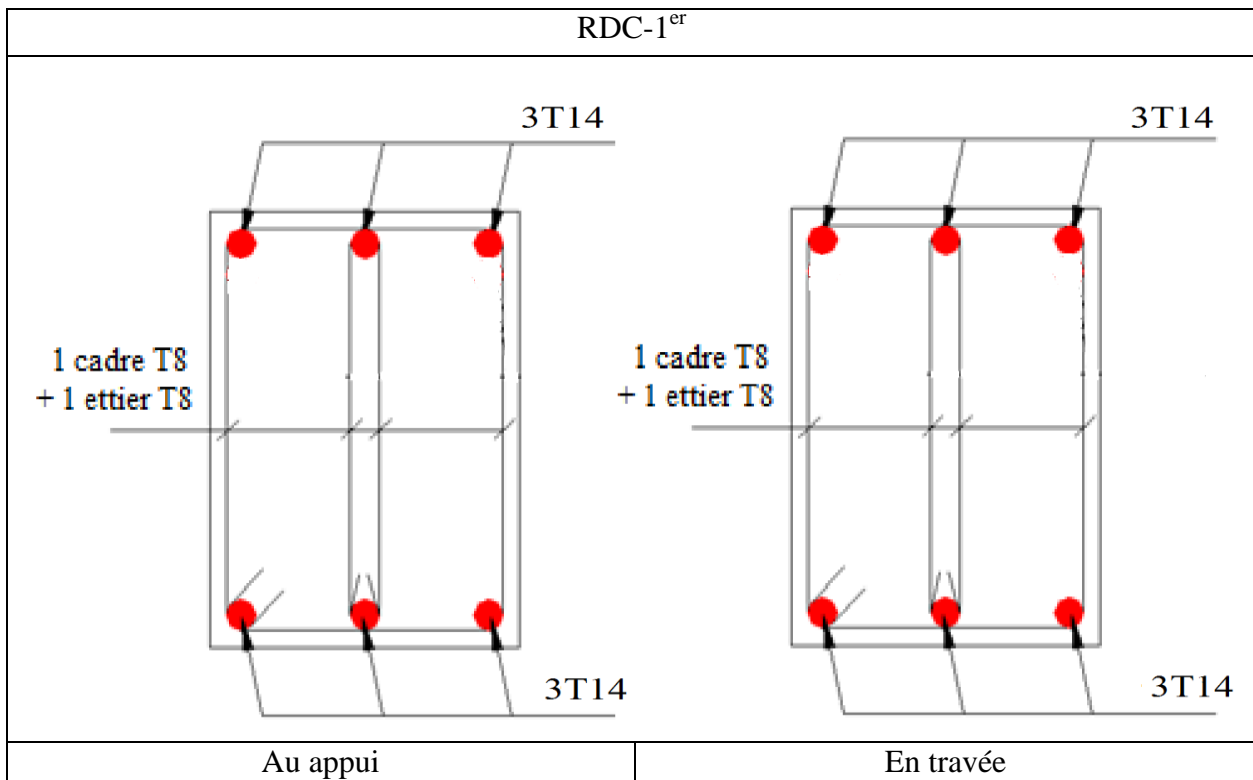


Figure V.13. Poutres non porteuses de RDC et 1^{er} étage

V.4. Études des voiles

V.4.1. Introduction

Sous l'action des forces verticales et horizontales, les voiles sont sollicités en flexion composée et le ferrailage se fait selon les recommandations du règlement RPA2003.

V.4.2. Les voiles pleins

Le ferrailage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales G et Q et horizontales E, les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

V.4.3. Méthode de ferrailage des voiles

On calcule les contraintes max et min par la formule de NAVIER

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section transversale du voile.

I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

Pour le calcul du ferrailage en a 3 cas :

1^{ère} cas :

- Si $(\sigma_1; \sigma_2) \geq 0$ la section du voile est entièrement comprimé, la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 2003 ($A_{\min}=0,2\%a.l$)



Figure V.14. Diagramme des contraintes (SPC)

2^{ème} cas :

Si $(\sigma_1; \sigma_2) \leq 0$ la section du voile le est entièrement tendue (pas de zone comprimé) on calcule le volume des contraintes de traction F_t

La section des armatures verticales $A_v = \frac{F_t}{f_e}$

On compare A_v avec la section minimale exigée par RPA 2003 :

- Si $A_v \leq A_{\min} = 0,20\%a$. L'on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_v > A_{\min} = 0,20\%a$. L'on ferraille avec A_v .

La section des armatures horizontales est donnée par le pourcentage minimale est suivant :

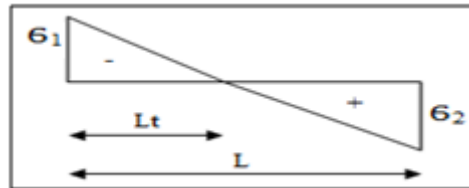
$A_h = 0,15\% . a.100$ (1ml)



Figures V.15. Diagramme des contraintes (SET)

3^{ème} cas :

- Si σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.



Figures V.16. Diagramme des contraintes (SEC)

Les armatures verticales :

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales l'effet de tractions doit être pris en totalité par les armatures.

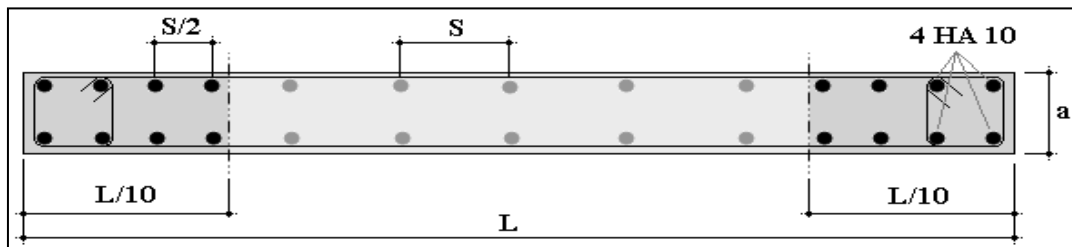


Figure V.17. Disposition des armatures verticales dans les voiles

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%.

Armature horizontale :

Ces armatures doivent supporter les efforts de traction d'après (RPA 2003 articles 7-7-2)

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5MPa$$

Avec : $\bar{T} = 1,4T$

T : effort tranchant du au séisme.

a : épaisseur du voile.

d = 0,9h. ; h : hauteur total de la section.

$\bar{\tau}_b$: Contraintes admissible du béton.

Le pourcentage minimal total des armatures données par RPA 2003 :

$$\tau_b \leq 0,025 f_{c28} = 0,625MPa \Rightarrow A = 0,15\% a.1m$$

$$\tau_b > 0,025 f_{c28} = 0,625MPa \Rightarrow A = 0,25\% a.1m$$

L'espace :

D'après le RPA 2003 $S \leq (1,5a ; 30cm)$

-Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ Les barres situées dans la zone où le renversement des efforts sont possibles.

- 20ϕ Les barres situées dans la zone comprimées sous l'action des charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{x}{L}$$

Avec : $\bar{V} = 1,4V$ V : L'effort tranchant dans la section considérée

X : Longueur de la zone tendue

L : Longueur du voile

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Armatures transversales

Les armature transversales perpendiculaire au face du voile sont des épingles au nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales

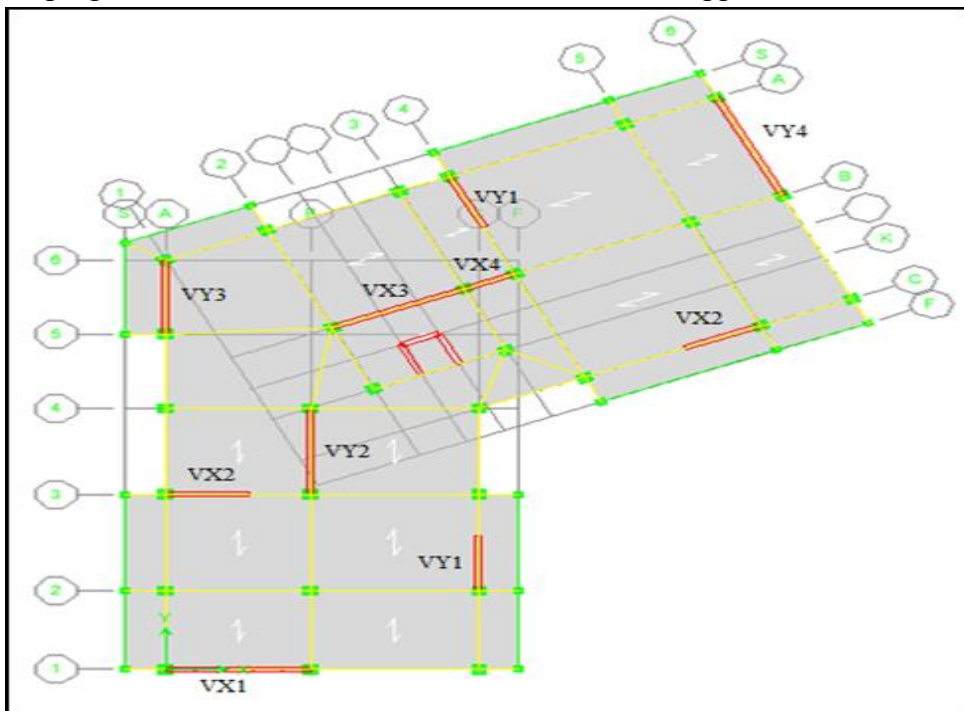


Figure V.18. Dispositif des voiles a études

5.4.5. Ferraillage des voiles

5.4.5.1. Premier type - voile en U (VX1) :

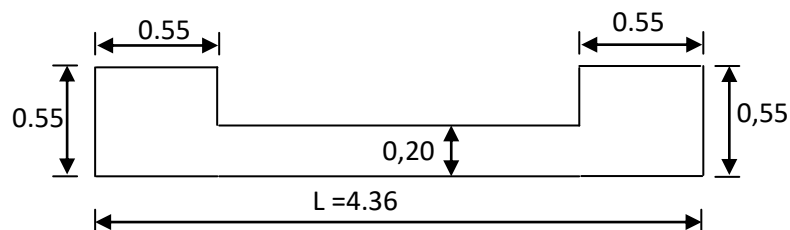


Figure V.19. Vue en plan du voile plein en U

Tableau V.27. Les données.

A (m ²)	V(m)	I (m ⁴)	(G+Q±E)		T	(0,8G ± E)	
			N (kN)	M (kN.m)		N (kN)	M (kN.m)
1.257	2.18	2.7882	2901.54	7120.77	434.157	1797	7629.02

- **Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q±E)**

Calcul des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \left[\frac{2901.54}{1.367} - \frac{7120.77 \times 2.46}{3.8122} \right] \cdot 10^{-3} = -3.259 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[\frac{2901.54}{1.367} + \frac{7120.77 \times 2.46}{3.8122} \right] \cdot 10^{-3} = 7.876 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \text{ et } \sigma_2 < \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

- **Ferrailage des voiles sous :(0,8G ± E)**

Calcul des contraintes

$$\sigma_1 = \left[\frac{1797}{1.367} - \frac{769.02 \times 2.46}{3.8122} \right] \times 10^{-3} = -4.535 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{1797}{1.367} + \frac{769.02 \times 2.46}{3.8122} \right] \times 10^{-3} = 7.394 \text{ MPa}$$

σ_1 Et σ_2 sont de signe différent donc la section est partiellement comprimée (SPC).

- **Calcul d'une section partiellement comprimée**

Longueur de la zone tendue :

$$X = \frac{\sigma_1}{\sigma_2 + \sigma_1} L = \frac{4.535}{7.394 + 4.535} \times 4.36 = 1.66 \text{ m}$$

X = 1.66 m

$$Y = L - X = 4.36 - 1.66 = 2.70 \text{ m}$$

Avec :

X : la longueur de la zone tendue.

Y : la longueur de la zone comprimée.

Calcul de la contrainte σ_3

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_1(X-b)}{X} = \frac{4.535 \times (1.66 - 0.55)}{1.66} = 3.03 \text{ MPa}$$

1- Détermination des armatures verticales

Armatures verticales 1 (A_{V1})

✦ Tronçon 1

La force de traction résultante :

$$F_1 = \frac{1}{2} (|\sigma_1| + |\sigma_3|) \times b \times h = \frac{1}{2} \times |4.535| + |3.03| \times 0.55 \times 0.55 \times 10^3 = 1144.2063 \text{ kN}$$

$$A_{V1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{1144.2063 \times 10}{400} = 28.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{V1} (\text{cm}^2) = 28.60 \text{ cm}^2$$

Armatures verticales 2 (A_{V2}) :

✦ Tronçon 2

La force de traction résultante :

$$F_2 = \frac{1}{2} |\sigma_3| (X-b) \cdot e = \frac{1}{2} 3.03 \times (1.66 - 0.55) \times 0.20 \times 10^3 = 337.572 \text{ kN}$$

$$A_{V2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{337.572 \times 10}{400} = 8.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{V2} (\text{cm}^2) = 8.39 \text{ cm}^2$$

Armatures tendue :

$$A_{V(\text{tendus})} = A_{V1} + A_{V2} = 28.60 + 8.39 = 36.99 \text{ cm}^2$$

▪ Calcul d' A_{Vj} : On a :

$$A_{Vj} = 1,1 \times \frac{\bar{V}}{fe} = 1,1 \times \frac{1,4 \cdot V}{fe} \times \frac{X}{L}$$

$$A_{Vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 434.157 \times 10}{400} \times \frac{1.66}{4.36} = 6.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section total d'armature : } A_{Total1} = A_V + A_{Vj} = 36.99 + 6.35 = 43.34 \text{ cm}^2$$

Détermination des armatures comprimée

$$A_c = 0.2\% \times a \times L_{\text{comprimée}} = 0.2\% \times a \times 1.04 \times 10^3 = 4.16 \text{ cm}^2$$

3. Vérifications de la contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4V}{a \cdot 0,9L} = \frac{1,4 \times 434.157 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4360} = 0.608 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.608 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

4. Détermination des Armatures horizontales

$$\tau_b = 0,608 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,025 \cdot f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \Rightarrow 0,15\% \text{ a} \times 1 \text{ m}$$

$$A_h \geq 0,15\% \cdot a \times 1 \text{ m} = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

5. Pourcentage min limiter par le RPA d'après RPA 99 v 2003

$$A_{\text{Total}} = 43.34 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.2\% \times a \times X_{\text{tendus}} = 0.2\% \times 0.20 \times 1.66 \times 10^4 = 6.64 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

$$A_h \geq 0,15\% \cdot a \times 1 \text{ m} = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2$$

6. Espacement des barres exigé par RPA d'après RPA 99 v 2003

$$S_t \leq \min(1,5 \times e = 30 \text{ cm}; 30) = 30 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$ (zone nodale)

$$S_t = 20 \text{ cm} \text{ (zone courantes)}$$

7. Diamètre des barres

$$\emptyset \text{ (mm)} \leq 0.1 \times 0.20 \times 1000 = 20 \text{ mm}$$

N.B : Puisque le séisme peut changer de signe, on considère comme une section tendue les deux extrémités de largeur X.

8. Choix d'armature

- ◆ Les poteaux : on prend : $A_p = 4T16 + 8T14 = 20,37 \text{ cm}^2$
- ◆ La zone poteau voile : $A = 2 \times (4T14) = 12,32 \text{ cm}^2 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$
- ◆ La zone courante : $A_c = 2 \times (10T14) = 15,40 \text{ cm}^2 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$

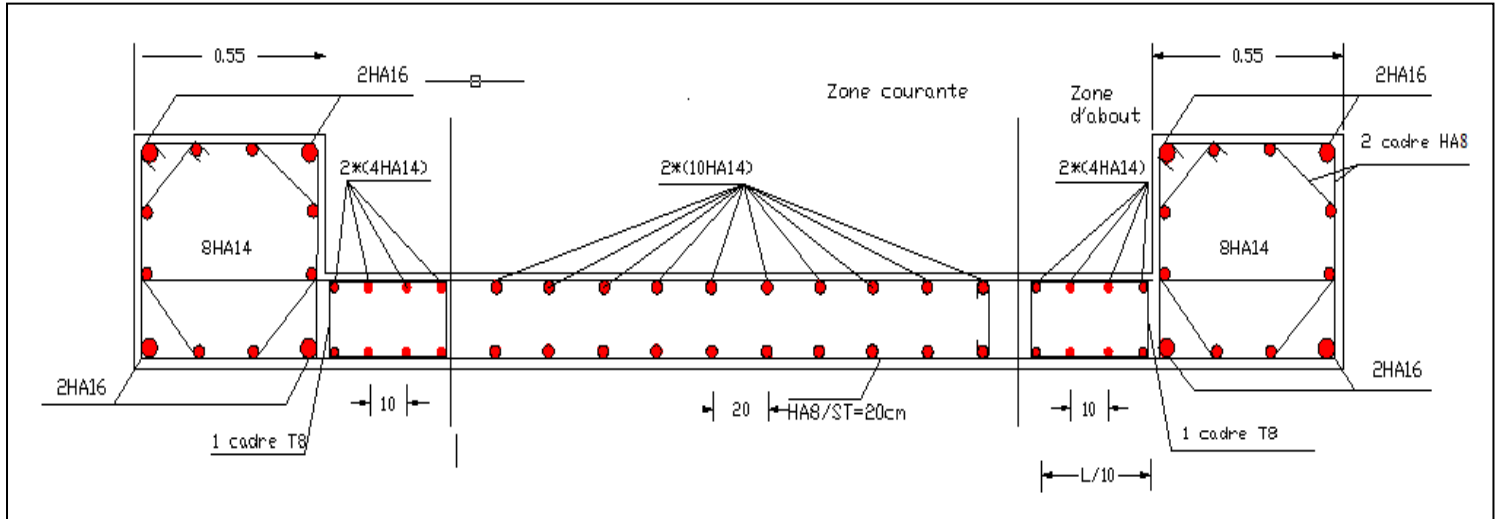


Figure V.20. Schémas de ferrailage du voile Vx1 en RDC

5.4.5.2. Deuxième type - voile en L (VX2)

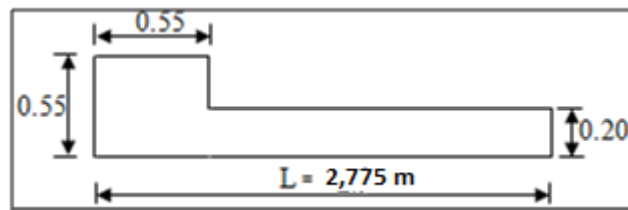


Figure V.21. Vue en plan du voile plein en L VX2

Tableau V.28. Les données.

A (m ²)	V(m)	V ₂ (m)	I (m ⁴)	(G+Q±E)		T	(0,8G ± E)	
				N (kN)	M (kN.m)		N (kN)	M (kN.m)
0.7475	1.10	1.67	0.5379	2597.54	1058.857	135,23	959.46	1126.89

• Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q±E)

Calcul des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M.V_1}{I} = \left[\frac{2078.14}{0.6887} - \frac{1247.031 \times 0.968}{0.3859} \right] \cdot 10^{-3} = -1,314 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M.V_2}{I} = \left[\frac{2078.14}{0.6887} + \frac{1247.031 \times 1.507}{0.3859} \right] \cdot 10^{-3} = 6,761 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \text{ et } \sigma_2 < \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

- **Ferrailage des voiles sous :(0,8G ± E)**

Calcul des contraintes

$$\sigma_1 = \left[\frac{49.74}{0.6875} - \frac{1276.427 \times 0.968}{0.3859} \right] \times 10^{-3} = -1,023 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{49.74}{0.6875} + \frac{1276.427 \times 1.507}{0.3859} \right] \times 10^{-3} = 4,791 \text{ MPa}$$

σ_1 Et σ_2 sont de signe différent donc la section est partiellement comprimée (SPC).

- **Calcul d'une section partiellement comprimée**

Longueur de la zone tendue

$$X = \frac{|\sigma_1|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} L = \frac{1.391}{1.391 + 5.695} \times 2.775 = 0.4883 \text{ m}$$

$$X = 0,4883 \text{ m}$$

$$Y = L - X = 2,775 - 0,4883 = 2.286 \text{ m}$$

Avec :

X : la longueur de la zone tendue.

Y : la longueur de la zone comprimée.

Calcul de la contrainte σ_3

$$\sigma_3 = \frac{|\sigma_2| \times (X - b)}{X} = \frac{-|5.057| \times (0.946 - 0.55)}{1.22} = -1.29 \text{ MPa}$$

2- Détermination des armatures verticales :

A- Ferrailage de première partie :

Armatures verticales 1 (A_{V1}) :

✦ Tronçon 1 :

La force de traction résultante :

$$F1 = \frac{1}{2} (|\sigma_1| + |\sigma_3|) \times b \times h = \frac{1}{2} \times |1.023| + |1.129| \times 0,55 \times 0,55 \times 10^3 = 325,49 \text{ kN}$$

$$A_{V1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{325,49 \times 10}{400} = 8.137 \text{ cm}^2$$

$$A_{V1} (\text{cm}^2) = 8.137 \text{ cm}^2$$

Armatures verticales 2 (A_{V2}) :

✦ **Tronçon 2**

La force de traction résultante :

$$F_2 = \frac{1}{2} \cdot |\sigma_3| \cdot (X - b) \cdot e = \frac{1}{2} \cdot 1.29 \times (0.4883 - 0.55) \times 0.20 \times 10^3 = 7.95 \text{ kN}$$

$$A_{V2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{7.95 \times 10}{400} = 0.198 \text{ cm}^2$$

$$A_{V2} (\text{cm}^2) = 0.198 \text{ cm}^2$$

Armatures tendue :

$$A_{V(\text{tendus})} = A_{V1} + A_{V2} = 8.137 + 0.198 = 8.335 \text{ cm}^2$$

▪ Calcul d' A_{Vj} : On a :

$$A_{Vj} = 1,1 \times \frac{\bar{V}}{fe} = 1,1 \times \frac{1,4 \cdot V}{fe} \times \frac{X}{L}$$

$$A_{Vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 135.23 \times 10}{400} \times \frac{0.4883}{2,775} = 0,92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section total d'armature : } A_{Total1} = A_V + A_{Vj} = 8.335 + 0.92 = 9.255 \text{ cm}^2$$

B- Ferrailage de deuxième partie

- **Ferrailage des voiles sous :(0,8G ± E)**

Calcul des contraintes

$$\sigma_2 = \left[\frac{49.74}{0.6875} - \frac{1276.427 \times 1.507}{0.38593} \right] \times 10^{-3} = -2.223 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = \left[\frac{49.74}{0.6875} + \frac{1276.427 \times 0.968}{0.38593} \right] \times 10^{-3} = 3.59 \text{ MPa}$$

σ_1 Et σ_2 sont de signe différent donc la section est partiellement comprimée (SPC).

Longueur de la zone tendue :

$$X = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_2| + |\sigma_1|} L = \frac{2.223}{2.223 + 3.59} \times 2.775 = 1.06 \text{ m}$$

$$X = 1.06 \text{ m}$$

Armatures verticales (A_V) :

La force de traction résultante :

$$F = \frac{1}{2} (|\sigma_2|) \times b \times h = \frac{1}{2} \times |-2.223| \times 0,55 \times 0,55 \times 10^3 = 235.90 \text{ kN}$$

$$A_V = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{235.90 \times 10}{400} = 5.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{V1} (\text{cm}^2) = 5.90 \text{ cm}^2$$

- Calcul d' A_{Vj} : On a :

$$A_{Vj} = 1,1 \times \frac{\bar{V}}{fe} = 1,1 \times \frac{1,4.V}{fe} \times \frac{X}{L}$$

$$A_{Vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 135.23 \times 10}{400} \times \frac{1.06}{2,775} = 1.99 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section total d'armature : } A_{Total2} = A_V + A_{Vj} = 5.90 + 1.99 = 7.89 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section total d'armature sur tout le voile } A_{total} = A_{totale1} + A_{totale2} = 9.255 + 7.89 = 17.145$$

1- Vérifications de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0.d} = \frac{1,4.V}{e \times 0,9 \times L} = \frac{1,4 \times 135,23 \times 10}{20 \times 0,9 \times 277,5} = 0,379 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,379 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

2- Détermination des armatures horizontales :

$$\tau_b = 0,567 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,025.f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \Rightarrow 0,15 \% a \times 1 \text{ m}$$

$$A_n \geq 0,15\% \times e \times 1 \text{ m} = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2$$

- 1^{er} partie

$$A_{\text{Total}} = 9,255\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,2\% \times e \times X_{\text{tendus}} = 0,2\% \times 0,20 \times 0,4883 \times 10^4 = 1,953\text{cm}^2 \dots \text{CV}$$

- 2^{ème} partie

$$A_{\text{Total}} = 7,89\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,2\% \times e \times X_{\text{tendus}} = 0,2\% \times 0,20 \times 1,06 \times 10^4 = 4,24\text{cm}^2$$

$$A_h \geq 0,15\% \cdot a \times 1\text{m} = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3,00\text{cm}^2$$

3- Espacement des barres exigé par RPA : d'après RPA 99 v 2003

$$S_t \leq \min(1,5 \times e = 30\text{cm}; 30) = 30\text{cm}$$

On prend : $S_t = 15\text{cm}$ (zone nodale)

$$S_t = 20\text{cm}$$
 (zone courantes)

4- Diamètre des barres

$$\varnothing \text{ (mm)} \leq 0,1 \times 0,20 \times 1000 = 20 \text{ mm}$$

5- Choix d'armature

- ◆ Les poteaux : on prend : $A_p = 4T16 + 8T14 = 20,37\text{cm}^2$
- ◆ La zone poteau voile : $A_{V.P} = 2 \times (3T12) = 6,79\text{cm}^2 \rightarrow e = 15\text{cm}$
- ◆ La zone courante : $A_C = 2 \times (6T14) = 18,48\text{cm}^2 \rightarrow e = 20\text{cm}$

6- Schémas de ferrailage du voile VY1 en RDC

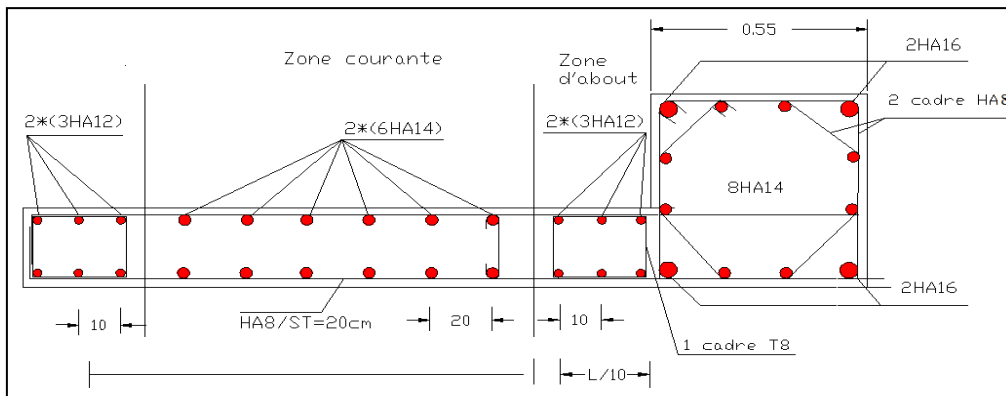


Figure V.22. Schémas de ferrailage du voile VY1 en RDC

V.4.6. Caractéristiques et ferrailage des voiles

1. Sens longitudinal : (x-x)

Tableau V.29. Caractéristique des voiles et calcule des contrainte suivant x-x.

Voile	L	A	I	V	(G+Q±E)	V	σ_1	σ_2	$\sigma_1 \sigma_2$
-------	---	---	---	---	---------	---	------------	------------	---------------------

	NIV	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	N (kN)	M (kN.m)	(kN)	(MPA)	(MPA)	≤15 (MPA)
V_{X1} en U	Rdc-2^{ème}	4.36	1.257	2.7882	2.18	2901.54	7120.77	434.157	7.87	-3.259	Vérifie
	3-5^{ème}	4.36	1.2	3.3452	2.43	2901.54	7120.77	434.157	6.859	-3.485	Vérifie
	6-7^{ème}	4.36	1.187	2.9278	2.4	2901.5	7120.77	434.157	8.281	-6.092	Vérifie
	8-9^{ème}	4.36	1.112	2.56	2.38	2901.5	7120.77	434.157	9.229	-4.010	Vérifie
V_{X2} en L	Rdc-2^{ème}	2.5	0.7475	0.5379	1.1	2597.54	1058.857	135.23	6.76	-1.314	Vérifie
	3-5^{ème}	2.5	0.65	0.3789	1.48	2597.54	1058.857	135.23	4.000	3.992	Vérifie
	6-7^{ème}	2.5	0.613	0.3588	1.44	5703.54	1058.85	135.23	13.553	5.054	Vérifie
	8-9^{ème}	2.5	0.58	0.3375	1.39	5703.54	1058.85	135.23	14.194	5.472	Vérifie
V_{X3} en U	Rdc-2^{ème}	4.35	1.348	3.726	2.48	8350.9	11029.3	1472.5	13.53	-1.145	Vérifie
	3-5^{ème}	4.35	1.295	3.474	2.43	8350.9	11029.3	1472.5	7.714	-1.266	Vérifie
	6-7^{ème}	4.35	1.243	3.2133	2.39	8350.9	11029.3	1472.5	14.8	-1.485	Vérifie
	8-9^{ème}	4.35	1.19	2.9507	2.37	8350.9	11029.3	1472.5	9.029	-8.054	Vérifie
V_{X4} en L	Rdc-2^{ème}	1.65	0.825	0.4492	1.1	6641.93	8465.60	1374.18	8.093	8.008	Vérifie
	3-5^{ème}	1.65	0.77	0.4092	1.08	6641.93	8465.60	1374.18	10.88	6.418	Vérifie
	6-7^{ème}	1.65	0.715	0.3678	1.06	6641.93	8465.60	1374.18	8.813	2.529	Vérifie
	8-9^{ème}	1.65	0.66	0.3262	1.05	6641.93	8465.60	1374.18	12.708	-3.960	Vérifie

Tableau V.30. Caractéristique des voiles et calcule des contrainte suivant y-y.

Voile	NIV	L (m)	A (m ²)	I (m ⁴)	V (m)	(G+Q±E)		T (kN)	σ ₁ (MPA)	σ ₂ (MPA)	σ ₁ σ ₂ ≤15 (MPA)
						N (kN)	M (kN.m)				
V_{Y1} en L	Rdc-2^{ème}	2.5	0.6933	0.3974	1.52	3956.39	8011.6	223.062	0.0501	-0.532	Vérifie
	3-5^{ème}	2.5	0.65	0.3789	1.48	3956.39	8011.6	223.062	3.386	-2.872	Vérifie
	6-7^{ème}	2.5	0.613	0.3588	1.44	3956.39	8011.6	223.062	2.0141	-7.233	Vérifie
	8-9^{ème}	2.5	0.58	0.3375	1.39	3956.39	8011.6	223.062	3.981	-2.617	Vérifie
V_{Y2} en U	Rdc-2^{ème}	3.88	1.271	2.9077	2.22	4043.28	5787.04	546.742	7.599	-1.237	Vérifie
	3-5^{ème}	3.88	1.216	2.6947	2.17	4043.28	5787.04	546.742	7.985	-4.660	Vérifie

	6-7 ^{ème}	3.88	1.161	2.4766	2.14	4043.28	5787.04	546.742	8.483	-1.517	Vérifie
	8-9 ^{ème}	3.88	1.106	2.2585	2.12	4043.28	5787.04	546.742	1.474	-7.436	Vérifie
V _{Y3} en U	Rdc-2 ^{ème}	3.88	1.167	2.0926	1.96	4043.28	5787.04	495.796	7.989	-1.773	vérifie
	3-5 ^{ème}	3.88	1.072	1.8115	1.93	4043.28	5787.04	495.796	8.187	-1.380	vérifie
	6-7 ^{ème}	3.88	0.987	1.5606	1.91	4043.28	5787.04	495.796	8.813	2.529	vérifie
	8-9 ^{ème}	3.88	0.752	0.7899	1.84	4043.28	5787.04	495.796	8.814	-3.960	vérifie
V _{Y4} en U	Rdc-2 ^{ème}	4.85	1.465	4.8981	2.7	2925.84	9950.67	839.37	7.482	-3.687	vérifie
	3-5 ^{ème}	4.85	1.41	4.5671	2.65	2925.84	9950.67	839.37	7.848	-3.698	vérifie
	6-7 ^{ème}	4.85	1.355	4.2292	2.62	2925.84	9950.67	839.37	8.813	-4.005	vérifie
	8-9 ^{ème}	4.85	1.48	4.2365	2.42	2925.84	9950.67	839.37	7.660	-3.707	vérifie

2. Ferraillage :

- Calcul des contraintes

Tableau V.31. Calcul des contraintes x-x

Voile	NIV	(0,8G ± E)		1 ^{er} Partie			Obs.
		N (kN)	M (kN.m)	σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	σ_3 (Mpa)	
V _{X1} en U	Rdc-2 ^{ème}	1797	7629.02	-4.535	7.394	3.03	SPC
	3-5 ^{ème}	1797	7629.02	6.586	-4.497	-3.219	SPC
	6-7 ^{ème}	1797	7629.02	7.767	-4.739	-3.446	SPC
	8-9 ^{ème}	1797	7629.02	8.708	-8.708	-7.109	SPC
V _{X2} en L	Rdc-2 ^{ème}	959.46	1126.891	-1.023	4.791	-1.29	SPC
	3-5 ^{ème}	959.46	1126.891	7.877	-2.925	-1.930	SPC
	6-7 ^{ème}	959.46	1126.891	6.087	-2.957	-2.393	SPC
	8-9 ^{ème}	959.46	1126.891	6.295	-2.686	-2.108	SPC
V _{X3}	Rdc-2 ^{ème}	797.08	10568.7	7.625	-3.983	-3.547	SPC
	3-5 ^{ème}	797.08	10568.7	8.008	-6.442	4.773	SPC

en U	6-7 ^{ème}	797.08	10568.7	8.502	-6.777	5.188	SPC
	8-9 ^{ème}	797.08	10568.7	-9.158	-7.818	-6.256	SPC
V _{X4}	Rdc-2 ^{ème}	731.6	8286.234	2.117	-1.940	-0.587	SPC
en L	3-5 ^{ème}	731.6	8286.234	1.705	-0.194	-0.383	SPC
	6-7 ^{ème}	731.6	8286.234	2.398	-2.285	1.007	SPC
	8-9 ^{ème}	731.6	8286.234	1.108	-1.108	0.570	SPC

Tableau V.32. Calcul des contraintes y-y

Voile	NIV	(0,8G ± E)		1 ^{er} Partie			Obs.
		N (kN)	M (kN.m)	σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	σ_3 (Mpa)	
V _{Y1} en L	Rdc-2 ^{ème}	2864.08	7090.677	3.12	3.85	2.315	SPC
	3-5 ^{ème}	2864.08	7090.677	2.32	2.32	1.392	SPC
	6-7 ^{ème}	2864.08	7090.677	3.31	-2.37	-2.20	SPC
	8-9 ^{ème}	2864.08	7090.677	3.41	-2.42	-2.26	SPC
V _{Y2} en U	Rdc-2 ^{ème}	2192.32	5406.262	2.03	-0.13	-0.14	SPC
	3-5 ^{ème}	2192.32	5406.262	2.32	-2.55	-2.28	SPC
	6-7 ^{ème}	2192.32	5406.262	4.85	-4.49	-4.10	SPC
	8-9 ^{ème}	2192.32	5406.262	2.45	1.50	-1.09	SPC
V _{Y3} en U	Rdc-2 ^{ème}	1667.21	4791.131	6.237	-3.608	2.35	SPC
	3-5 ^{ème}	1667.21	4791.131	6.586	-4.497	-3.219	SPC
	6-7 ^{ème}	1667.21	4791.131	7.767	-4.739	-3.446	SPC
	8-9 ^{ème}	1667.21	4791.131	8.708	-8.708	-7.109	SPC
V _{Y4} en U	Rdc-2 ^{ème}	1963.02	10374.21	7.482	-3.487	2.35	SPC
	3-5 ^{ème}	1963.02	10374.21	7.848	-3.698	-3.219	SPC
	6-7 ^{ème}	1963.02	10374.21	8.323	-4.005	-3.446	SPC
	8-9 ^{ème}	1963.02	10374.21	7.660	-3.707	-7.109	SPC

- Calcul des ferrailages

Tableau V.33. Effort et sections d'armature dans les voiles suivant x-x.

	N° Etage	X (m)	Y (m)	F ₁ (kN)	F ₂ (kN)	Fe (MPa)	A _{V1} (cm ²)	A _{V2} (cm ²)	A _{V(Tendus)} (cm ²)	A _{VJ} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
V _{X1}	Rdc-2 ^{ème}	1.66	2.70	1144.2063	335.572	400	28.60	8.39	36.99	6.35	4.16.

en U	3 - 5 ^{ème}	1.76	2.6	562.12	389.49	400	14.05	9.73	23.78	1.92	7.04
	6- 7 ^{ème}	1.65	2.71	479.82	373.92	400	11.99	9.34	21.33	1.80	6.56
	8- 9 ^{ème}	2.18	2.18	696.64	1265.40	400	17.41	31.63	29.701	2.38	8.72
V _{X2} en L	Rdc- 2 ^{ème}	0.4883	2.	325.49	7.95	400	8.137	0.198	8.335	0.92	3.00
	3 - 5 ^{ème}	1.47	1.03	365.62	187.21	400	9.14	4.45	13.59	2.81	5.88
	6- 7 ^{ème}	2.36	0.14	299.38	457.06	400	7.48	11.42	18.9	4.51	9.44
	8- 9 ^{ème}	1.86	0.64	214.88	307.76	400	5.37	7.69	13.06	3.55	7.44
V _{X3} en U	Rdc- 2 ^{ème}	0.22	1.49	497.87	478.84	400	12.44	35.64	48.08	5.15	5.96
	3 - 5 ^{ème}	1.93	2.42	805.25	682.53	400	20.13	17.06	37.19	6.67	7.72
	6- 7 ^{ème}	1.92	2.43	686.17	762.63	400	17.15	19.06	36.21	6.63	7.68
	8- 9 ^{ème}	2.003	2.347	625.44	1002.83	400	15.63	25.07	40.7	6.92	8.01
V _{X4} en L	Rdc- 2 ^{ème}	0.77	0.851	293.42	14.02	400	7.33	0.35	7.68	18.07	3.08
	3 - 5 ^{ème}	0.16	1.482	24.25	12.71	400	0.60	0.31	0.91	3.84	0.64
	6- 7 ^{ème}	0.80	0.85	231.35	35.74	400	5.78	0.89	6.67	18.43	3.2
	8- 9 ^{ème}	0.82	0.83	88.64	21.22	400	2.21	0.60	2.81	18.89	3.28

Tableau V.34. Effort et sections d'armature dans les voiles suivant y-y.

	N° Etage	X (m)	Y (m)	F ₁ (kN)	F ₂ (kN)	Fe (MPA)	A _{V1} (cm ²)	A _{V2} (cm ²)	A _{V(Tendus)} (cm ²)	A _{VJ} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
en L	V _{Y1} Rdc- 2 ^{ème}	1.12	1.138	582.31	192.14	400	14.55	4.80	19.35	3.96	5.52
	3 - 5 ^{ème}	1.25	1.25	290	104.4	400	7.25	2.61	9.86	3.59	5
	6- 7 ^{ème}	1.04	3.8	239.96	129.8	400	5.99	3.245	9.23	2.99	25.2
	8-	0.99	3.61	193.6	133.34	400	4.84	3.33	8.17	2.84	24.4

	9 ^{ème}										
V_{Y2} en U	Rdc- 2^{ème}	0.26	3.62	19.66	4.06	400	0.49	0.10	0.59	1.00	1.04
	3 - 5^{ème}	2.03	0.92	318.75	980.4	400	7.96	24.51	32.47	7.86	19.2
	6- 7^{ème}	1.86	1.4	377.1	1980.3	400	9.42	49.50	58.92	7.20	20.8
	8- 9^{ème}	1.47	2.41	120	116.63	400	3.00	2.91	5.91	6.58	5.6
V_{Y3} en U	Rdc- 2^{ème}	1.22	2.76	744.18	181.03	400	18.60	4.53	23.13	3.43	4.88
	3 - 5^{ème}	2.12	0.59	754.02	1228.682	400	18.85	30.71	49.56	11.15	8.48
	6- 7^{ème}	0.36	2.7	869.67	10.95	400	21.74	0.273	22.013	1.94	1.6
	8- 9^{ème}	1.52	2.17	965.58	222.518	400	24.139	5.562	29.701	5.562	6.08
V_{Y4} en U	Rdc- 2^{ème}	1.54	0.72	527.40	232.65	400	13.18	5.81	18.99	7.32	16.4
	3 - 5^{ème}	1.55	0.54	462.25	337.99	400	11.55	8.44	19.99	7.37	17.2
	6- 7^{ème}	1.57	0.36	405.50	385.95	400	10.13	0.89	11.02	7.47	17.6
	8- 9^{ème}	1.58	0.31	296.56	838.86	400	7.41	20.97	28.38	7.51	18

1. Vérification de La contrainte de cisaillement :

Tableau V.35. Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles du sens x-x

Voile	L (m)	T (kN)	τ_b (Mpa)	$\bar{\tau}_b$ (Mpa)	Obs
V_{X1} en U	4.36	434.157	0.221	5	Vérifie
V_{X2} en L	2.5	135.23	0.386	5	Vérifie
V_{X3} en U	4.35	1472.5	1.880	5	Vérifie
V_{X4} en L	1.65	1374.18	4.62	5	Vérifie

Tableau V.36. Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles du sens y-y

Voile	L (m)	T (kN)	τ_b (Mpa)	$\bar{\tau}_b$ (Mpa)	Obs
V_{y1} en L	2.5	223.062	0.557	5	Vérifie
V_{y2} en U	3.88	546.742	0.782	5	Vérifie
V_{y3} en U	3.36	1472.5	2.930	5	Vérifie
V_{y4} en U	4.85	839.37	0.961	5	vérifie

2. Choix des armatures :

Tableau V.37. Choix d'armature des voiles

Voile	NIV	Choix d'armatures					$A_{adobté}$ (cm ²)
		A_{tot} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_p	A_{v-p}	A_c	
V_{X1} en U	Rdc-2 ^{ème}	43.34	4.16	4T20+8T14	2×(4T14)/e=15	2×(10T14)/e=20	50.99
	3 - 5 ^{ème}	25.7	7.04	4T16+8T14	2×(4T14)/e=10	2×(9T14)/e=15	106.8
	6-7 ^{ème}	23.13	6.56	12T14	2×(2T14)/e=10	2×(11T12)/e=15	45.01
	8-9 ^{ème}	32.08	8.72	12T12	2×(4T14)/e=15	2×(11T14)/e=20	65.38
V_{X2} en L	Rdc-2 ^{ème}	7.89	10.56	4T20+8T14	2×(3T12)/e=15	2×(6T14)/e=20	50.99
	3 - 5 ^{ème}	16.4	5.88	4T16+8T14	2×(4T14)/e=10	2×(11T14)/e=15	106.8
	6-7 ^{ème}	23.41	9.44	12T14	2×(2T14)/e=10	2×(11T12)/e=15	45.01
	8-9 ^{ème}	16.61	7.44	12T12	2×(4T14)/e=15	2×(8T12)/e=20	65.38
V_{X3} en U	Rdc-2 ^{ème}	53.23	5.96	4T20+8T14	2×(2T12)/e=15	2×(17T14)/e=20	50.99
	3 - 5 ^{ème}	34..86	7.72	4T16+8T14	2×(4T14)/e=10	2×(16T12)/e=15	106.8
	6-7 ^{ème}	42.84	7.68	12T14	2×(2T14)/e=10	2×(14T14)/e=15	45.01
	8-9 ^{ème}	47.62	8.01	12T12	2×(4T14)/e=15	2×(20T12)/e=20	65.38
V_{X4} en	Rdc-	25.75	3.08	4T20+8T14	2×(2T12)/e=15	2×(11T14)/e=15	50.99

L	2^{ème}						
	3 - 5^{ème}	4.75	0.64	4T16+8T14	$2 \times (4T14)/e=10$	$2 \times (4T12)/e=15$	106.8
	6- 7^{ème}	25.1	3.2	12T14	$2 \times (2T14)/e=10$	$2 \times (11T14)/e=15$	45.01
	8- 9^{ème}	21.7	3.28	12T12	$2 \times (4T14)/e=15$	$2 \times (10T12)/e=15$	65.38

Conclusion :

Ce chapitre concerne le ferraillage de éléments structuraux (poteaux, poutre et voile) .A partir les résultats obtenus pour l'analyse de notre bâtiment- par logiciel ETABS a l'aide de logiciel de calcul de ferraillage tel que de SOCOTEC

Chapitre VI

Étude des fondations

VI.1. Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

VI.2. Fonctions assurée par les fondations

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation

- Un effort normal charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.3. Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- a. Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- b. Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VI.4. Calcul des longrines

Les points appuis d'un même bloc doivent être solidarités par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer aux déplacements relatifs de ses points d'appui dans le plan horizontal.

VI.4.1. Dimensionnement de longrine

Pour les sites de catégories S2 on doit disposer des longrines de $(25 \times 30) \text{ cm}^2$ (**RPA99** article 10.1.1.1page 94)

- On prend $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

On procède maintenant au calcul de la longrine suivant toujours le même article

Les longrines doivent être calculées

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : la valeur maximale des charges verticales

α : Coefficient de la zone sismique et de la catégorie du site

(Pour une zone IIa et un site de catégories S3 on a $\alpha = 12$)

$$N_u = 2343,34 \text{ KN}$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{2343,34}{12} = 195,278 \text{ kN} \geq 20 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{C. V}$$

VI.4.1.1. Ferrailage des longrines

- **État limite ultime de résistance**

$$\sigma = \frac{F}{A} \longrightarrow A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{195278 \times 10}{348} = 5,611 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**(B.A.BAEL91 modifié 99.page 118)

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} = \left\{ \frac{30 \times 30}{1000}; 0,23 \times 30 \times 28 \frac{f_{t28}}{400} \right\} \rightarrow A = 1,01 \text{ cm}^2$$

- **condition exigée par RPA99** ^[3] :..... (RPA99 article 10.1.1.1page 93)

$$A_{\min} = 0,6\% \cdot b \cdot h = 0,006 \times 30 \times 30 = 5,4 \text{ cm}^2$$

- **État limite de Service :** $N_s = 1705,85 \text{ kN}$

$$F_s = \frac{N_s}{\alpha} = \frac{1705,85}{12} = 142,154 \text{ KN}$$

D'après État limite d'ouverture des fissures ... (B.A.BAEL91 modifié 99)

$$\overline{\sigma}_s = \zeta = \min \left\{ \frac{2}{3} fe, \max(0,5 fe; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\} \dots \dots \dots \eta = 1.6$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \{ 266.67 MPa, \max(200 MPa; 201 MPa) \}$$

$$\overline{\sigma}_s = 200 MPa$$

$$A_s \geq \frac{F}{\sigma_s} = \frac{142154 \times 10}{200} = 7,107 cm^2$$

On prend $A_s = 6T14 = 9,24 cm^2$

Résumer :

Tableau.VI.1. Ferrailage des longrines

//////	ELU (cm ²)	ELS(cm ²)	CNF (cm ²)	A _{MIN-RPA} (cm ²)	Choix	A _s ^{adopté} (cm ²)
A _s	5,611	7,107	1,01	5,4	6T14	9,24

Armatures transversales

On prend un diamètre de T8 pour les cadres et les étriers

- Espacement minimal

$$S_t \leq \min(20, 15 \times \phi_t) cm \leq \min(20, 21) cm = 20 cm$$

VI.4.1.2. Schéma de ferrailage de longrine

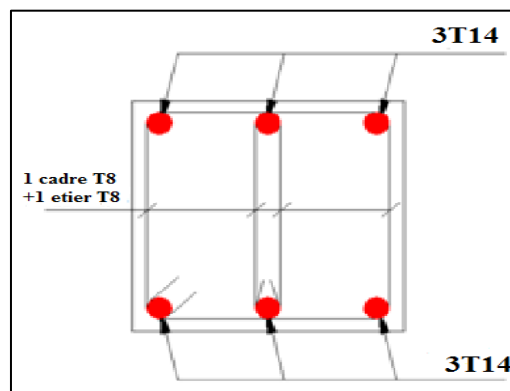


Figure.VI.1.Ferrailage des longrines

VI.5. Voile périphérique

Selon le règlement **R.P.A 99 modifié 2003**, les ossatures au-dessous du niveau de base, formées des poteaux courts doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base afin d'assurer le chaînage ainsi que la stabilité de l'ensemble.

VI.5.1. Épaisseur du voile

D'après **R.P.A. 99 modifié 2003^[3]**, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Épaisseur supérieure ou égale 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).

Pour notre structure on prend une épaisseur de 20cm, selon les voiles de contreventement

VI.5.2. Calcul des armatures

- **Armatures verticales et transversales**

$$A_v \geq 0,10 \times \frac{e \times H}{100} \Rightarrow A_v \geq 0,10 \times \frac{20 \times 100}{100} \Rightarrow A_v \geq 2,00 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_v = 5T10/ \text{ ml}$

Avec un espacement $e = 15 \text{ cm}$.

On prend : $A_h = 5T10/ \text{ ml}$

Avec un espacement $e = 15 \text{ cm}$

VI.5.3. Schéma de ferrailage

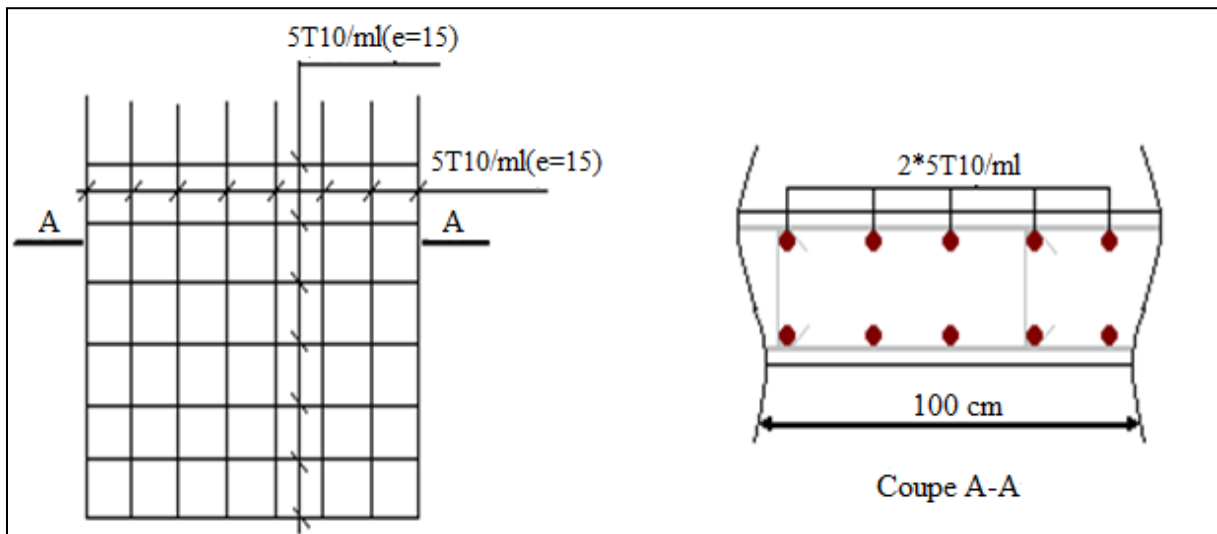


Figure.VII.2. Ferrailage du voile périphérique

VI.6. Conseils pour les fondations

Avant de réaliser les fondations, les conseils suivants doivent être pris en considération :

- Ne jamais oublier que le séisme arrive par le sol puisque la terre tremble,
- Toujours rechercher le bon sol pour l'assise des semelles,
- Les poteaux sont à liasonner par un réseau bidirectionnel de longrines,
- Éviter les sols lâches et les remblais qui amplifient l'effort sismique,
- Éviter les terrains gorgés d'eau et les sols formés de grains fins et de même diamètre.

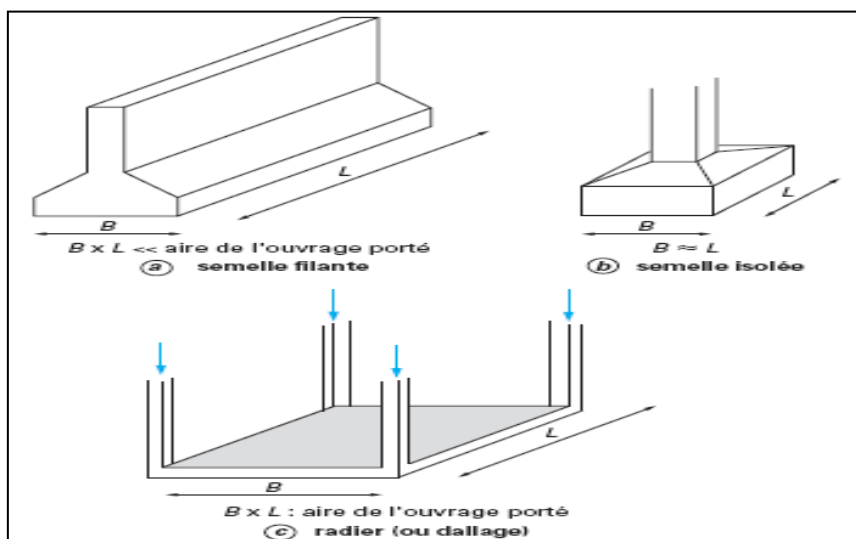


Figure.VI.3. Type des fondations superficielles

VI.7. Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol, on commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N: Effort normal appliqué sur la fondation calculée par la combinaison [G + Q].

S: Surface de la fondation.

Remarque

La contrainte du sol doit être déterminée à partir des résultats d'essai de sol. Dans certains cas, les contraintes limitent du sol, sous fondations superficielles, peuvent être fixées à l'avance pour des sols rencontrés, des réalisations existantes, etc..... (Document technique règlementaire DTR-BC 233.1)[4]. Pour notre projet et selon les réalisations existantes nous avons pris une contrainte admissible du sol égal à 1.5 bars sur 2 m de profondeur.

VI.7.1. Semelle isolée

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport entre les dimensions des poteaux (a et b) égal le rapport des semelles isolées (A et B):

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés : a = b donc A = B $\Rightarrow S = A^2$

Avec : S = surface de la semelle.

On détermine la longueur et la largeur de la semelle à partir de la condition de résistance :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{A^2} \Rightarrow A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

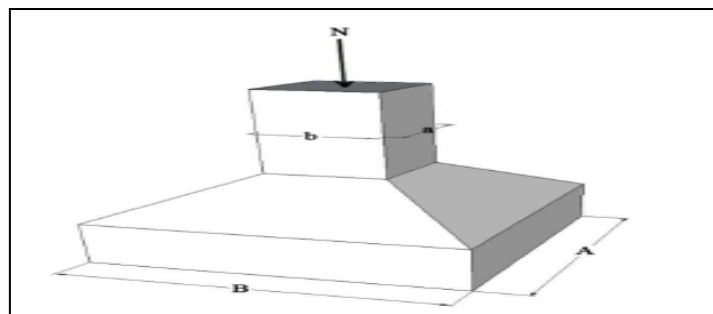
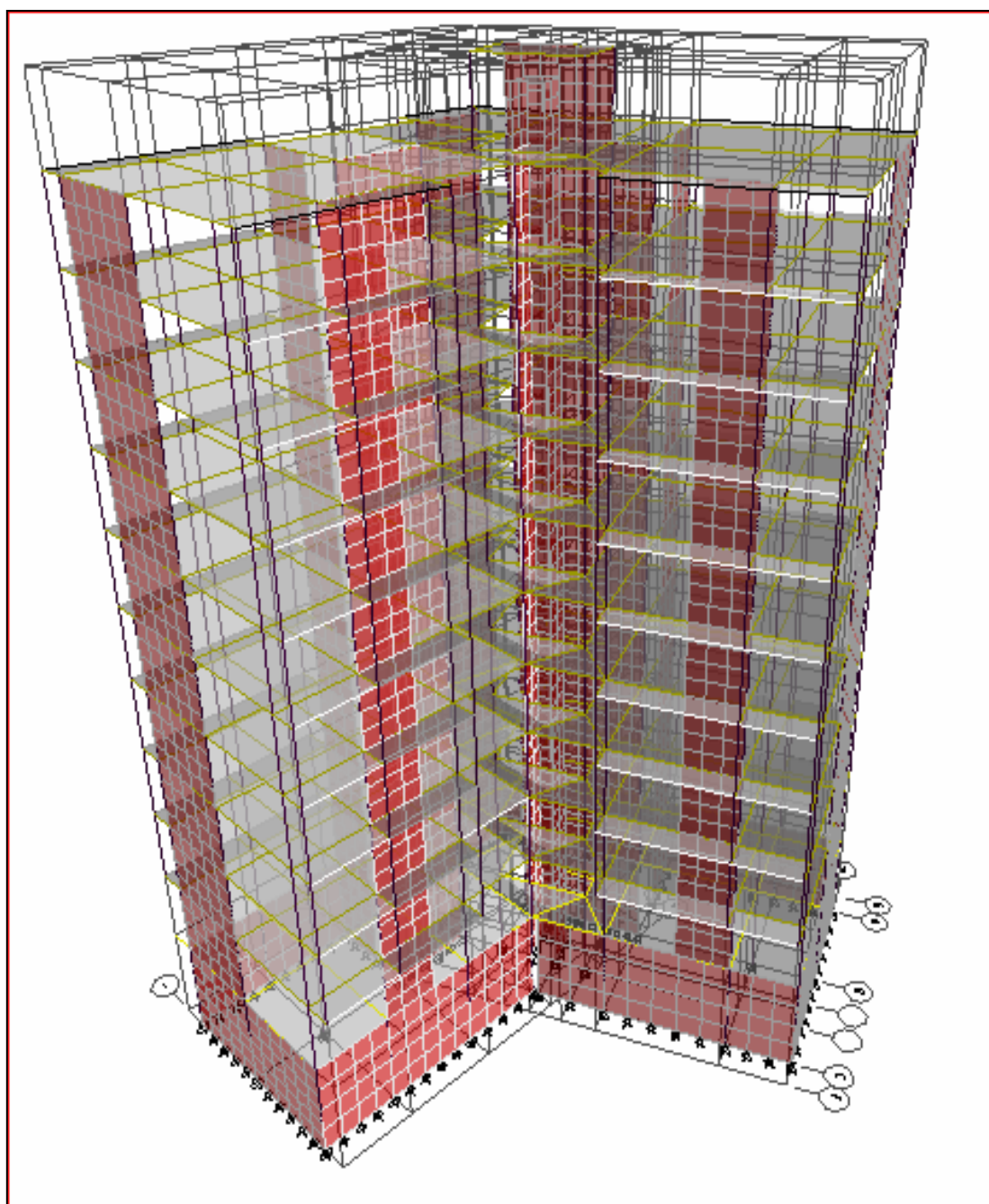


Figure.VI.4. Dimensions de la semelle isolée.



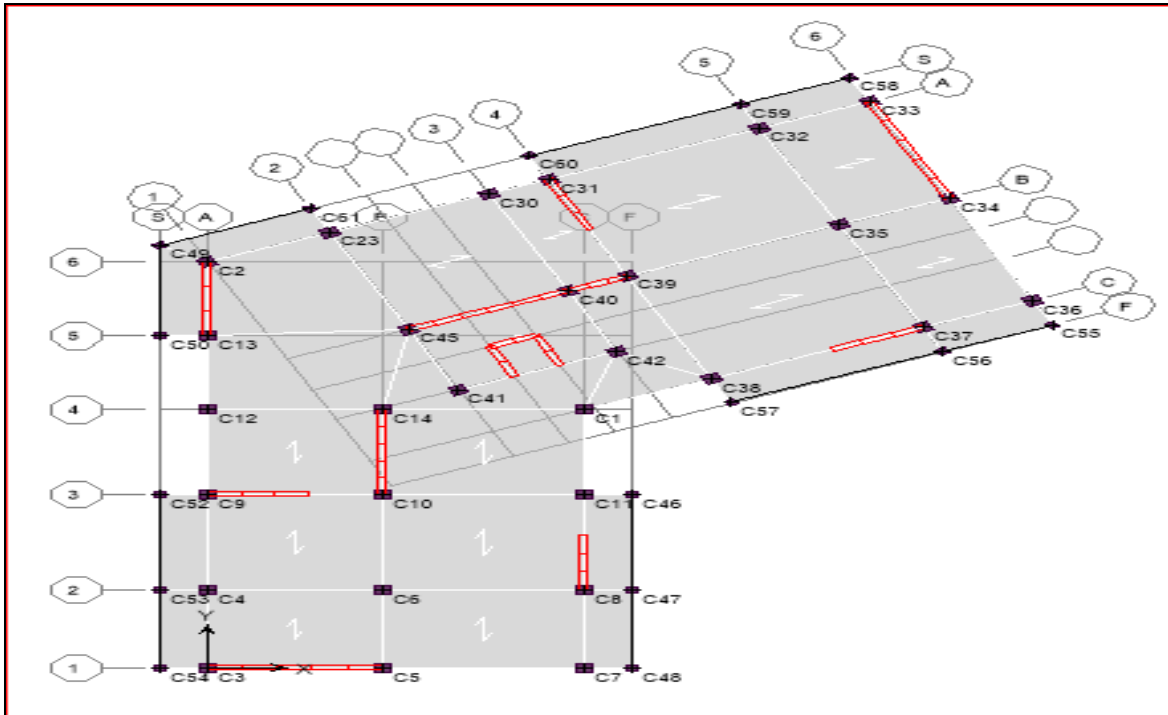


Figure.VI.5. Représente les semelles considérer et voile périphérique.

Tableau.VI.2. Résultats des efforts normaux appliqués aux fondations

Poteau	N (KN)	A (m)	A choisie (m)
C1	988,45	2,2231	2,25
C2	588,92	1,7159	1,75
C3	508,6	1,5946	1,6
C4	1323,16	2,5721	2,6
C5	605,73	1,7403	1,75
C6	1532,65	2,7682	2,8
C7	927,13	2,1530	2,2
C8	839,6	2,0489	2,05
C9	770,59	1,9628	2
C10	849,18	2,0605	2,1
C11	1110,83	2,3567	2,4
C12	885,87	2,1046	2,15
C13	685,77	1,8517	1,85
C14	765,91	1,9569	2
C23	1187,21	2,4364	2,45
C30	824,49	2,03038	2,05
C31	786,75	1,9833	2
C32	1470,31	2,7113	2,75
C33	507,45	1,5928	1,6

C34	578,23	1,7003	1,7
C35	1705,85	2,9204	2,95
C36	851,28	2,0631	2,1
C37	826,73	2,0331	2,05
C38	1201,13	2,4506	2,45
C39	827,46	2,0340	2,05
C40	805,27	2,0065	2,05
C41	552,42	1,6619	1,7
C42	776,79	1,9707	2
C45	837,27	2,0460	2,05

- Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines :

Il faut vérifier que :

$$2 \times B \leq L_{\min}$$

Tel que : L_{\min} (valeur entre axe minimum entre deux poteaux)

- sens X

$$L_{\min} = 4,36\text{m}, A = 2,95\text{m}$$

Alors :

$$2 \times 2,95 = 5,9\text{m} > L_{\min} = 4,36\text{m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifié}$$

- Sens y-y

$$L_{\min} = 3,22\text{m}, A = 2,95\text{m}$$

Alors :

$$2 \times 2,95 = 5,9 \text{ m} > L_{\min} = 3,22 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifié}$$

Conclusion

On remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, donc on passe à l'étude des semelles filantes.

VI.7.2. Semelles filantes

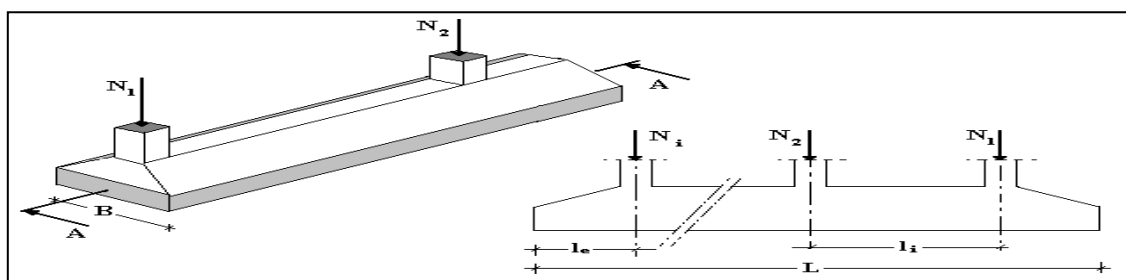


Figure VII.6. Semelle filante.

On doit d'abord déterminer la largeur de la semelle.

On a :
$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$$

Tel que :

N : effort normal prévenant de l'axe ou la file considéré ($N_{poteaux} + N_{voiles}$).

S : section de la semelle ($S = B.L$).

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la file considérée.

Donc :

$$B \geq \frac{N}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

La section des semelles filantes sont présentées au Tableau VII.2.

Tableau VI.3. Dimensions des semelles filantes

Sens	file	N (KN)	L (m)	B (m)	B _{choisie} (m)
X-X	1	3650,43	9,41	1,9396	1,95
	3	4045,67	9,41	2,1496	2,15
	4	4166,6	10	2,0833	2,10
	6	3682	10	1,841	1,85
Y-Y	A	6180,36	18,59	1,6622	1,70
	B	5812,84	11,83	2,4568	2,50
	C	5200,06	11,83	2,1978	2,20
	B	8062,75	14,78	2,7275	2,75
	C	4222,41	12,27	1,7206	1,75

- Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines :

Il faut vérifier la relation suivante :

$$2 \times B \leq L_{min}$$

Avec L_{min} représente la langueur minimale entre axe de deux poteaux.

- Sens X-X : ($L_{min} = 4,36m$)

$$2 \times B = 2 \times 2,75 = 5.5 \text{ m} > L_{min} = 4,36m \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

- Sens Y-Y : ($L_{min} = 3,22m$)

$$2 \times B = 2 \times 2,75 = 5.5m > L_{min} = 3,22m \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Conclusion

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc qu'il y'a un chevauchement des semelles. La conception de semelles filantes ne devient plus possible, le choix de la conception radier s'impose.

VI.7.3. Calcul du radier

VI.7.3.1. Pré dimensionnement du radier

a. Épaisseur du radier

Puisque le radier sera calculé comme un plancher renversé la condition forfaitaire

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{523}{20} = 26,15cm \quad \text{On prend } h_r = 30 \text{ cm}$$

b. Vérification au cisaillement

Avant de faire cette vérification, on doit déterminer l'effort normal revenant au radier et sa surface nécessaire.

$$\text{Surface du bâtiment : } S_b = 295,20m^2$$

$$\text{On doit avoir } \sigma = \frac{P}{S_r} \leq \sigma_{SOL} \Rightarrow S_r \geq \frac{P}{\sigma_{SOL}}$$

Avec : S_r : Surface du radier.

P : Le poids total.

c. Détermination de surface du radier

L'effort de N sous [G + Q]

$$\text{Pour } \begin{cases} N_{ETABS} + N_{INF} = 46656,14 \\ \sigma_{SOL} = 2,00bars \end{cases}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_r} \leq \sigma_{SOL} \rightarrow S_r \geq \frac{N}{\sigma_{SOL}} = 233,2807m^2$$

On voit bien que la surface du radier nécessaire est inférieure à celle du bâtiment, mais pour les raisons de coffrage, on ajoute un débord de 1m .

-Alors $S_r = S_b + S_d$

$S_b = 295,20m^2$ Surface du bâtiment.

$S_d = 83,40m^2$ Surface du débord.

Donc $S_R = 378,60m^2$ Surface du radier.

VI.7.3.2. Dimensionnement des nervures

La hauteur de la poutre est donnée ainsi :

$$h_p \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{523}{10} = 52,30cm$$

Soit : $h_p = 55cm$

$$b_p \geq \frac{h_p}{2} = \frac{55}{2} = 27,5cm$$

Soit : $b_p = 30cm$

$$\text{Soit } \begin{cases} h_p = 55cm \\ b_p = 30cm \end{cases}$$

a. Vérification de la rigidité

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

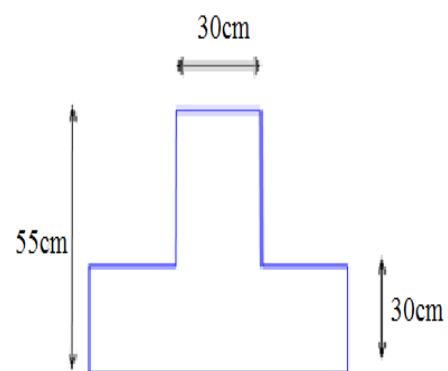
$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{\max}$$

- La répartition uniforme des contraintes ne peut être adoptée qu'après avoir calculer la longueur élastique L_e

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Où K : coefficient de réaction mécanique
appelé aussi coefficient de la raideur du sol

K : coefficient de raideur du sol 4 Kg/cm^3 (cas d'un sol moyen);



- $K=0,5[\text{kg}/\text{cm}^3]$ pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg}/\text{cm}^3]$ pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg}/\text{cm}^3]$ pour un très bon sol.

$$(K = 2 \times \sigma_{sol} = 4bars = 400kN / m^2)$$

E : module d'élasticité du béton $(3,22 \times 10^7 kN / m^2)$

I : inertie de la semelle. $(I = \frac{bh^3}{12})$

b: longueur du tronçon pris pour le calcul.

$$b_1; b_2 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{max}}{10} \\ \frac{L_1}{2}; \frac{L_2}{2} \\ 8 \times h_0 \end{array} \right\} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{523}{10} = 52,3cm \\ \frac{300}{2} = 150cm \\ 440cm \end{array} \right\} = 52,3cm$$

Alors $b_1 = 52,30 \text{ cm}$

$$b = 2b_1 + b_0 = 104,6 + 30 = 134,60 \text{ cm}$$

b. Calcul de l'inertie

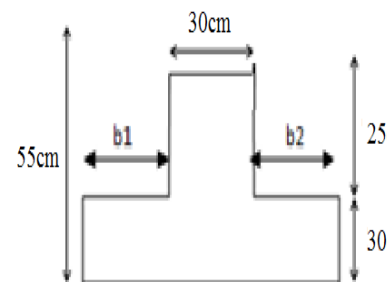
$$Y_G = 19cm$$

$$I = 134,6 \times \frac{30^3}{12} + (134,6 \times 30) \times \left(19 - \frac{30}{2}\right)^2 + \frac{30 \times 25^3}{12} + (30 \times 25) \times \left(36 - \frac{25}{2}\right)^2$$

$$I = 820708cm^4 = 0.0082m^4$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3,22 \times 10^7 \times 370708}{4 \times 108}} = 665,656cm = 6,656m$$

Donc ; $\frac{\pi}{2} \times l_e = 10,455 \geq L_{max} = 5,23m$



Alors le radier est rigide. Donc la répartition des charges et surcharges venant de la superstructure est uniforme.

VI.7.4. Vérification de la stabilité du radier

▪ Sous sollicitation $[G + Q]$:

Les charges agissantes sur le radier :

- Poids de la super structure $N=36477,97\text{kN}$ (ETABS)
- Poids du sous sol $N_s=8902,51\text{kN}$ (ETABS)
- Poids totale de la structure $N= 45380,48 \text{ kN}$

Donc $N = 45380,48\text{kN}$

- Moment de la super structures $M = 25019,22\text{kN}$ (ETABS) (par rapport à l'axe X)
- Moment du sous sol $M = 730,572 \text{ kN}$ (ETABS) (par rapport à l'axe X)
- Moment totale de la structure $M = 25749,792 \text{ KN}$

D'après SOCOTE C2 ^Formes ^ $\left\{ \begin{array}{l} V_{\max} = 13,84 \text{ m} \\ V_{\min} = 13,93 \text{ m} \\ S_r = 378,60 \text{ m}^2 \end{array} \right.$ (Par rapport à l'axe Y)

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_r} + \frac{M \times V_{\max}}{I} \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{S_r} - \frac{M \times V_{\min}}{I} \quad ; \quad \sigma_{\text{Moyene}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

▪ Vérification sous les sollicitations durables $[G + Q]$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_r} + \frac{M \times V_{\max}}{I} = \left(\frac{45380,6}{378,60} + \frac{25749,792 \times 13,84}{12752,70} \right) = 147,809 \text{ kN} / \text{m}^2 = 1,478 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_r} - \frac{M \times V_{\min}}{I} = \left(\frac{45380,6}{378,60} - \frac{25749,792 \times 13,93}{12752,70} \right) = 91,737 \text{ kN} / \text{m}^2 = 0,917 \text{ bars}$$

$$\sigma_{\text{Moyene}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 1,478 + 0,917}{4} = 1,337 \leq \sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

Puisque la condition est vérifiée donc la construction est stable sous les sollicitations durables

▪ Vérification sous les sollicitations accidentelles

Le radier est soumis à un effort normal et un moment de renversement, donc on doit vérifier les extrémités du radier à la traction (soulèvement) sous les sollicitations.

▪ **Les caractéristiques géométriques et les sollicitations**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{\max} = 13,98 \text{ m (par rapport à l'axe X)} \\ V_{\min} = 9,36 \text{ m} \\ V_{\max} = 13,84 \text{ m (par rapport à l'axe Y)} \\ V_{\min} = 13,93 \text{ m} \\ I_{XX} = 18316,5 \text{ m}^4 \\ I_{YY} = 12752,70 \text{ m}^4 \\ S_r = 378,60 \text{ m}^2 \\ V_{EX} = 2948,8099 \text{ kN (L'effort tranchant à la base sens X)} \\ V_{EY} = 2854,3982 \text{ kN (L'effort tranchant à la base sens Y)} \end{array} \right.$$

$$\text{sens X} \left\{ \begin{array}{l} N_{\text{ETABS}} = N_{\text{sup}} + N_{\text{INF}} = 36477,97 + 8902,51 = 45380,48 \text{ kN} \\ M_{\text{ETABS}} = M_{\text{sup}} + M_{\text{INF}} = 25019,222 + 730,572 = 25749,794 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$\text{sens Y} \left\{ \begin{array}{l} N_{\text{ETABS}} = N_{\text{sup}} + N_{\text{INF}} = 36477,97 + 8902,51 = 45380,48 \text{ kN} \\ M_{\text{ETABS}} = M_{\text{sup}} + M_{\text{INF}} = 25019,222 + 730,572 = 25749,794 \text{ kN} \end{array} \right.$$

▪ **Sous sollicitation [G + Q + E] :**

- **Sens longitudinal (sens-x)**

$$N = 45380,48 \text{ kN}$$

$$M = M + V_{EX} \times h_{S,SOL} = 25749,794 + 2948,8099 \times 4,08 = 37780,93 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_r} + \frac{M \times V_{\max}}{I_y} = \left(\frac{45380,48}{378,60} + \frac{37780,93 \times 13,98}{12752,70} \right) = 161,28 \text{ kN/m}^2 = 1,61 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_r} - \frac{M \times V_{\min}}{I_y} = \left(\frac{45380,48}{378,60} - \frac{37780,93 \times 9,36}{12752,70} \right) = 92,134 \text{ kN/m}^2 = 0,92 \text{ bars}$$

$$\sigma_{\text{Moyenne}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 1,61 + 0,92}{4} = 1,437 \leq \sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

- **Sens transversale (sens-y)**

$$N = 45380,48 \text{ KN}$$

$$M = M + V_{EY} \cdot h_{S,SOL} = 25749,794 + 2854,3982 \times 4,08 = 37395,74 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_r} + \frac{M \times V_{\max}}{I_x} = \left(\frac{45380,48}{378,60} + \frac{37395,74 \times 13,84}{18316,50} \right) = 148,12 \text{ kN/m}^2 = 1,48 \text{ bars}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_r} - \frac{M \times V_{\min}}{I_x} = \left(\frac{45380,48}{378,60} - \frac{37395,74 \times 13,93}{18316,50} \right) = 91,42 \text{ kN/m}^2 = 0,914 \text{ bars}$$

$$\sigma_{\text{Moyene}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 1,48 + 0,914}{4} = 1,338 \leq \sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

▪ **Sous sollicitation [0.8G + E] :**

$$\text{sens X} \begin{cases} N_{\text{ETABS}} = N_{\text{sup}} + N_{\text{INF}} = 25576,67 + 6750,45 = 32327,12 \text{ KN} \\ M_{\text{ETABS}} = M_{\text{sup}} + M_{\text{INF}} = 17756,279 + 612,807 = 18369,086 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{sens Y} \begin{cases} N_{\text{ETABS}} = N_{\text{sup}} + N_{\text{INF}} = 25576,67 + 6750,45 = 32327,12 \text{ KN} \\ M_{\text{ETABS}} = M_{\text{sup}} + M_{\text{INF}} = 17756,279 + 612,807 = 18369,086 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Sens longitudinal (sens-x)**

$$N = 32327,12 \text{ KN}$$

$$M = M + V_{\text{EX}} \times h_{\text{S,SOL}} = 18369,086 + 2948,8099 \times 4,08 = 30400,23 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_r} + \frac{M \times V_{\max}}{I_y} = \left(\frac{32327,12}{378,60} + \frac{30400,23 \times 13,98}{12752,70} \right) = 118,71 \text{ kN/m}^2 = 1,18 \text{ bars}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_r} - \frac{M \times V_{\min}}{I_y} = \left(\frac{32327,12}{378,60} - \frac{30400,23 \times 9,36}{12752,70} \right) = 63,07 \text{ kN/m}^2 = 0,63 \text{ bars}$$

$$\sigma_{\text{Moyene}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 1,18 + 0,63}{4} = 1,04 \leq \sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

- **Sens transversale (sens-y)**

$$N = 32327,12 \text{ kN}$$

$$M = M + V_{\text{EY}} \cdot h_{\text{S,SOL}} = 18369,086 + 2854,3982 \times 4,08 = 30015,031 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_r} + \frac{M \times V_{\max}}{I_x} = \left(\frac{32327,12}{378,60} + \frac{30015,031 \times 13,84}{18316,50} \right) = 108,06 \text{ kN/m}^2 = 1,08 \text{ bars}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_r} - \frac{M \times V_{\min}}{I_x} = \left(\frac{32327,12}{378,60} - \frac{30015,031 \times 13,93}{18316,50} \right) = 62,55 \text{ kN/m}^2 = 0,62 \text{ bars}$$

$$\sigma_{\text{Moyene}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 1,08 + 0,62}{4} = 0,965 \leq \sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

VI.7.5. Ferrailage du radier

Le radier est assimilé à un plancher renversé s'appuyant sur des poutres et soumis à la réaction du sol. Il est décomposé en panneaux de dalle simplement appuyés sur le contour.

Rappelons que l'épaisseur du radier est de 25 cm.

Considérons au milieu de chaque portée : l_x et l_y une bande de 1m de largeur.

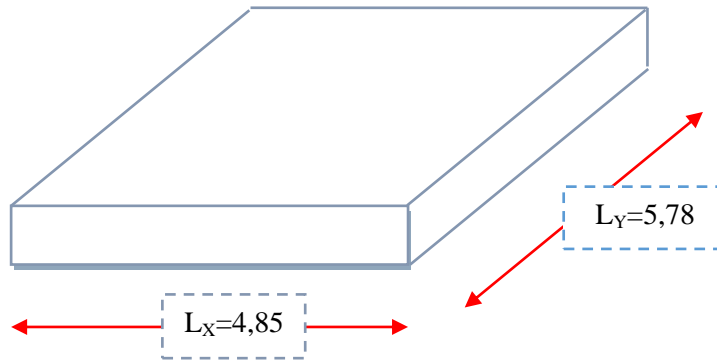


Figure VI.7. Vue en plan des dimensions du panneau le plus sollicité.

VI.7.5.1. Ferrailage de la dalle du radier

Si $0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1.0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$0.4 \leq \frac{4,85}{5,78} = 0,83 < 1.0$ Donc la dalle travaille dans les deux sens.

La dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

❖ **Panneau de rive**

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_x \\ M_{ty} = 0.85 M_y \end{cases}$$

Moment sur appuis:

$$M_{ax}=M_{ay}=0.3M_x \quad (\text{appui de rive})$$

$$M_{ax}=M_{ay}=0.5M_x \quad (\text{autre appui})$$

❖ Panneau intermédiaire

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0,75M_x \\ M_{ty} = 0,75M_y \end{cases}$$

$$\text{Moment sur appuis : } M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$$

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

- ELU :

$$q_u = \sigma_m \cdot 1ml \quad \Rightarrow \quad q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{62009,39}{378,60} = 163,78 \text{ kN/m}^2$$

Avec N effort de compression sous (1,35G + 1,5Q) sollicitant le radier égal 62009,39 kN

- ELS :

$$q_{ser} = \sigma_m \cdot 1ml \quad \Rightarrow \quad q_s = \frac{N_s}{S_r} = \frac{45380,48}{378,60} = 119,86 \text{ kN/m}^2$$

D'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires, on a :

$$\text{ELU : } \nu = 0,0 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0531 \\ \mu_y = 0,649 \end{cases} \quad ; \quad \text{ELS : } \nu = 0,2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0600 \\ \mu_y = 0,750 \end{cases}$$

Calcul des sollicitations

- ELU

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_u l_x^2 = 0,0531 \times 163,78 \times (4,85)^2 = 197,63 \text{ kN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 0,649 \times 197,63 = 128,264 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75M_x = 0,75 \times 197,63 = 148,22 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0,75M_y = 0,75 \times 128,264 = 96,19 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$M_{ax}=M_{ay}=0.5M_x = 98,815 \text{ kN.m}$$

• ELS

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} l_x^2 = 0,0600 \times 119,86 \times (4,85)^2 = 169,16 \text{ kN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 0,750 \times 169,16 = 126,87 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_x = 0,75 \times 169,16 = 126,87 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0,75 M_y = 0,75 \times 126,87 = 95,15 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 84,58 \text{ kN.m}$$

Tableau VI.4. Calcul des moments

///	Sens	Moment	ELU	ELS
Travée	X-X	$M_{tx} \text{ (kN.m)}$	148,22	126,87
	Y-Y	$M_{ty} \text{ (kN.m)}$	96,19	95,15
Appui	X-X	$M_{ax} \text{ (kN.m)}$	98,815	84,58
	Y-Y	$M_{ay} \text{ (kN.m)}$	98,815	84,58

VI.7.5.2. Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis de panneau le plus sollicité. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voire annexe).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}}, \quad \beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{2}, \quad A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.5: les données des calculs.

f_{t28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)	b (cm)	h (cm)	d (cm)
2,1	14,17	400	348	100	30	25

VI.7.5.3. Calcul de la section d'armatures

Tableau VI.6. Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier.

////	Sens	M_u (kNm)	μ_{bu}	β	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t (cm)
Travée	x-x	148,22	0,1673	0,9078	18,767	6T20	18,86	15cm
	y-y	96,19	0,1086	0,9423	10,02	5T16	10,05	20cm
Appui	x-x	98,815	0,1115	0,9406	11,1	6T20	12,06	15cm
	y-y							

Espacement

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm})$$

Sens x-x :

$$\text{Sens } L_x : S_t \leq \min(90, 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm} < 33\text{cm}$$

On prend $S_t = 15\text{cm}$ **Sens y-y :**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend $S_t = 20\text{cm}$ **VI.7.6. Vérifications nécessaires :****VI.7.6.1. Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,018\text{cm}^2 < A_s^{cal}$$

VI.7.6.2. Vérification des contraintes à l'ELS :**Remarque :**

La vérification des contraintes à l'ELS n'est pas vérifiée donc on doit augmenter les sections de ferrailages.

Tableau VI.7. Vérification des contraintes

////	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	126,87	18,86	12,3	15	103,2	201,63	Vérifier
	y-y	95,15	12,07	11,5	15	82,8	201,63	Vérifier
Appui	x-x	84,58	15,71	9,39	15	72,3	201,63	Vérifier
	y-y							

VI.7.6.3. Vérification de l'effort tranchant :

$$\text{Suivant } l_x : V_x = \frac{q \times l_x \times l_y}{2 \times l_y + l_x} = \frac{163,78 \times 4,85 \times 5,78}{2 \times 5,78 + 4,85} = 279,78 \text{ kN}$$

$$\text{Suivant } l_y : V_y = \frac{q \times l_x \times l_y}{3 l_y} = \frac{163,78 \times 4,85 \times 5,78}{3 \times 5,78} = 264,77 \text{ kN}$$

$$V_u = \max (V_{ux} ; V_{uy}) = 279,78 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{279,78 \times 10}{100 \times 25} = 1,119 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,119 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Remarque

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées CHAISES donc on prévoit : **4 CHAISES de T12 / m²**

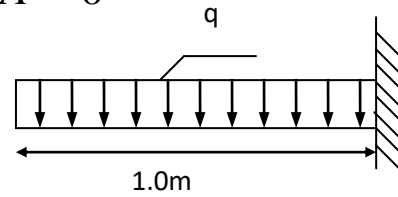
VI.8. Ferrailage du débord**VI.8.1. Calcul de section d'armature**

$$M = q \frac{L^2}{2} = 163,78 \times \frac{(1)^2}{2} = 81,89 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{81,89 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,17} = 0,0924 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2 \times 0,0924}}{2} = 0,9514$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{81,89 \times 10^3}{0,9514 \times 25 \times 348} = 9,893 \text{ cm}^2$$



VI.8.2. Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,018 \text{ cm}^2 < A_s^{\text{cal}}$$

$$A_{\min} = 3,018 \text{ cm}^2 < A_x = 9,893 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_x = 5T16 = 10,05 \text{ cm}^2$

Escapement

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad (S_t = 20 \text{ cm})$$

VI.8.3. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{ql}{bd} = \frac{163,78 \times 1 \times 10}{100 \times 25} = 0,655 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

$$A_y = \frac{A_x}{4} = \frac{10,05}{4} = 2,513 \text{ cm}^2$$

Soit $A_y = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 30 \text{ cm}$

VI.9. Ferrailage des nervures

VI.9.1. Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifier 99**)

$$\text{On a } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

En travée : $M_t = 0,85 M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,50 M_0$

Calcul des armatures :

Sens (x-x) : $b = 30\text{cm}$; $h = 55\text{ cm}$; $d = 49,5\text{ cm}$

Sens (y-y) : $b = 30\text{ cm}$; $h = 55\text{ cm}$; $d = 49,5\text{ cm}$

- Sens (x-x) :

$L = 4,85\text{ m}$; $P_u = 163,78\text{ kN/ml}$ → $M_0 = 481,56\text{ kN.ml}$.

Tableau.VI.8. Ferrailage des nervures sens (x-x)

	P_u (Kn)	M_0 (kN.m)	M_u (kN.m)	μ_{bu}	A_s^{scal} (cm^2)	β	A_s^{cal} (cm^2)	A_s^{min} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	163,7	481,56	409,33	0,392	8,333	0,731	18,14	1,793	6T20	18.85
Appuis	8		240,78	0,231	////////	0,866	15,01	1,793	7T20	15.71

- Sens (y-y)

$L = 5,78\text{ m}$; $P_u = 163,78\text{ kN/ml}$ → $M_0 = 683,95\text{ kN.ml}$.

Tableau.VI.9 Ferrailage des nervures sens (y-y)

	P_u (Kn)	M_0 (kN.m)	M_u (kN.m)	μ_{bu}	A_s^{scal} (cm^2)	β	A_s^{cal} (cm^2)	A_s^{min} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	163,7	683,95	581,35	0,558	13.50	0,471	25.56	1,793	6T25	29.45
Appuis	8		341,97	0,328	////////	0,792	25,03	1,793	6T16	12,06

Vérifications nécessaires

1/ Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} < A_s^{adopté}$$

2/ Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau.VI.10 Vérification des contraintes dans les nervures

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	31.773	31,43	18	1,7	15	46,2	201,63	CV
	y-y	56.939	15.71	14	1,22	15	44,9	201,63	CV
Appui	x-x	21.932	40,86	19	1,01	15	24,6	201,63	CV
	y-y	39.413	25.14	17	2,39	15	71,3	201,63	CV

3/ Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$

Avec : $\tau_u = \frac{T_u}{bd}$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{76,31 \times 5,78}{2} = 220,535kN$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{220,535 \times 10^3}{300 \times 495} = 0,148MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa..Vérifie$$

4/ Armatures transversales :

▪ BAEI 91 modifie 99

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{ij} K}{0,8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) = 40cm$$

$$* S_t \leq \text{Min}(15\phi_{\min}; 40cm; a + 10cm) = 18cm$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) = 0,074MPa$$

▪ RPA99 modifie en 2003 [3]

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 13,75cm..... \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 27,5cm..... \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,2\text{cm} \quad \text{et} \quad \phi_t \geq \frac{1}{3}\phi_{\text{max}} = 6,66\text{mm}$$

$$f_c = 400 \text{ MPa} \quad ; \quad \tau_u = 0,148 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \quad ; \quad b = 30 \text{ cm} \quad ; \quad d = 49,5 \text{ cm}.$$

Tableau.VI.11 .Espacement des armatures transversales

	Section (cm ²)	Zone	S _t RPA99 (cm)	S _t BAEL91 (cm)	S _t choisit (cm)
Nervure Sens x-x	30×55	Courante	27,5	40	20
		Nodale	13,75		10
Nervure Sens y-y	30×55	Courante	27,5	40	20
		Nodale	13,75		10

Tableau.VI.12 Choix des armatures transversales

	Section (cm ²)	Zone	S _t choisit (cm)	Ø _t (mm)	A _t choisit (cm ²)	Choix des barres
Nervure Sens x-x	30×55	Courante	20	10	3,14	3T10
		Nodale	10		3,14	3T10
Nervure Sens y-y	30×55	Courante	20	10	3,14	3T10
		Nodale	10		3,14	3T10

- Justification des armatures transversales

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \min\{\tau_u; 0,4\text{MPa}\} = 0,148 \text{ MPa}$$

- Zone courante 2,09 MPa > 0,148 MPa Vérifié.

- Zone nodale 4,186 MPa > 0,148MPa Vérifié

VI.10. Schéma De Ferrailage Du Radier Générale

1. Sens X-X :

1.1. La coupe à l'Appui :

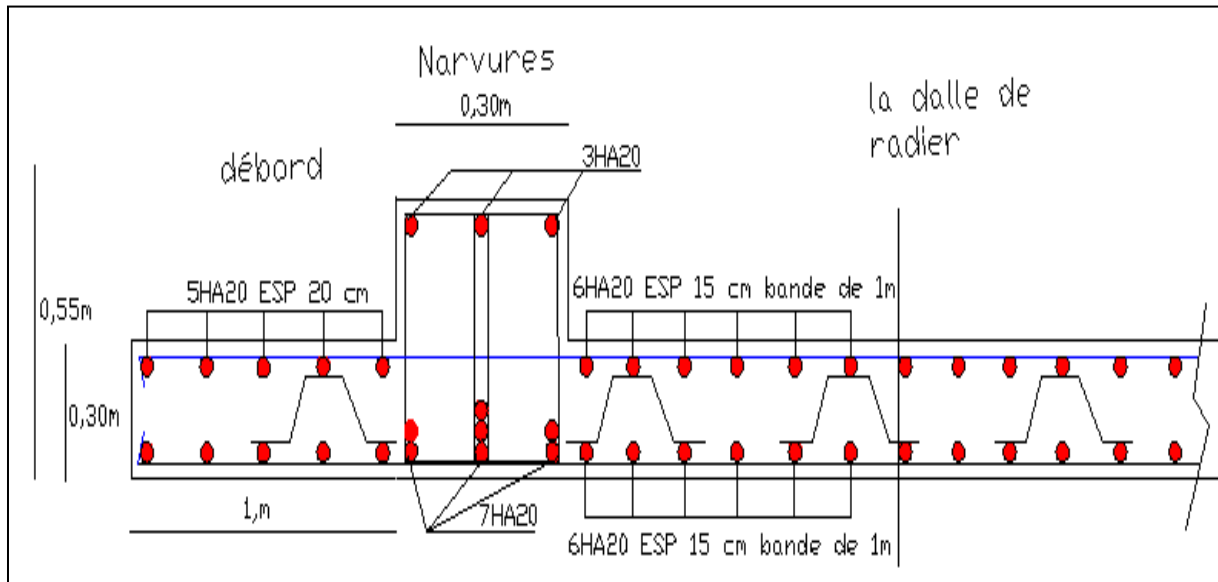


Figure.VI.8. Ferrailage du radier générale sens X-X coupe en Appui

1.2. La coupe en Travée :

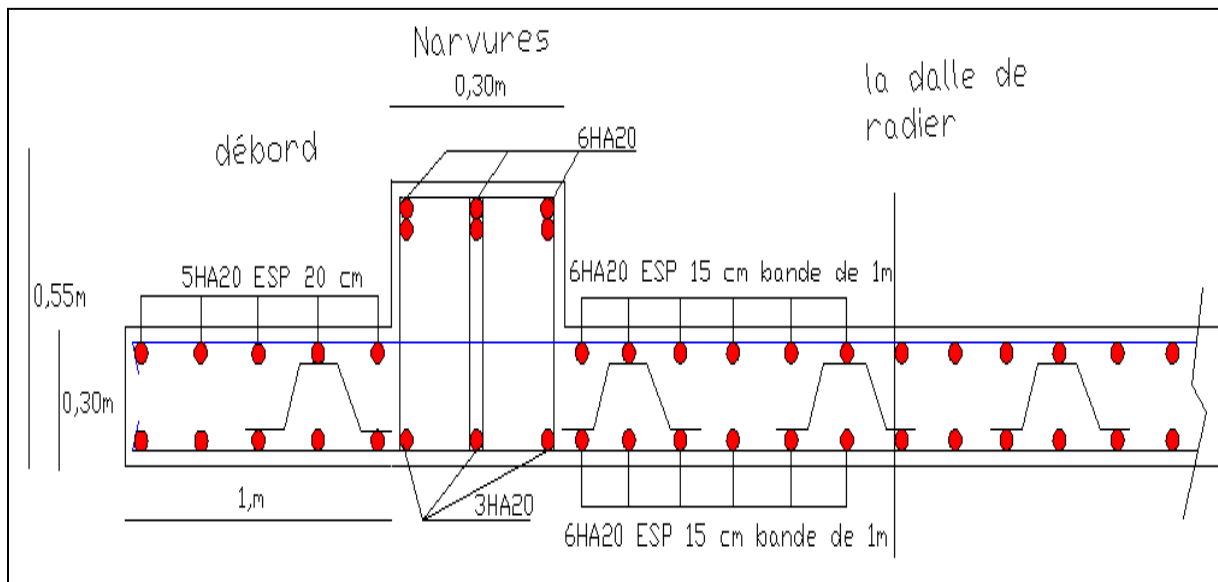


Figure.VI.9. Ferrailage du radier générale sens X-X coupe en travée

2. Sens Y-Y :

2.1. La coupe à l'Appui :

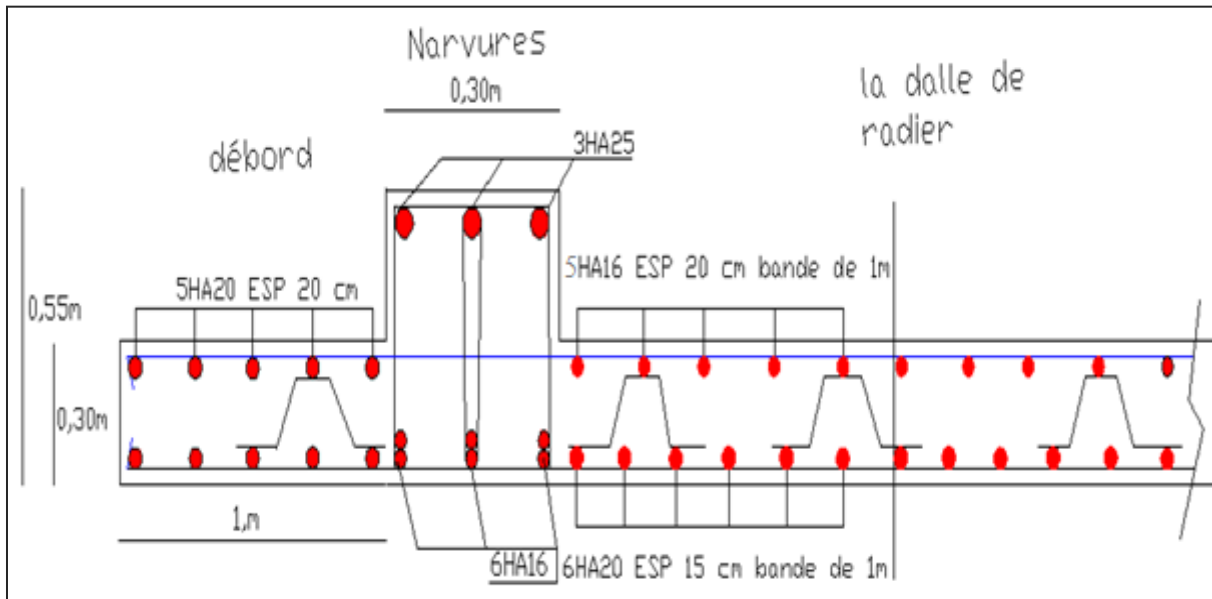


Figure.VI.10. Ferrailage du radier générale sens Y-Y coupe en appui

2.2. La coupe en Travée :

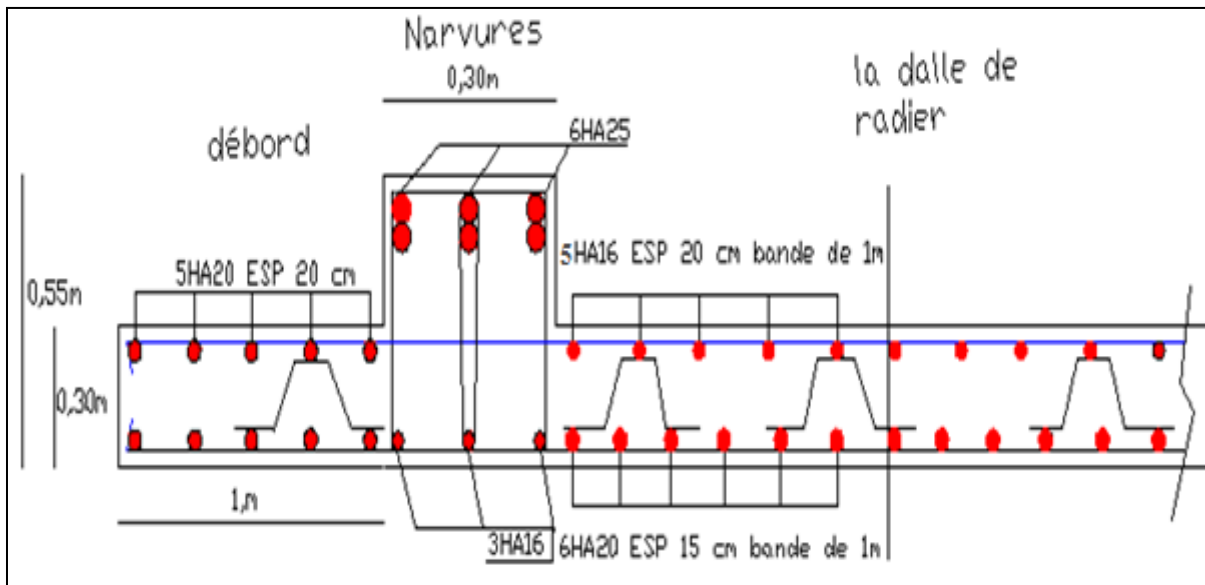


Figure.VI.11. Ferrailage du radier générale sens Y-Y coupe en travée

CONCLUSION

Conclusion générale

En somme nous pouvons dire que ce travail présente l'étude d'un bâtiment en **(R+9+(S-Sol))**, son contreventement est assuré par un système mixte **(portique –voile)**.

Nous sommes persuadés que ce système de contreventement mixte conformément au règlement technique en vigueur est très conseillé en zone sismique, parce qu'il représente une capacité de résistance satisfaisante et rigidifie en même temps la structure.

D'autre part, à travers cette étude, nous avons pu assimiler différentes connaissances dans le domaine de calcul des bâtiments qui nécessitent l'utilisation de l'outil informatique qui permet de réduire le temps et de faciliter l'analyse et la conception des structures **(ETABS, AUTO-CAD, SOCOE...)** en tenant compte de la sécurité et de la résistance vie-à-vie de tous les efforts s'exerçant sur la structure.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et qu'il sera un guide pour les futures promotions.

BIBLIOGRAPHIE

Références Bibliographiques

- **(RPA, 1999)** : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003
- **(BAEL,1991)** : Règles béton armé aux états limites 1991 BAEL 91.modifier99.
- **(CBA, 1993)** : Règles de conception et de calcul en béton armé.
- **(DTR BC 2.2)** : document technique réglementaire.
- Conception et calcule des ouvrages géotechniques **Dr. BOUAFIA Ali**

liste

des symboles

Liste des Symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- ω : Angle de frottement.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- C_d : Coefficient dynamique.
- R : Force résultante.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.

- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

Organigramme

ORGANIGRAMME -1-

Section rectangulaire a l'E.L.U en flexion simple

Cas général

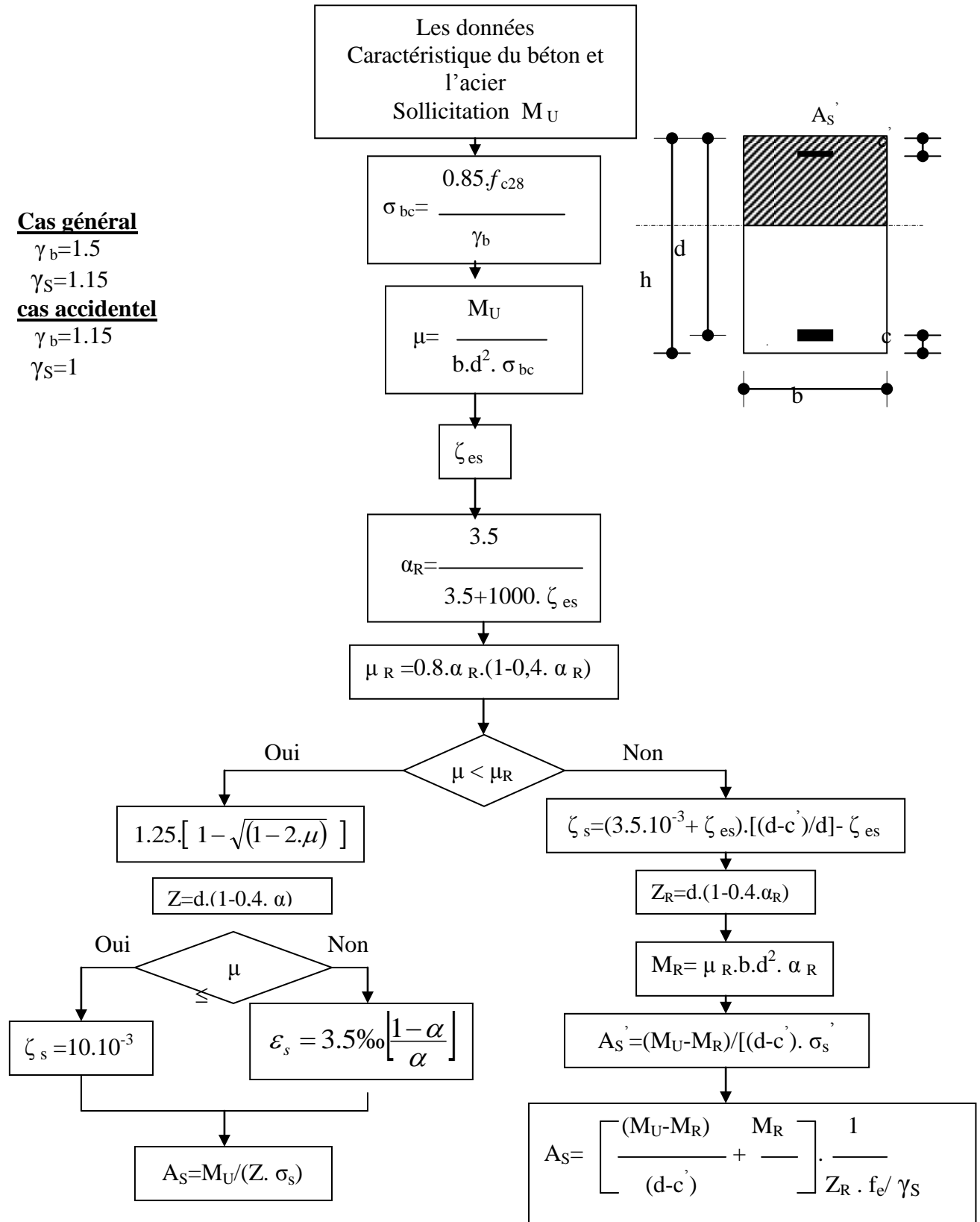
$$\gamma_b = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

cas accidentel

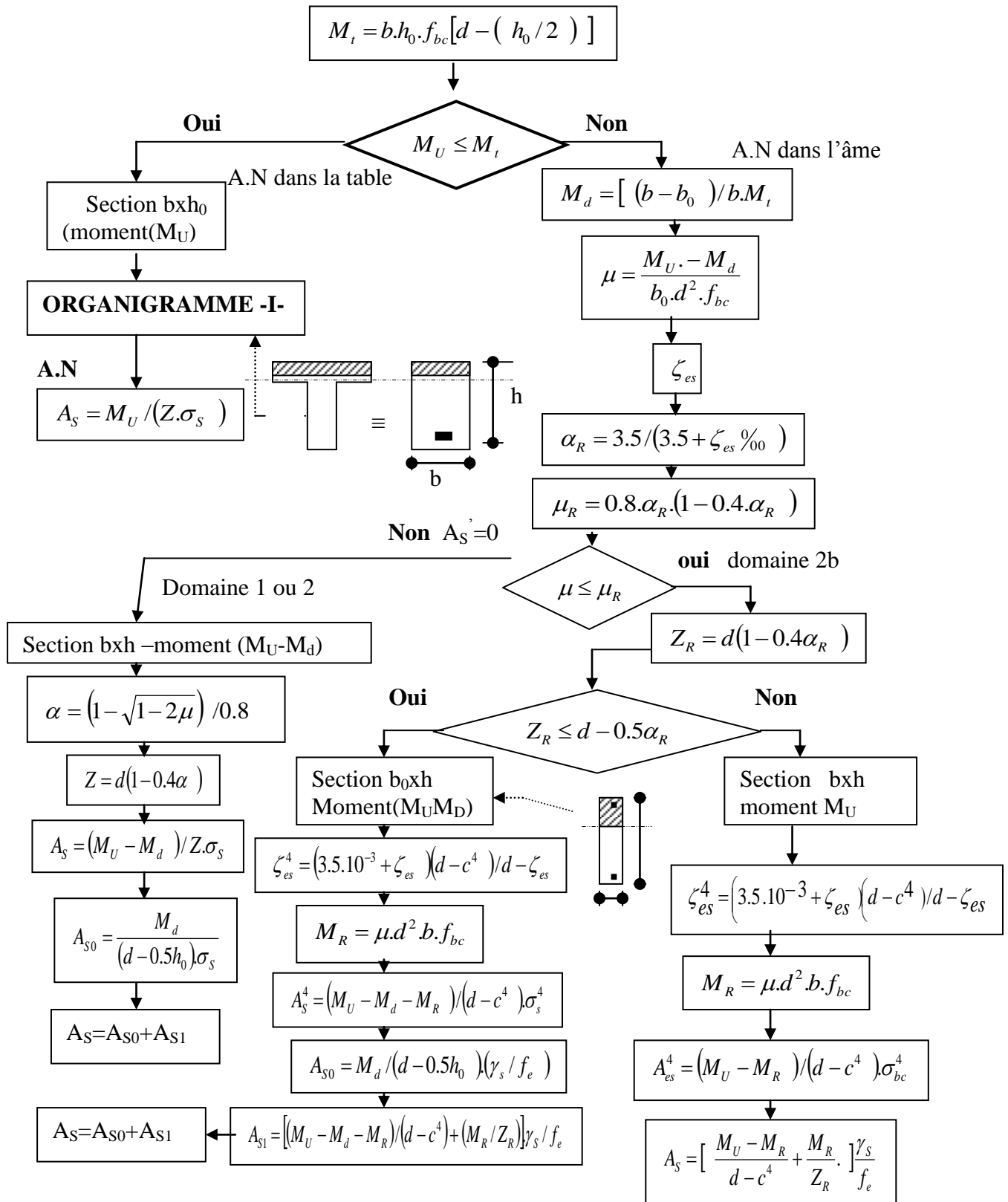
$$\gamma_b = 1.15$$

$$\gamma_s = 1$$



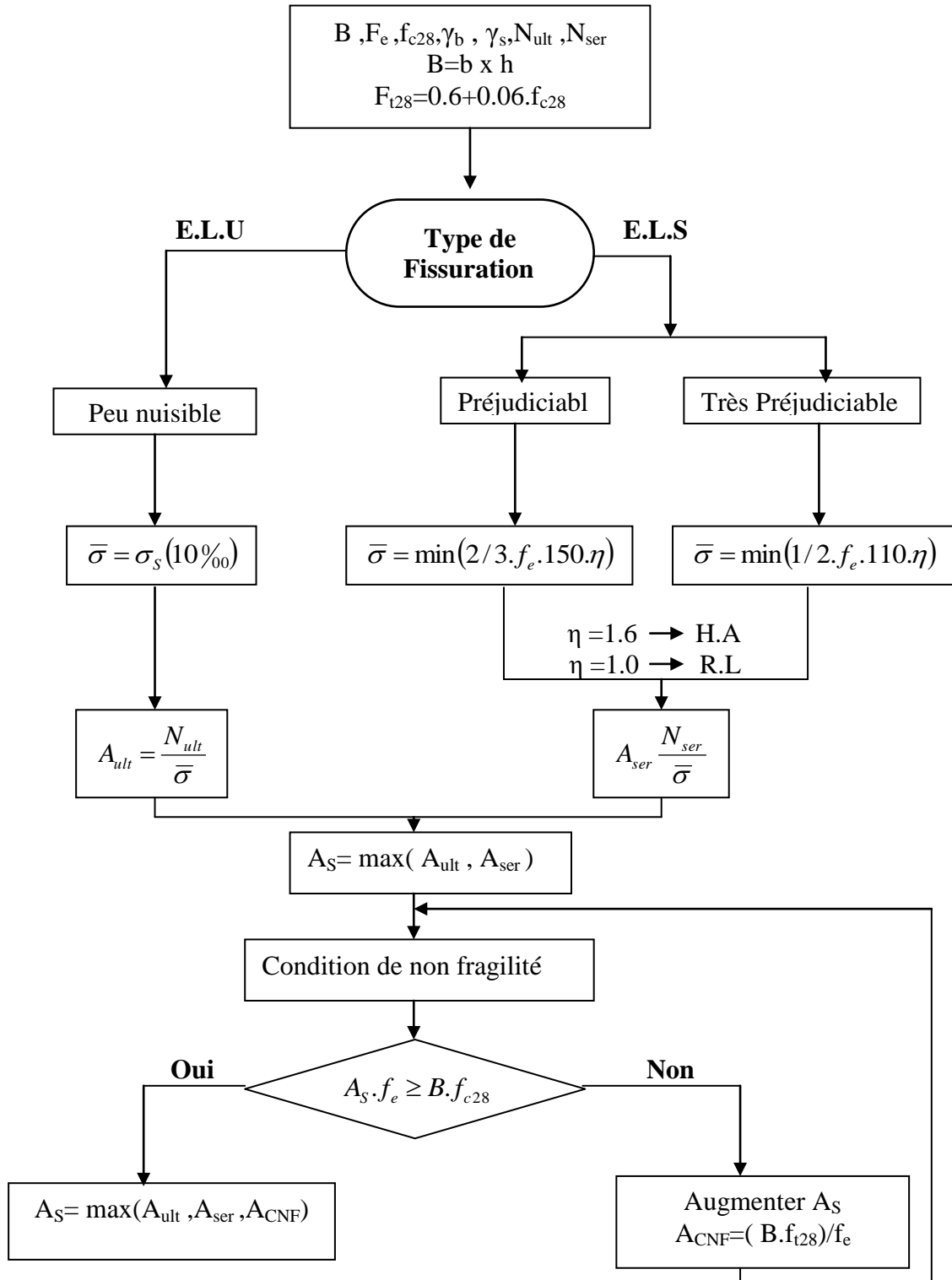
Organigramme -2-

Calcul d'une section en -TE- a l'E.L.U en flexion simple



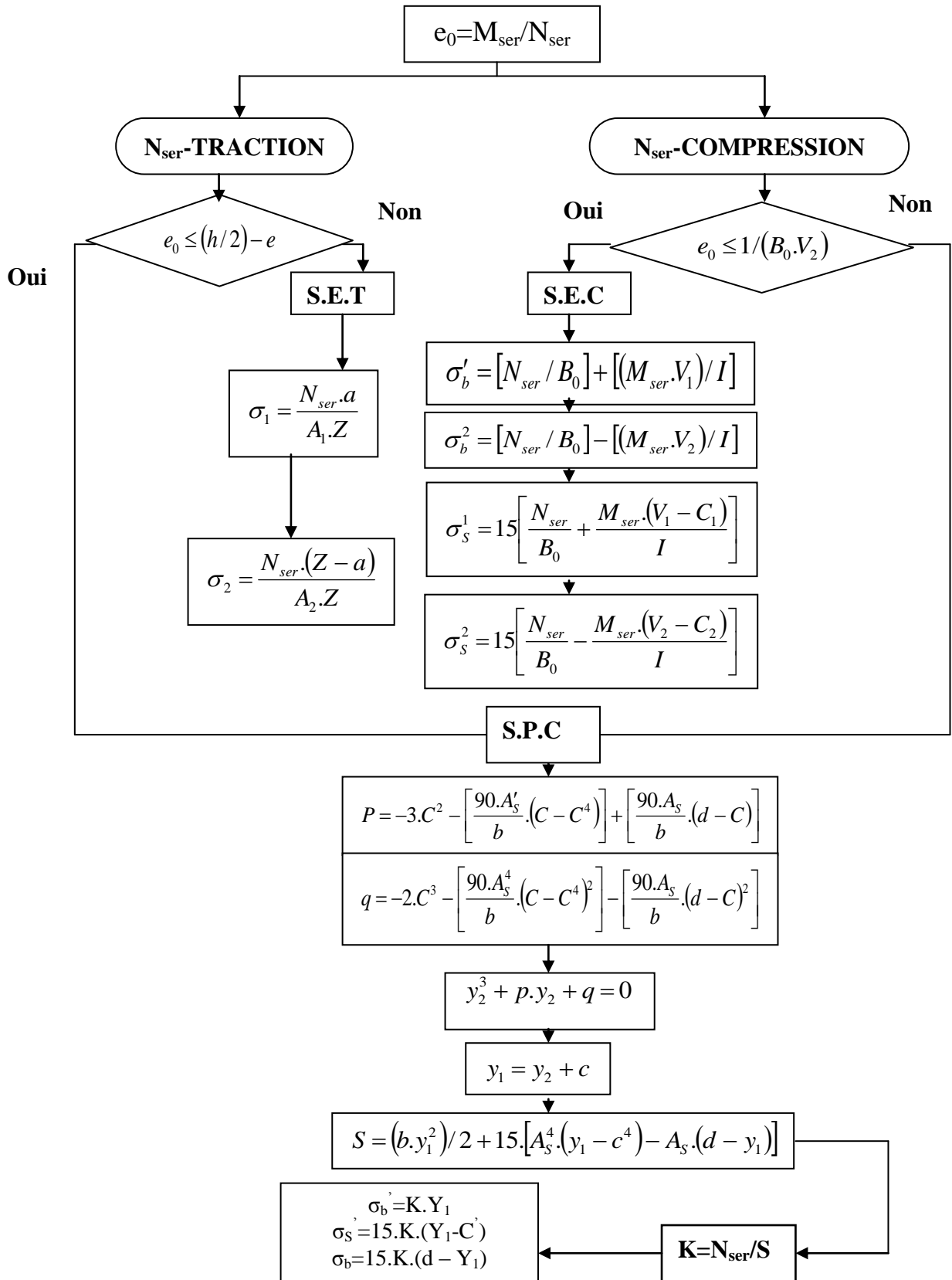
ORGANIGRAMME -3-

Traction simple

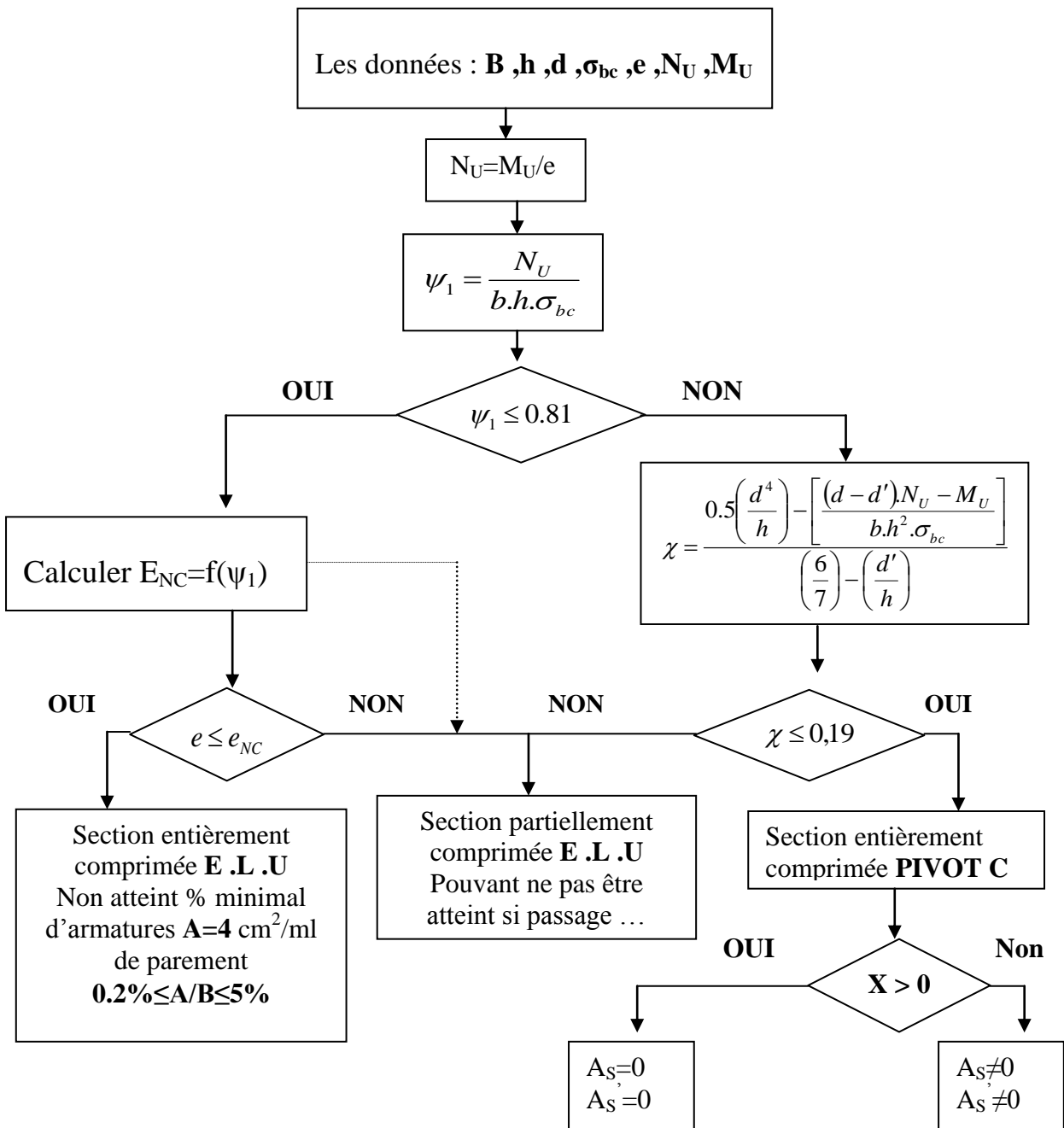
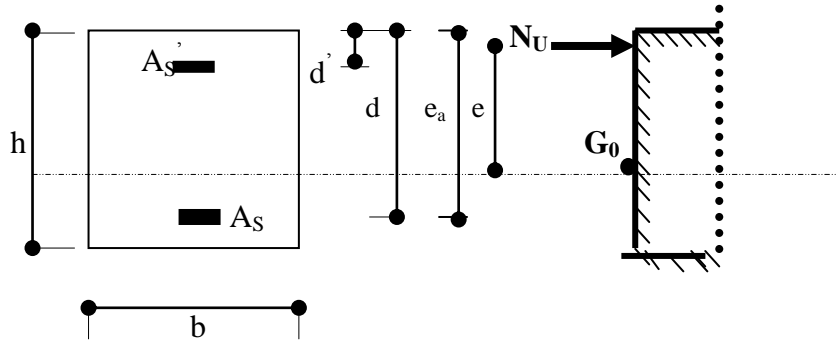


ORGANIGRAMME-4-

Flexion composee à E.L.

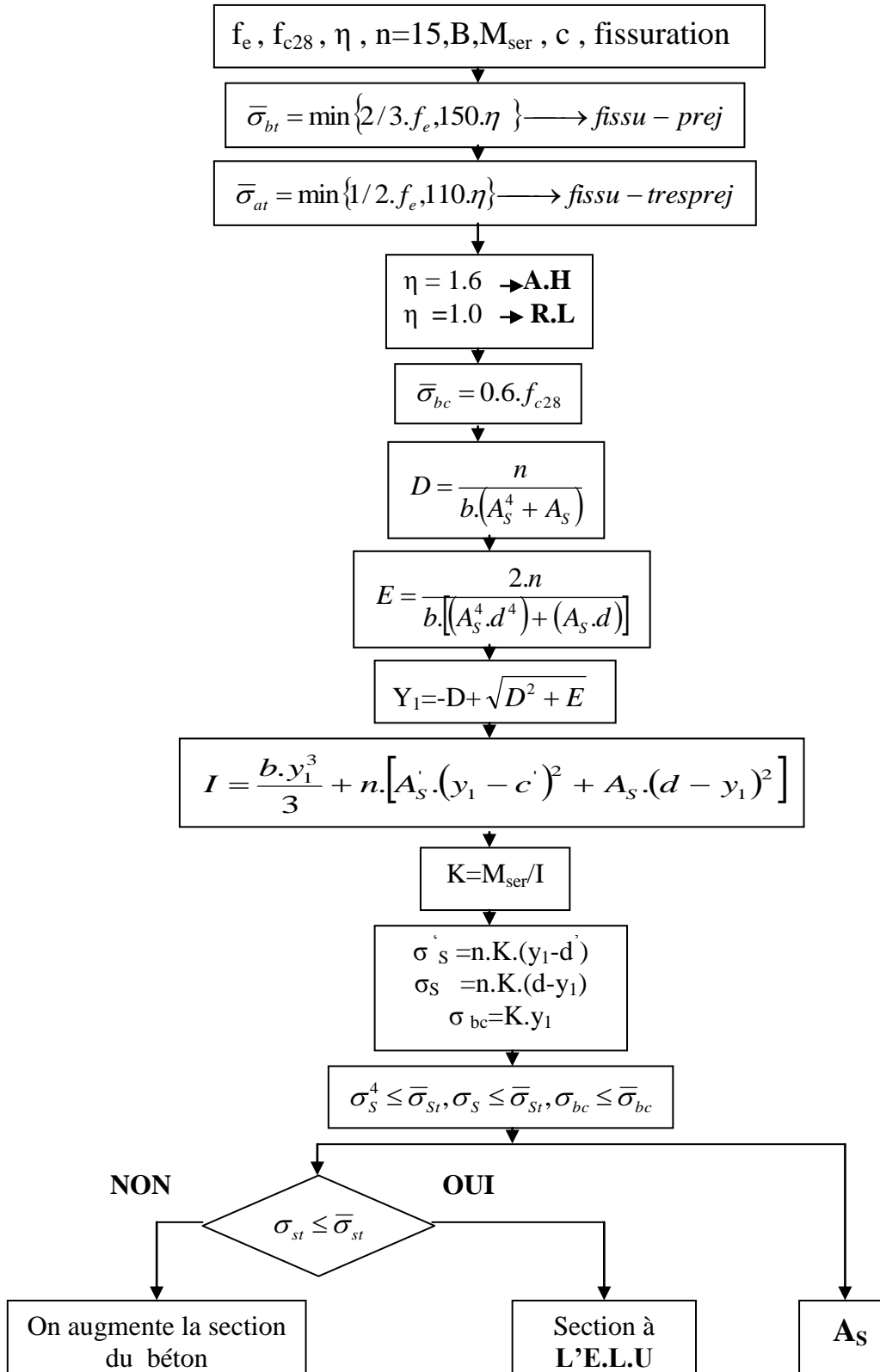


Organigramme -5-

Calcul d'une section rectangulaire
A l'E.L.U en flexion composée

Organigramme -6-

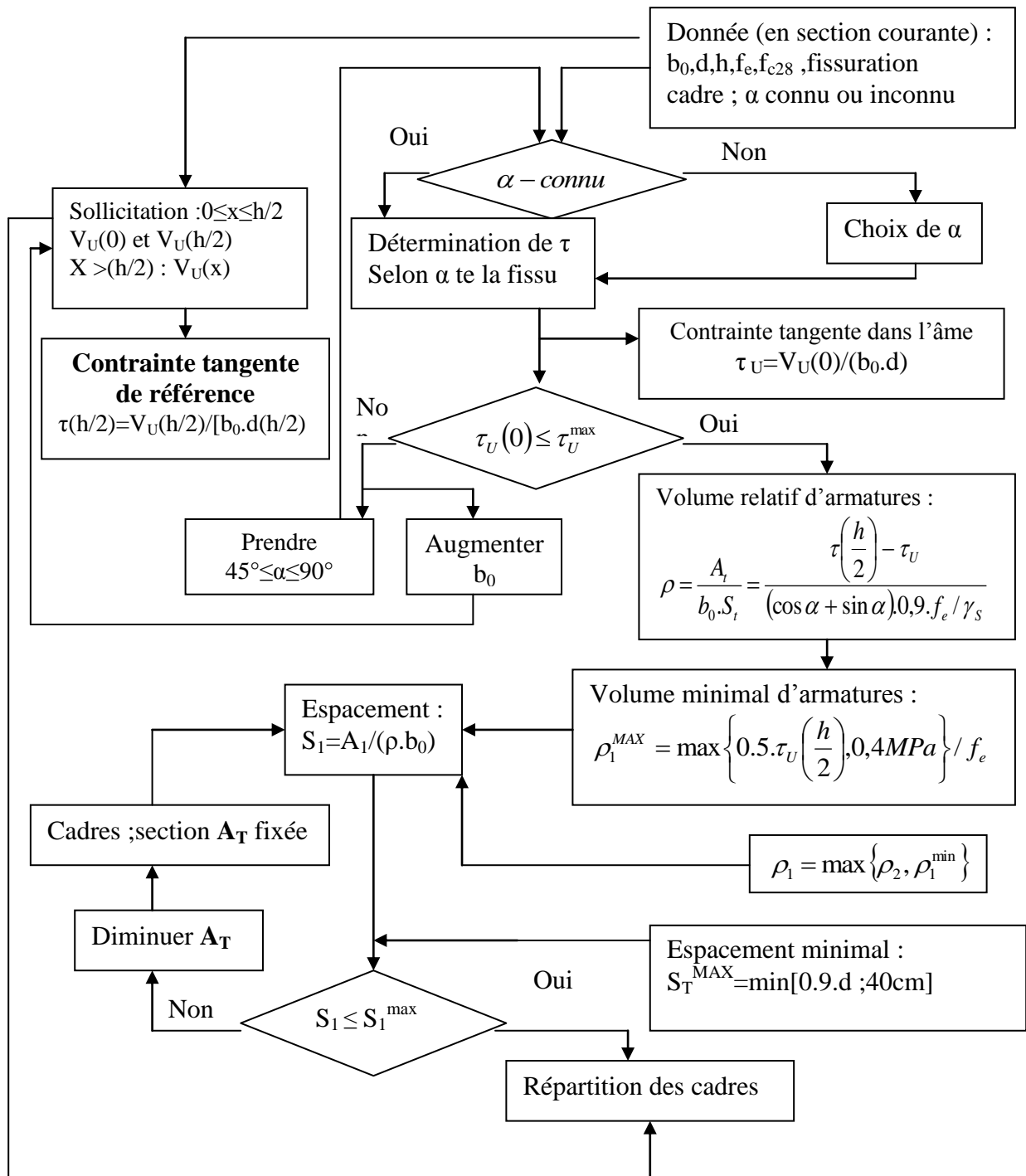
Verification d'une section rectangulaire à -l'E.L.U-



Organigramme -7-

Calcul des armatures d' une poutre soumise

A l'effort tranchant



RAPPORT DE SOL

1.1. Introduction

Pour choisir le type et les dimensions adéquates des fondations, il est nécessaire de connaître l'état et les caractéristiques (physiques, mécaniques) des différentes couches constituant le terrain sur lequel sera implanté notre ouvrage.

La reconnaissance des sols fait appel à différentes techniques de sondage et d'essais sur le site et au laboratoire en vue de déterminer les caractéristiques principales des diverses couches de terrain rencontrées.

1.2. Étude du sol :

1.2.1. Situation du projet :

Le terrain de projet se situe à la willaya de **AIN TEMOUCHENT**, il est limitée :
Au Nord, au Sud et à l'Ouest par des terrains vague.

A Est par un terrain devant recevoir un projet de 28 logements.

Le site est de topographique plate et ne présente aucune anomalie géomorphologique

1.2.2. But de l'étude :

L'étude géotechnique consiste à :

-Établir une reconnaissance de la nature des sols et de leurs caractéristiques géologiques et géotechniques.

-Définir, d'une part, le degré d'attaque et d'autre part les mesures à prendre pour éviter l'agressivité du sol et de l'eau qu'il contient par rapport au béton.

-Et enfin constater et recenser les risques naturels éventuels.

1.3. RECONNAISSANCE GÉOTECHNIQUE :

- Les travaux de reconnaissance géotechnique consistent en les réalisations des :

- Essais in situ

Une campagne au pénétromètre dynamique.

Une campagne géologique par sondage carotté.

- Essais de laboratoire

Les essais de reconnaissance in situ ont constitué en la réalisation de :

a- des essais pénétrométriques au nombre de 22 qui nous permettront de déterminer la résistance du sol à la pénétration et sur son degré d'homogénéité

b- des sondages d'une profondeur de 12 m a été réalisé pour nous permettre d'identifier la nature de la couche de fondation ainsi que la détermination de la succession lithologique du site.

c- des essais de laboratoire, comprenant les essais d'identification, des essais mécaniques ainsi que chimiques.

Ces essais nous permettent de mieux décrire et connaître la nature, les caractéristiques géotechnique des couches traversées et en particulier ceux de la couche de fondation.

1.3.1. Essais in situ :

- **Essais au Pénétromètre :**

Les essais pénétrométriques sont réalisés à l'aide du pénétromètre dynamique BORRO (type 2) dont le principe de fonctionnement et les caractéristiques sont expliqués ci-dessous :

- Principe de l'essai :

L'action du pénétromètre est d'ordre mécanique, elle consiste en l'enfoncement dans le sol par battage, un train de tige terminé par une pointe métallique à un rythme de 25coups/min.

L'appareil permet donc de mesurer en fonction de la profondeur l'enfoncement de l'outil et en déterminer la résistance minimale (RP) du sol.

Les résultats obtenus sont traduits sous forme d'un diagramme, portant en abscisses la résistance de pénétration à la pointe q_d et en ordonnées, la profondeur Z en m.

- **Sondage carotté :**

- Contexte géologique local :

Les cinq sondages révèlent de succession lithologique suivante de haut en bas dans le tableau suivant :

Les coupes de ces sondages montrent la lithologie suivante :

0,00m à 2,00m	Terre végétale
2,00m à 12,00m	Schiste argilisé caillouteux, peu compacte au début à intrusions calcaires jaunes très friable et à traces d'oxydation rougeâtres, de couleur marron verdâtre.

1.3.2. Essai au laboratoire :

Pour déterminer les caractéristiques géotechniques des couches rencontrées, différents essais sont effectués au laboratoire sur les échantillons de terrain, si possible non remanié, sont repérés avec le numéros du sondage correspondant, le niveau de prélèvement sa partie inférieure et sa partie supérieure.

Toutes les précautions sont prises pendant le transport, pour éviter les pertes de fines et conserver l'humidité naturelle de l'échantillon.

Les essais sont effectués dans les plus courts délais prélèvement par des personnes qualifiées, aptes à interpréter les résultats.

Leur objectif est d'identifier les sols et à cet effet, de déterminer :

- La masse volumique de l'échantillon.
- Détermination des teneurs en eau.
- Les limites d'Atterberg.
- Analyse granulométrique et sédimentométrique.
- Essais de caillement rectiligne à la boîte de Casagrande (non consolidé, non drainé).
- Essai de compressibilité à l'oedomètre.

1.3.2.1. Classification et détermination des caractéristiques physiques du sol :

Avant toute interprétation ou calcul, il faudrait présenter un tableau comportant toutes les caractéristiques physiques concernant notre sol.

a) Les caractéristiques physiques du sol :

- Les densités sèches γ_d sont comprises entre $1,72 \text{ t/m}^3$ et $1,84 \text{ t/m}^3$.
- Les densités humides γ_h varient entre $2,07 \text{ t/m}^3$ et $2,15 \text{ t/m}^3$.
- Les teneurs en eau W sont entre 15% et 21%.
- Poids volumique de grains solide $\gamma_s = 2,65 \text{ t/m}^3$.
- Les degrés de saturation S_r des sols analysés varient entre 89% et 100%.
- L'indice de consistance I_c , permet de donner une idée sur la structure des sols. Cet indice varie entre 1,02 et 1,84.

Cela signifie que les sols analysés sont très consistants.

Les résultats des caractéristiques physiques sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

$$\gamma_h = \gamma_d(1+W) \quad ; \quad \omega_{sat} = \gamma_\omega \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right)$$

Avec : $\gamma_{sat} = \gamma_\omega + \gamma'$; $\gamma' = \gamma_d \left(1 - \frac{\gamma_\omega}{\gamma_s} \right)$; $e = \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \right)$

$$\gamma_s = 2,65t/m^3 \quad ; \quad \gamma_\omega = 1,0t/m^3$$

Tableau 6.1. Tableau récapitulatif des résultats des caractéristiques physiques

Sondage N°	01	01	02	02	03
Profondeur(m)	5,7-6,00	7,2-7,5	5,20-5,50	6,70-7,00	5,00-5,30
Nature apparente du sol échantillonné	schiste	schiste	schiste	schiste	schiste
Densité sèche $\delta d(t/m^3)$	1,78	1,82	1,83	1,73	1,76
Teneur en eau naturelle W %	17,50	17,80	16,70	21,10	21,40
Degré de saturation Sr %	91,00	99,00	95,00	100	100
Densité humide $\delta h(t/m^3)$	2,09	2,15	2,14	2,10	2,13
$\gamma_{sat}(t/m^3)$	2,1	2,13	2,13	2,07	2,09
$W_{sat}(\%)$	18,44	17,2	16,9	20,06	19,08
Indice de vide (e)	0,48	0,45	0,44	0,65	0,5

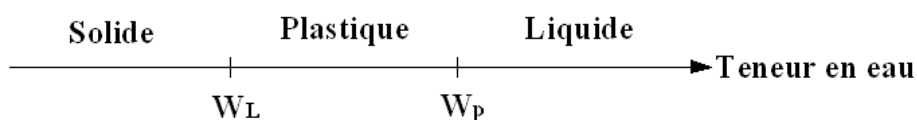
b) Classification du sol selon le système L.C.P.C :

Classification du **L.C.P.C** (laboratoire central des ponts et chaussée).

La classification du **L.C.P.C** répose d'abord sur l'étude de la courbe granulométrique, en tenant compte des abaques de casa grande et les limites d'atterberg.

Atterberg a défini conventionnellement à partir de la teneur en eau du sol ; les limites de divers états de consistance donnée.

- La limite de liquidité W_L sépare l'état liquide du plastique.
- La limite de plasticité W_P sépare l'état plastique du solide.



$$\text{A partir de } W_P \text{ et } W_L \text{ on calcul : } \begin{cases} I_P = W_L - W_P \\ I_c = \frac{W_L - W}{I_P} \\ I_L = \frac{W - W_P}{I_P} \end{cases}$$

Les résultats concernant la classification des échantillons sont regroupés dans le tableau qui suit :

Tableau 6.2. Classification du sol selon L.C.P.C

Sondage N°	01	01	02	02	03
Profondeur(m)	5,7-6,00	7,2-7,5	5,20-5,50	6,70-7,00	5,00-5,30
% des éléments en poids ayant un diamètre >80 µm	70	84	82	90	80
Nature du sol selon l'abaque de casagrande	Sol fin	Sol fin	Sol fin	Sol fin	Sol fin
W _L [%]	62,5	58,5	53,2	62,5	62,1
W _p [%]	28,3	36,4	21,4	28,4	22,2
I _p [%]	34,2	22,1	31,8	34,1	39,9
I _c [%]	1,31	1,84	1,14	1,21	1,02
Classification d'après casa grande	At	Lt	At	At	At

At : argile très plastique

Lt : limons très plastique

1.3.3. Essais mécaniques :

1.3.3.1. Essais de cisaillement rectiligne à la boîte de casa grande :

L'essai de cisaillement permet de déterminer les caractéristiques géotechniques fondamentales qui sont la cohésion « c » et l'angle de frottement interne « φ ».

(On a ; essais de cisaillement : consolidé, non drainé ⇒ CU)

- Cohésion : $0,5 < c_{cu} < 1,1$ bar.
- Angle de frottement : $17^\circ \leq \varphi \leq 27^\circ$.

1.3.3.2. Essais de compressibilité à l'odomètre :

Cet essai à pour but la détermination des caractéristiques mécaniques relative à la contrainte de pré consolidation (σ_c) et au coefficient de compression (C_c) et le coefficient de gonflement (C_g).

- Contrainte de pré consolidation : $2,26 < \sigma_c < 2,62$ bars.
- Coefficient de traction : $0,124 < C_c \leq 0,144$.
- Coefficient de gonflement : $0,052 < C_g < 0,075$.

Les résultats des essais mécaniques sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 1.3. Tableau récapitulatif des résultats des essais mécaniques

Sondage N°	01	01	02	02	03
Profondeur(m)	5,7-6,00	7,2-7,5	5,20-5,50	6,70-7,00	5,00-5,30
σ_c (bars)	/	2,62	/	2,26	/
C_s	/	0,143	/	0,125	/
C_g	/	0,053	/	0,074	/
φ°	20	17	22	23	/
C (bars)	1,0	0,76	1,0	0,91	/
σ_g (bars)	/	0,7	/	1,1	/

1.4. ETUDE D'HOMOGENEITE DES CARACTERISTIQUE PHYSIQUE ET MECANIQUE :

* Si : $V = \frac{\lambda}{\bar{x}} \leq 10\%$ on prend la moyenne des caractéristiques des différents échantillons.

* Si : $V = \frac{\lambda}{\bar{x}} \geq 10\%$ on prend le minimum des caractéristiques des différents échantillons.

Avec :

$$\lambda: \text{L'écart type} \left(\lambda = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n}} \right)$$

$$\bar{x} : \text{La moyenne} \left(\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i)}{n} \right)$$

V : Coefficient des différentes caractéristiques.

On trouve les résultats suivants :

Tableau 1.4. Étude d'homogénéité des caractéristiques du sol

Caractéristiques	\bar{x}	λ	V (%)	Test	Valeur prise en considération
γ_d (t/m ³)	1,78	0,16	8,98	<10%	1,78
W (%)	18,9	1,37	7,24	>10%	18,9
S _r (%)	97	1,78	1,83	<10%	97
γ_h (t/m ³)	2,12	0,16	7,54	<10%	2,12
γ_{sat} (t/m ³)	2,1	0,14	6,66	<10%	2,1
W _{sat} (%)	18,33	1,01	5,51	>10%	18,33
e	0,5	0,23	46	>10%	0,44
Φ	20,5	1,26	6,14	<10%	20,5
C	0,93	0,076	8,17	<10%	0,93

Synthèse du sol :

Au terme de cette étude, on dira que le terrain devant servir d'assiette au projet de 21 logement à ORAN, est constitué d'une couche de terre végétale sur une épaisseur maximale de 2,00 m couvant une épaisse couche de schiste dont l'état très altéré (argilisation) au sommet, sur les cinq premier mètres a engendré de faible résistance à la pénétration dynamique, cette formation est dense, plastique et gonflante .

Après l'étude des caractéristiques mécaniques on a constaté que (ϕ , c) sont homogène donc notre sol est relativement homogène.

Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol homogène sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 1.5 : Caractéristiques physiques et mécaniques du sol homogène

W (%)	γ_d (t/m ³)	γ_h (t/m ³)	γ_{sat} (t/m ³)	e	c (bar)	ϕ	σ_c (bar)	C_c	C_g
18,9	1,78	2,12	2,1	0,44	0,93	20,5	2,44	0,134	0,127

1.5. CAPACITÉ PORTANTE DU SOL :

La capacité portante admissible du sol peut être déterminée de deux manières :

- Soit à partir des essais mécaniques réalisés au laboratoire.
- Soit à partir des essais in situ.

a. A partir des essais in situ (pénétromètre dynamiques) :

A partir des essais de pénétromètre dynamique, la contrainte admissible peut être évaluée

d'après les résultats pénétrométriques en utilisant la formule suivante : $q_{adm} = \frac{q_d}{F}$

Avec :

q_d : La résistance dynamique en pointe.

F : Coefficient de sécurité.

$$\text{On : } \begin{cases} q_d = 40bars \\ F = 20 \end{cases}$$

$$q_{adm} = \frac{40}{20} = 2,00bars$$

b. partir des essais au laboratoire :

Pour une semelle isolée $\left(\frac{L}{B} \leq 5\right)$ la pression admissible sous une semelle isolée est donnée

$$\text{par la formule suivante : } q_{adm} = \gamma_1 D + \frac{\rho \gamma_2 N_\gamma(\varphi) + \gamma_1 D(N_q(\varphi) - 1) + 1,3CN_c(\varphi)}{F_s}$$

Le sol est un sol pulvérulent donc on a un comportement drainant (à court terme).

Avec : $\gamma_1 = \gamma_2 = \gamma'$: Poids volumiques déjaugé = $1,10 \text{ t/m}^3$.

$$\rho: \text{ Rayon moyen } \left(\rho = \frac{B}{2\left(1 + \frac{B}{L}\right)} \right)$$

Pour une semelle carrée $L=B$ on trouve $\rho = \frac{B}{4}$

On suppose une semelle carrée de dimension : $B = 2m \Rightarrow \rho = 0,5$

$$\text{Avec : } D = 8m \left(\geq \frac{h_b}{10} \right)$$

D : Fiche d'ancrage (à partir au niveau du terrain naturel).

F_s : Facteur de sécurité = 3.

c : Cohésion (c=0,93bar).

N_γ : Facteur de portance dû au poids des terres.

N_c : Facteur de portance dû à la cohésion.

N_q : Facteur de portance dû à la surcharge.

Les facteurs (N_γ , N_c , N_q) dépendent de l'angle de frottement φ .

$$\text{Pour } \varphi = 20,5^\circ \Rightarrow \begin{cases} N_\gamma = 5,1 \\ N_q = 6,9 \\ N_c = 15,07 \end{cases}$$

$$\Rightarrow q_{adm} = 11x8 + \frac{0,5x11x5,1 + 11x8 \times 6,9(20,5 - 1) + 1,3x0,93.15,07x20,5}{3} = 4168,65kN / m^2$$

Donc : $q_{adm2}=41,7\text{bars}$

Conclusion :

La contrainte admissible que l'on prend est le minimum des deux contraintes :

$$\sigma_{sol} = \min (q_{adm1} ; q_{adm2}) = \mathbf{2 \text{ bars.}}$$