

République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
UNIVERSITE IBN KHALDOUN – TIARET –
Faculté des sciences appliquées
Département de génie civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil

Spécialité : Structures.

Réalisé par :

✓ **RIHOU Meriem**

Thème

Etude d'un parking en R+ 3 à Tiaret

Soutenu publiquement le 14 / 07 / 2021 devant le jury:

Mr. A. SAOULA	MCA	Université Ibn Khaldoun à Tiaret	Président
Mr. T. BENSATTALAH	MCA	Université Ibn Khaldoun à Tiaret	Encadreur
Mr. M. ZIDOUR	Pr	Université Ibn Khaldoun à Tiaret	Examineur
Mr. T. HASSAINE DAOUADJI	Pr	Université Ibn Khaldoun à Tiaret	Examineur

Année universitaire: 2020/2021

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, je tiens à exprimer mon profonde gratitude et mes vifs remerciements :

Tous d'abord, je tiens à remercier Dieu le Clément et le Miséricordieux de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

À mes familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que je termine mes études.

*À mon promoteur **Dr BENSATLAH Tayeb**, pour m'avoir guidée pour la réalisation de cette étude et sa disponibilité à m'écouter à tout moment, et le soutien scientifique et moral qu'il m'a apporté.*

*À **Mr KADARI Mohamed** ingénieur au bureau d'étude, à qui je suis très reconnaissant pour ces remarques et ses conseils.*

À tous les enseignants et le personnel administratif de département de génie civil qui ont contribué à notre formation et à l'élaboration de ce présent travail.

A tous les personnes qui j'ai apporté leur aide et leur soutient,

Aux membres des jurys qui nous ont fait l'honneur d'examiner notre modeste travail.

À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

RIHOU Meriem

Résumé :

Le présent mémoire se porte sur l'étude d'un parking (R+3) à wilaya de Tiaret. Le projet vise à contribuer à l'aménagement de la ville de Tiaret. Il est conçu pour satisfaire les besoins de confort et de sécurité des usagers travaillant dans la zone d'implantation. La première partie décrit la conception architecturale et les environnements du projet. Cette partie a conduit vers la justification du projet. Ensuite, la deuxième se focalise surtout sur le côté technique selon les différentes méthodes, les règles BAEL 91/99, la méthode forfaitaire, le document technique unifié et bien d'autres. Finalement, la troisième partie se concentre sur le plan financier ayant permis d'étudier la faisabilité de l'ouvrage selon différents angles.

Mots clés: parking à étages, béton armé, rampe circulaire, modélisation.

Abstract:

This thesis focuses on the study of parking (R + 3) in wilaya of Tiaret. The project aims to contribute to the development of the city of Tiaret. It is designed to meet the comfort and safety needs of users working in the installation area. The first part describes the architectural design and the environments of the project. This part led to the justification of the project. Then, the second focuses mainly on the technical side according to the different methods, the BAEL 91/99 rules, the flat-rate method, the unified technical document and many others. Finally, the third part focuses on the financial plan, which has made it possible to study the feasibility of the work from different angles.

Keywords: multi-story car park, reinforced concrete, circular ramp, modeling.

ملخص:

تركز هذه الأطروحة على دراسة مبنى بطابق أرضي وثلاث طوابق لاستخدام مواقف السيارات في تيارت. يهدف المشروع إلى المساهمة في تطوير مدينة تيارت. إنه مصمم لتلبية احتياجات الراحة والأمان للسكان المنطقة. يصف الجزء الأول التصميم المعماري وبيئات المشروع. يمثل هذا الجزء إلى تبرير المشروع. يركز الجزء الثاني بشكل أساسي على الجانب الفني وفقاً للطرق المختلفة ، وقواعد خ م ن ح 91/99 ، وطريقة السعر الثابت ، والوثيقة الفنية الموحدة وغيرها . وأخيراً يركز الجزء الثالث على الخطة المالية التي أتاحت دراسة جدوى العمل من زوايا مختلفة.

الكلمات المفتاحية: موقف سيارات متعدد الطوابق ، خرسانة مسلحة ، منحدر دائري ، نمذجة

SOMMAIRE

Remerciements	I
Résumé	II
Sommaire	V
Liste des tableaux	X
Liste des figures	XIII
Introduction générale	1

PARTIE I : Environnement du projet

CHAPITRE I : Présentation du projet

I. 1. Localisation du projet	2
I. 2. Environnement du site	3
I. 2.1 Relief.....	3
I. 2.2. Climat	3

CHAPITRE II : Étude socio-économique

II. 1. Introduction	7
II. 2. Aspect sociaux.....	7
II.2.1. Démographie	7
II.2.2. Évolution de la population	7
II.2.3. Éducation.....	7
II.2.4. Santé.....	8
II.3. Aspect économique	8
II.3.1. Infrastructures économiques	8
II.3.2. Commerce	9
II.3.3. Tourisme.....	9
II.3.4. Transport	9

CHAPITRE III : Justification du projet

III. 1. Introduction.....	11
III. 2. Avantages du site	11
III. 3. Point de vue commerciale	11
III. 4. Point de vue parking	11

CHAPITRE IV : Description Architectural du projet

IV. 1. Situation du projet.....	13
IV.2. Architecture du projet.....	13
IV.3. Conception architecturale	13
IV.3.1. Parking proprement dit.....	13
IV.3.2. La rampe.....	14
IV.3.3. L'escalier.....	14
IV.3.4. L'ascenseur.....	15
IV.3.5. Les toilettes	16
IV.4. Confort	16
IV. 5. Proposition et choix de variantes	17

PARTIE II : Études techniques

CHAPITRE V : Descente des charges et pré dimensionnement des éléments

V. 1. Introduction.....	20
V. 2. Règlements de calcul.....	20
V. 3. Hypothèses de calcul.....	20
V. 3.1. États limites.....	20
V. 3.2. Combinaisons d'actions	20
V. 4. Caractéristiques des matériaux de construction utilisés.....	21
V. 4.1. Le béton.....	21
V. 4.2. L'acier de ferrailage	24
V. 5. Pré dimensionnement des éléments	26
V. 5.1. Plancher.....	26
V.5.2. Rampe.....	26
V.5.3. Poutre	26
V.5.4. Pré dimensionnement des voiles	27
V.6. Évaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.....	28
V.6.1. Plancher terrasse inaccessible	29
V.6.2. Plancher étage courant	29
V.6.3. mur extérieur	29
V.6.4. Surcharges d'exploitation.....	30
V.7. Descente des charges et pré dimensionnement des poteaux	30
V.7.1. La formule générale	30

V.7.2. Pré dimensionnement de poteau central.....	31
---	----

CHAPITRE VI : Étude des éléments secondaires

VI.1.Introduction.....	34
VI.2. Étude de l'acrotère.....	34
VI.2.1. Définition.....	34
VI.2.2. Évaluation des charges appliquée sur l'acrotère.....	34
VI.2.3. Calcul des moments.....	35
VI.2.4. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU.....	36
VI.2.5. Vérification au cisaillement.....	37
VI.2.6. Vérification de contrainte d'adhérence.....	37
VI.2.7. Calcul des armatures de répartition.....	37
VI.2.8. Vérification des espacements des barres.....	38
VI.2.9. Vérification à l'ELS.....	38
VI.3. Étude des escaliers.....	40
VI.3.1. Définition.....	40
VI.3.2. Calcul de l'escalier.....	41
VI.3.3. Calcul du voile.....	49
VI.4. Étude de la dalle machine.....	51
VI.4.1.Étude de la dalle machine d'ascenseur.....	51
VI.5. Étude du plancher dalle pleine.....	58
V.5.1. Calcul des sollicitations.....	58
V.5.2. Ferrailage en travée.....	59
V.5.3. Ferrailage en appui.....	61
V.5.4. Calcul des armatures transversales de la dalle.....	62
VI.6. Étude de la rampe.....	64

CHAPITRE VII : Étude dynamique de la structure

VII.1. Introduction.....	65
VII.2. Objectifs de l'étude sismique.....	65
VII.3. Classification de l'ouvrage selon le RPA 99 /2003.....	65
VII.3.1. Zone sismique.....	65
VII.3.2. Importance de l'ouvrage.....	65
VII.4. Méthodes de calcul de l'action sismique.....	65
VII.4.1. La méthode statique équivalente.....	65
VII.4.2. La méthode modale spectrale.....	66
VII.5. Choix de la méthode de calcul.....	66
VII.6. Modélisation mathématique.....	66

VII.7. Modélisation de la structure	66
VII.7.1. Modélisation	66
VII.7.2. Le spectre de réponse de calcul	67
VII.7.3. Détermination des paramètres du spectre de réponse.....	67
VII.7.4. Nombre de modes à considérer	70
VII.7.5. Disposition des voiles.....	70
VII.7.6. Détermination du poids total de la structure	73
VII.7.7. Détermination de l'effort sismique par La méthode statique équivalente.....	74
VII.7.8. Détermination de l'effort sismique par La méthode modale spectrale.....	74
VII.7.9. Distribution de résultante des forces sismique selon la hauteur.....	76
VII.8. Vérification des conditions réglementaires	77
VII.8.1. Vérification de l'effort tranchant.....	77
VII.8.2. L'effet de l'excentricité accidentelle	78
VII.8.3. Vérification des déplacements inter étage	79
VII.8.4. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	80
VII.8.5. Vérification vis-à-vis du renversement	81

CHAPITRE VIII : Étude des éléments principaux

VIII. 1. Introduction.....	83
VIII. 2. Ferrailage des poteaux	83
VIII. 2. 1. Introduction.....	83
VIII. 2. 2. Recommandation selon RPA 99 /2003	83
VIII. 2. 3. Combinaisons d'actions.....	84
VIII. 2. 4. Vérification de l'effort normal réduit	85
VIII. 2. 5. Calcul des armatures longitudinales	85
VIII. 2. 6. Vérification des poteaux à l'ELU	90
VIII. 2. 7. Calcul des armatures transversales des poteaux.....	91
VIII. 2. 8. Vérification des poteaux à l'ELS.....	92
VIII.3. Ferrailage des poutres	93
VIII. 3. 1. Introduction.....	93
VIII. 3. 2. Recommandation selon RPA 99 /2003	93
VIII. 3. 3. Les combinaisons du calcul	94
VIII. 3. 4. Présentation de la méthode de calcul.....	94
VIII. 3. 5. Ferrailage des poutres	96
VIII.4. Ferrailage des voiles	102
VIII. 4. 1. Introduction.....	102
VIII. 4. 2. Recommandation selon RPA 99 /2003	102

VIII. 4. 3. Combinaisons du calcul	103
VIII. 4. 4. Calcul du ferrailage des voiles.....	103
CHAPITRE IX : Étude de l'infrastructure	
IX. 1. Introduction.....	109
IX. 2. Étude de mur de soutènement.....	109
IX.2.1. Introduction	109
IX.2.2. Pré dimensionnement du mur de soutènement.....	109
IX.2.3. Détermination des sollicitations	109
IX.2.4. Calcul de ferrailage	111
IX.3. Étude des fondations.....	112
IX.3.1. Introduction	112
IX.3.2. Pré dimensionnement du radier.....	112
IX. 3.3. Ferrailage du radier nervurée	118

PARTIE III : Etudes financières

CHAPITRE X : Devis descriptif

X.1. Introduction	128
X.2. Devis descriptif	128
X.3. Détail quantitatif et estimatif.....	135

CHAPITRE XI : Planning d'exécution

XI.1. Introduction.....	136
Conclusion.....	138
Bibliographie	139
Webographie.....	140

Annexe

LISTE DES TABLEAUX

Partie I : Environnement du projet

Chapitre I : Présentation du projet

Tableau (I.1) : Évolution de la température mensuelle à Tiaret [°C].....	4
Tableau (I.2) : Évolution de la pluviométrie mensuelle à Tiaret [mm]	5

Chapitre II : Étude socio-économique

Tableau (II.1) : Evolution annuelle de la population dans la région Tiaret	7
Tableau (II.2) : Répartition des infrastructures scolaires	8
Tableau (II.3) : Nombre des infrastructures sanitaires.....	8
Tableau (II.4) : Consistance du réseau routier de Tiaret.....	9

Chapitre IV : Description architectural du projet

Tableau (IV.1) : Normalisation des dimensions d'un escalier.....	15
Tableau (IV.2) : Dimensions de la construction d'un ascenseur.	16
Tableau (IV.3) : Barème de notation pour l'analyse multicritères	17
Tableau (IV.4) : Analyse multicritères de l'ossature	17
Tableau (IV.5) : Analyse multicritères du plancher.....	18
Tableau (IV.6) : Analyse multicritères du mur	18

Partie II : Études techniques

Chapitre V : Descente des charges et pré dimensionnement des éléments

Tableau (V.1) : Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e	24
Tableau (V.2) : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible	29
Tableau (V.3) : Charges permanentes du plancher étage courant.....	29
Tableau (V.4) : Charges permanentes du mur extérieur	29
Tableau (V.5) : Surcharge d'exploitation	30
Tableau (V.6) : Descente de charge (poteau central)	31
Tableau (V.7) : Pré dimensionnement des poteaux	32

Chapitre VI : Étude des éléments secondaires

Tableau (VI.1) : Charges permanentes sur le palier.....	42
Tableau (VI.2) : Charges permanentes sur la volée	42
Tableau (VI.3) : Tableau récapitulatif de calcul des armatures de volée.....	45
Tableau (VI.4) : Tableau récapitulatif des vérifications de volée à l'ELU.....	45
Tableau (VI.5) : Tableau récapitulatif des vérifications de volée à l'ELS	46

Tableau (VI.6) : Vérification de la flèche -rez de chausser-	48
Tableau (VI.7) : Combinaison des charges appliquées sur la dalle machine.....	52
Tableau (VI.8) : Tableau récapitulatif des moments de la dalle machine.....	55
Tableau (VI.9) : Tableau récapitulatif des sections d'armatures de la dalle machine	55
Tableau (VI.10) : Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS de la dalle machine	57
Tableau (VI.11) : Tableau récapitulatif des sollicitations les plus défavorables	59
Tableau (VI.12) : Tableau récapitulatif de calcul des armatures de la dalle en travée	59
Tableau (VI.13) : Tableau récapitulatif des vérifications de la dalle en travée à l'ELU.	60
Tableau (VI.14) : Tableau récapitulatif des vérifications de la dalle en travée à l'ELS	60
Tableau (VI.15) : Tableau récapitulatif de calcul des armatures de la dalle en appui	61
Tableau (VI.16) : Tableau récapitulatif des vérifications de la dalle en appui à l'ELU	61
Tableau (VI.17) : Tableau récapitulatif des vérifications de la dalle en appui à l'ELS.....	62

Chapitre VII : Étude dynamique de la structure

Tableau (VII.1) : Valeur des pénalités.	68
Tableau (VII.2) : Mode de vibration et taux de participation massique	71
Tableau (VII.3) : Poids totale du bâtiment.....	74
Tableau (VII.4) : Effort tranchant modale	75
Tableau (VII.5) : Vérification de l'indépendance des modes	76
Tableau (VII.6) : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	77
Tableau (VII.7) : Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure.....	77
Tableau (VII.8) : Coordonnée de centre de gravité et de centre de rigidité.....	78
Tableau (VII.9) : Excentricité théorique dans les deux sens	79
Tableau (VII.10) : Déplacement inter-étage dans e sens XX	80
Tableau (VII.11) : Déplacement inter-étage dans e sens YY	80
Tableau (VII.12) : Vérification fe l'effet P- Δ sens XX	81
Tableau (VII.13) : Vérification fe l'effet P- Δ sens YY.....	81
Tableau (VII.14) : Moment de renversement.....	82

Chapitre VIII : Étude des éléments principaux

Tableau (VIII.1) : Valeur des paramètres de calcul dans les différentes situations.....	83
Tableau (VIII.2) : Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux	85
Tableau (VIII.3) : Vérification de l'effort normal réduit	85
Tableau (VIII.4) : Sollicitations et paramètres de poteau	89
Tableau (VIII.5) : Tableau récapitulatif de calcul de ferrailage longitudinal des poteaux	90
Tableau (VIII.6) : Choix de ferrailage longitudinal pour les poteaux	90
Tableau (VIII.7) : Vérification de pourcentage maximal des armatures dans les poteaux.....	90
Tableau (VIII.8) : Tableau récapitulatif des vérifications des poteaux à l'ELU.....	91

Tableau (VIII.9) : Tableau récapitulatif de calcul des armatures transversales des poteaux ..	91
Tableau (VIII.10) : Tableau récapitulatif des vérifications des poteaux à l'ELS	92
Tableau (VIII.11) : Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres principales	96
Tableau (VIII.12) : Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres secondaires	97
Tableau (VIII.13) : Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres de la rampe.	97
Tableau (VIII.14) : Tableau récapitulatif de vérification de la poutre principale à l'ELU	97
Tableau (VIII.15) : Tableau récapitulatif de vérification de la poutre secondaire à l'ELU.....	98
Tableau (VIII.16) : Tableau récapitulatif de vérification de la poutre de la rampe à l'ELU ..	98
Tableau (VIII.17) : Tableau récapitulatif de calcul des armatures transversales de poutre.....	98
Tableau (VIII.18) : Tableau récapitulatif de vérification de la poutre principale à l'ELS	99
Tableau (VIII.19) : Tableau récapitulatif de vérification de la poutre secondaire à l'ELS	99
Tableau (VIII.20) : Tableau récapitulatif de vérification de la poutre de la rampe à l'ELS... ..	99

Chapitre IX : Étude de l'infrastructure

Tableau (IX.1) : Vérification de mur de soutènement à l'ELU.	111
Tableau (IX.2) : Vérification de mur de soutènement à l'ELS	111
Tableau (IX.3) : Vérification de la stabilité au renversement du radier	117
Tableau (IX.4) : Vérification des contraintes de sol sous le radier.....	118
Tableau (IX.5) : Tableau récapitulatif des moments de la dalle de radier	120
Tableau (IX.6) : Tableau récapitulatif de calcul des armatures des panneaux de radier	120
Tableau (IX.7) : Tableau récapitulatif de vérification des panneaux de radier.....	121
Tableau (IX.8) : Charge uniformément répartie équivalente de la nervure	121
Tableau (IX.9) : Tableau récapitulatif de calcul des armatures de la nervure	122
Tableau (IX.10) : Tableau récapitulatif de vérification de la nervure à l'ELU	122
Tableau (IX.11) : Tableau récapitulatif de vérification de la nervure à l'ELS	123
Tableau (IX.12) : Tableau récapitulatif de ferrailage des débords	124
Tableau (IX.13) : Tableau récapitulatif de vérification des débords.	124

Partie III : Études financières

Chapitre X : Devis quantitatif et estimatif

Tableau (X.1) : Devis descriptif du projet.	129
Tableau (X.2) : Récapitulation de DQE.....	135

LISTE DES FIGURES

Partie I : Environnement du projet

Chapitre I : Présentation du projet

Figure (I.1) : Vue satellite de site	2
--	---

Chapitre IV : Description architectural du projet

Figure (IV.1) : Situation de l'enceinte « A »	13
---	----

Figure (IV.2) : Pentés habituelles des éléments d'accès inclinés des bâtiments.....	14
---	----

Figure (IV.3) : Dimension à respecter dans un WC.....	16
---	----

Partie II : Études techniques

Chapitre V : Descente des charges et pré dimensionnement des éléments

Figure (V.1) : Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU.....	25
---	----

Figure (V.2) : Pré dimensionnement des voiles	28
---	----

Chapitre VI : Étude des éléments secondaires

Figure (VI.1) : Acrotère terrasse inaccessible.....	34
---	----

Figure (VI.2) : Section de calcul d'acrotère	35
--	----

Figure (VI.3) : Schéma de ferrailage d'acrotère de la terrasse inaccessible	39
---	----

Figure (VI.4) : Schéma d'escalier à paillasse.....	40
--	----

Figure (VI.5) : Schéma statique d'escalier à l'ELU	43
--	----

Figure (VI.6) : Schéma statique d'escalier à l'ELS	43
--	----

Figure (VI.7) : Diagramme de moment fléchissant d'escalier l'ELU.....	44
---	----

Figure (VI.8) : Diagramme de l'effort tranchant d'escalier à l'ELU	44
--	----

Figure (VI.9) : Diagramme de moment fléchissant d'escalier à l'ELS.....	44
---	----

Figure (VI.10) : Section de calcul d'escalier	45
---	----

Figure (VI.11) : Schéma de ferrailage de l'escalier	48
---	----

Figure (VI.12) : Schéma de ferrailage des voiles	50
--	----

Figure (VI.13) : Schéma d'un ascenseur mécanique.	51
--	----

Figure (VI.14) : Schéma de la dalle machine de l'ascenseur	52
--	----

Figure (VI.15) : Diffusion de charge localisée dans le feuillet moyen	53
---	----

Figure (VI.16) : Schéma de ferrailage de la dalle machine d'ascenseur.....	58
--	----

Figure (VI.17) : Schéma statique de travée 1 (coupe CC)	58
---	----

Figure (VI.18) : Diffusion de charge localisée dans le feuillet moyen	61
---	----

Figure (VI.19) : Schéma de ferrailage de plancher dalle pleine.....	63
---	----

Figure (VI.20) : Schéma pour réalisation de rampe circulaire.....	64
---	----

Chapitre VII : Étude dynamique de la structure

Figure (VII.1) : Modèle de la structure en 3D.....	67
Figure (VII.2) : Spectre de réponse de calcul	69
Figure (VII.3) : Disposition des voiles.....	70
Figure (VII.4) : Premier mode (translation XX)	72
Figure (VII.5) : deuxième mode (translation YY)	72
Figure (VII.6) : Troisième mode (torsion ZZ)	73

Chapitre VIII : Étude des éléments principaux

Figure (VIII.1) : Schéma de ferrailage des poteaux.....	93
Figure (VIII.2) : Ferrailage de la poutre principale	101
Figure (VIII.3) : Ferrailage de la poutre secondaire	101
Figure (VIII.4) : Ferrailage de la poutre de la rampe	101
Figure (VIII.5) : Schéma de ferrailage de voile	107

Chapitre IX : Étude de l'infrastructure

Figure (IX.1) : Schéma du mur de soutènement.	109
Figure (IX.2) : Contraintes due à la poussée des terres et à la surcharge.....	110
Figure (IX.3) : Schéma de ferrailage du radier en appui avec le mur de soutènement...	125
Figure (IX.4) : Schéma de ferrailage du radier en travée avec le mur de soutènement ..	126

Partie III : Études financières

Chapitre XI : Planning d'exécution

Figure (XI.1) : Planning d'exécution du projet.....	136
---	-----

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction générale :

L'aboutissement d'un projet de construction d'ouvrage de génie civil en général est le fruit d'un long travail fait par une équipe pluridisciplinaire ayant des domaines de compétences assez variés. Le rôle de l'ingénieur dans cette équipe est de concevoir, d'analyser et de dimensionner les différents éléments porteurs de l'ouvrage ainsi que d'assurer sa fonctionnalité, sa résistance mécanique pendant la durée d'exploitation tout en réduisant le plus possible le coût financier de son édification.

A partir des plans fournis par le bureau d'architecture, il sera procédé à une bonne répartition des différents éléments porteurs de la structure tout en tenant compte des contraintes mécaniques et des conditions d'utilisation de l'ouvrage.

A cet effet, et à travers le monde, on a mis au point des règlements visant à mieux concevoir les constructions en zones sismiques et à réaliser des structures sûres et durables. Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondie, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

En Algérie les expériences vécues, depuis le séisme dévastateur d'El Asnam en 1980 jusqu'au séisme de Boumerdes en 2003 qui a fait des milliers de victimes a contraint les pouvoirs publics à instruire les experts du génie civil afin d'élaborer un règlement parasismique rigoureux tenant compte de la vulnérabilité sismique des régions nordiques en particulier le littoral dont l'activité sismique est prouvée.

Dans le présent travail nous présenterons l'étude détaillée d'un parking en béton armé avec étage.

C'est un projet qui présente des particularités dans la mesure où il est constitué d'une ossature en béton armé, ce qui nécessite le recours aux différents règlements de conception de structures en béton armé. C'est pourquoi nous l'avons choisi comme projet de fin d'études.

L'étude de ce projet est structurée en trois parties :

- La première consiste à l'environnement du projet : présentation du projet, étude socio-économique, description architectural du projet...
- La deuxième partie est entièrement consacrée à l'étude technique du projet : pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux de la structure, l'étude dynamique du bâtiment, l'étude de l'infrastructure...
- Dans la troisième partie du projet nous avons procédé au l'étude financière : devis quantitatif et estimatif, planning d'exécution.

L'étude de notre projet est faite conformément aux règlements actuellement en vigueur dans notre pays:

- BAEL 91/version 99, CBA 93 (calcul des éléments en béton armé).
- RPA 99/version 2003 (règlements sismiques).
- DTR B.C2.2 (charges et surcharges applique sur la structure).

PARTIE I :
ENVIRONNEMENT DU
PROJET

CHAPITRE I :
PRESENTATION DU PROJET

I. 1. Localisation du projet :

Le présent projet est prévu bâti à la wilaya de Tiaret, en face de la gare routière Ain Guesma, dans l'enceinte « A » pour servir l'hôtel Bakir et le marché hebdomadaire. Ceci se trouve dans la commune de Tiaret à quelques minutes du centre-ville.

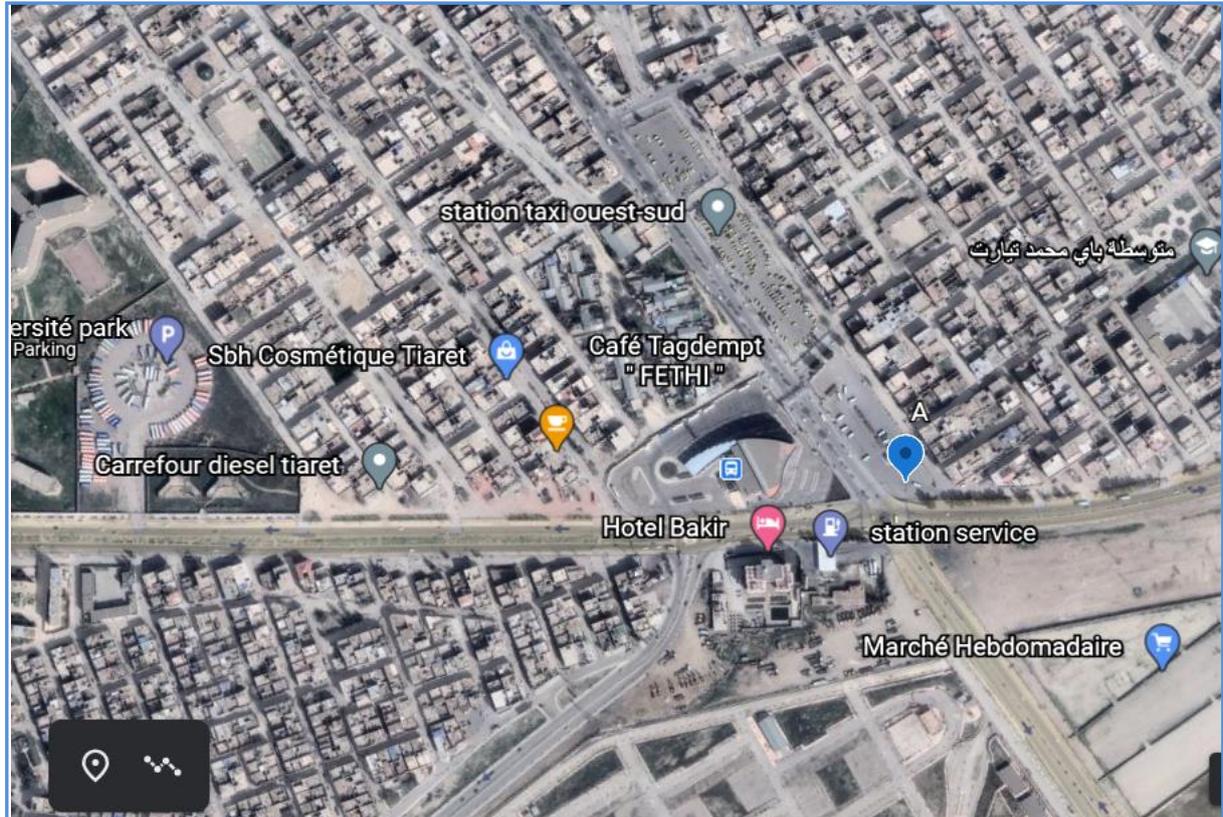


Figure (I.1) : Vue satellite du site

Source : Google Earth

I. 2. Environnement du site :

Le site du projet est localisé à la latitude 35°20'39" nord et la longitude 1°19'45" est.

La ville de Tiaret est située à 1143 m (altitude de col), sur les flancs du Djebel Guezoul qui fait partie de la chaîne de l'Atlas tellien boisé principalement par des variétés de cyprès et pin d'Alep. La ville s'étend sur une superficie de 111,45 km². Tiaret délimitée par 07 wilayas:

- Au Nord par: Tissemsilt et Relizane.
- Au sud par: Laghouat et Al-bayadh.
- A l'Est par: Djelfa.
- A l'Ouest par: Mascara et Saida

On peut arriver à Tiaret par voie routière et par voie aérienne :

- Par route à partir d'Alger via Tissemsilt RN 14.
Oran via Relizane RN 24.
Constantine et Sétif via Djelfa RN 40.
Béchar via Saida RN 14.
- Par avion : grâce à l'aéroport de Bouchakif.

I. 2. 1. Relief :

La wilaya de Tiaret est subdivisée en 42 communes regroupées dans quatorze (14) daïras : 1. Tiaret 2. Sougueur 3. Aïn Deheb 4. Aïn Kermes 5. Freneda 6. Dahmoni 7. Mahdia 8. Hamadia 9. Ksar Chellala 10. Medroussa 11. Mechraa Sfa 12. Rahouia 13. Oued Lilli 14. Meghila. Elle se trouve à 1150m d'altitude et s'étend sur une superficie de 20399,10 Km².

Son espace est hétérogène et composé :

- D'une zone montagneuse au Nord.
- Des hauts plateaux au centre.
- Des espaces semi-arides au Sud.

Le reste de ma wilaya représente les hautes plaines limitées par :

- La cuvette du chott Chergui au Nord.
- Les plateaux du Sersou au Sud.

I. 2. 2. Climat :

La région de Tiaret se caractérise par un climat continental très froid en hiver et chaud en été. Tiaret est caractérisée par d'abondantes plaines, forêts, montagnes et vallées. Ces caractéristiques climatiques et géographiques en ont fait une destination pour les visiteurs et les touristes pour développer plusieurs types d'activités touristiques climatiques, comme l'errance dans la nature, le camping, la chasse sauvage, la chasse dans les barrages et les sports de montagne. La région de Tiaret recèle une richesse forestière constituée : cèdres, pins, eucalyptus, chênes et lièges.

I. 2. 2. 1. Température :

La saison à Tiaret est très chaude dure 2,8 mois, du juin au septembre, avec une température quotidienne moyenne maximale supérieure à 29°C. Le jour le plus chaud de l'année est le 29 juillet, avec une température moyenne maximale de 36°C et minimale 18°C.

La saison fraîche dure 4,2 mois, du novembre au mars avec une température quotidienne moyenne maximale inférieure à 15°C. Le jour le plus froid de l'année est le 19 janvier, avec une température moyenne minimale de 1°C et maximale de 12°C.

Tableau (I.1) : *Évolution de la température mensuelle à Tiaret [°C]*

Année/Mois	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	
2020	T _{Max}	12,5°	18,8°	16,7°	19,5°	27,9°	30,6°	36,6°	36,3°	29,3°	22,7°	18,7°	11,7°
	T _{Min}	-0,6°	1,7°	4,9°	8,0°	10,6°	13,5°	18,6°	18,7°	13,6°	7,8°	6,6°	3,6°
2019	T _{Max}	10,0°	12,3°	15,5°	17,9°	23,9°	32,9°	36,9°	35,3°	30,1°	24,0°	14,2°	14,1°
	T _{Min}	1,1°	-1,0°	2,3°	4,9°	7,5°	13,7°	18,6°	18,6°	14,6°	8,9°	6,1°	3,8°
2018	T _{Max}	12,6°	10,6°	14,0°	18,6°	20,3°	28,1°	36,6°	32,7°	29,6°	20,6°	15,9°	15,0°
	T _{Min}	1,5°	0,3°	4,5°	6,7°	7,7°	12,1°	18,2°	16,2°	15,5°	8,9°	5,0°	1,4°
2017	T _{Max}	9,9°	14,8°	18,3°	21,7°	28,4°	33,6°	36,8°	36,0°	29,2°	24,3°	16,7°	10,1°
	T _{Min}	-0,1°	2,8°	3,5°	5,4°	11,3°	17,0°	18,7°	19,4°	13,3°	8,0°	3,0°	1,8°
2016	T _{Max}	15,2°	14,2°	14,2°	20,4°	25,2°	31°	36,5°	35,1°	29,5°	26,7°	16°	12,9°
	T _{Min}	2,9°	4,1°	2,8°	6,2°	9,3°	13,3°	18,1°	16,7°	13,7°	11°	5,6°	2,5°
2015	T _{Max}	11,9°	8,7°	16,2°	23,6°	28,7°	29,6°	36,8°	35°	27,4°	23,2°	17,2°	16,7°
	T _{Min}	0,7°	2°	2,5°	7,5°	10,6°	13,2°	18,3°	19,8°	14,5°	11,8°	4,9°	2°

Source: Météo Tiaret, 2021

I. 2. 2. 2. Pluviométrie :

À Tiaret, la probabilité de précipitation en mai diminue très rapidement, à 22% en début de mois et à 13% en fin de mois. La haute probabilité de précipitation de l'année est 26% le 14 février et la plus basse probabilité est 2% le 20 juillet.

La période pluvieuse de l'année dure 9,8 mois, du août au juin, avec une chute de pluie d'au moins 13 millimètres sur une période glissante de 31 jours centrée sur chaque jour.

La pluviométrie moyenne sur une période glissante de 31 jours en mai à Tiaret diminue, commençant le mois à 49 millimètres et rarement supérieure à 101 millimètres ou inférieure à 6 millimètres et rarement supérieure à 58 millimètres ou inférieure à 2 millimètres.

Tableau (I.2) : *Évolution de la pluviométrie mensuelle à Tiaret [mm]*

Année/Mois		Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.
2020	Pluie	21	1	31	103	34	3	1	3	8	9	25	67
	Nb de jours	9	3	21	21	10	8	5	6	8	5	12	18
2019	Pluie	95	29	28	45	20	1	14	24	48	8	102	45
	Nb de jours	15	6	12	15	6	3	14	15	16	8	24	9
2018	Pluie	8	14	41	36	14	23	1	4	24	21	18	14
	Nb de jours	5	10	22	14	11	4	3	7	12	11	10	2
2017	Pluie	41	5	3	7	17	11	2	10	1	8	18	21
	Nb de jours	11	9	4	6	7	9	3	13	4	4	5	13
2016	Pluie	14	29	36	21	12	5	5	1	9	7	19	16
	Nb de jours	9	14	10	14	11	7	7	3	8	5	11	10
2015	Pluie	16	25	11	6	5	9	1	12	21	57	7	3
	Nb de jours	9	16	14	8	6	11	1	17	15	11	6	4

Source: Météo Tiaret, 2021

Conclusion :

Le projet sera implanté à Tiaret. Le site étant un vaste plein, l'implantation ne nécessitera pas beaucoup de travaux de terrassement. La température ambiante de la ville est dans la moyenne, ni trop froid pour qu'il y ait de la neige et ni trop chaud pour provoquer une dilatation importante des éléments constituant l'immeuble. La pluviométrie est assez faible, avec quelques passages annuels de vent, ce qui ne présente pas un grand danger pour l'ouvrage. L'environnement du projet est plus que favorable à la construction.

CHAPITRE II :
ETUDE SOCIO-ECONOMIQUE

II. 1. Introduction :

Ce chapitre permettra de déterminer les différents acteurs économiques, d'évaluer le comportement social de la population afin d'évaluer la rentabilité du projet.

II. 2. Aspect sociaux :**II. 2. 1. Démographie :**

Tiaret est une wilaya d'Algérie en Afrique du nord. Elle compte plus de 1 159 422 habitants sur une superficie de 20 399,10 km². La densité de population de la wilaya est donc plus de 57habitants par Km². Soit un taux d'accroissement annuel moyen de 1,2%.Tiaret est marquée par une croissance démographique importante et représente actuellement 3 % de la population d'Algérie.

II. 2. 2. Évolution de la population :

En 1998, la population dans la Région Tiaret est estimée à 705 760 habitants alors qu'en 2020, elle atteint les 1 159 422 habitants. Si on fait une projection, ce chiffre atteindra 2 798 748 en 2025. L'évolution de la population de 2010 à 2020 est récapitulée dans le tableau suivant :

Tableau (II.1) : Evolution annuelle de la population dans la région Tiaret

Daïra	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020
Tiaret	209 364	213 551	217 822	222 179	226 623	231 155	235 687	240 219	244 751	249 283	253 815
Sougueur	111 228	113 205	115 219	117 273	119 365	121 498	123 631	125 764	127 897	130030	132 163
Ain Deheb	44682	44 869	45 063	45 265	45 475	45 692	45 909	46 126	46 343	46 560	46 777
Ain Kermes	50 814	51 739	52 682	53 645	54 627	55 629	56 631	57 633	58 635	59 637	60 639
Frenda	106 563	108 015	109 487	110 979	112 492	114 025	115 558	117 091	118 624	120 157	121 690
Dahmoni	36 665	37 314	37 975	38 647	39 332	40 029	40 726	41 423	42 120	42 817	43 514
Mahdia	60 469	60 952	61 438	61 928	62 423	62 921	63 419	63 917	64 415	64 913	65 411
Hamadia	44 606	45 264	45 936	46 621	47 320	48 032	48 744	49 456	50 168	50 880	51 592
Ksar Chellala	80 598	82 591	84 637	86 738	88 894	91 107	93 320	95 533	97 746	99 959	102 172
Medroussa	32 858	33 430	34 013	34 608	35 213	35 830	36 447	37 064	37 681	38 298	38 915
Mechraa Sfa	26 258	26 357	26 458	26 559	26 662	26 765	27 868	27 971	28 074	28 177	28 280
Rahouia	33 064	33 802	34 557	35 331	36 122	36 932	37 742	38 552	39 362	40 172	40 982
Oued Lilli	23 616	23 707	23 799	23 892	23 985	24 079	24 173	24 267	24 361	24 455	24 549
Meghila	13 266	13 424	13 584	13 746	13 910	14 077	14 244	14 411	14 578	14 745	14 912
Total Wilaya	874 050	888 220	902 672	917 411	932 442	947 772	990 102	1 032 432	1 074 762	1 117 092	1 159 422

Source : ONS 2020

II. 2. 3.Éducation :

L'éducation est considérée comme étant l'une des principales sources de développement. La ville compte plusieurs établissements publics ou privés, dont des universités, des lycées, des collèges et, des écoles primaires. Il existe également plusieurs établissements de formation professionnelle et de formation en manufacture.

Cependant, malgré le nombre abondant d'établissement d'enseignements dans la ville, le taux de scolarisation diminue au fur et à mesure que le niveau d'étude augmente.

Tableau (II.2) : Répartition des infrastructures scolaires, des élèves par cycle d'enseignement

	Primaire	Moyen	Secondaire	universitaire
Nombre d'établissement	91	35	17	10
Nombre d'élèves	30 694	21 502	10 929	30 828
Pourcentage %	24,7	25,2	15,0	5,6

Source : ONS 2020

II. 2. 4. Santé :

Le nombre moyen de malades dans les ménages en une semaine est de 218 personnes dont 28 % des enfants de moins de 5 ans. Les types de maladie cités pour les moins de 5 ans sont par ordre d'importance, la fièvre/grippe, la diarrhée et les infections respiratoires aiguës. Pour les plus de 5 ans, il s'agit surtout de la grippe.

Les 51 % des ménages ayant un membre malade consultent un médecin. Pour les autres, les motifs évoqués sont, par ordre d'importance : maladie jugée non grave et pas d'argent. Il faut signifier que la santé fait partie des luxes que la majorité des ménages n'ont pas le privilège d'avoir.

Cependant, l'accès aux soins est un élément crucial de la santé. C'est en effet l'objectif de plusieurs organisations et projets, de viser à faciliter l'accès au soin pour la population. Les autorités de la commune de Tiaret ne cessent de trouver des solutions pour augmenter le nombre des équipements sanitaires pour que ces derniers répondent aux besoins de la population.

Tableau (II.3) : nombre des infrastructures sanitaires

Établissements	nombre
E.P.H	5
E.P.S.P	7
Polyclinique	41
Cabinet spécialiste	74
Cabinet généraliste	127
Cabinet dentaire	58
Pharmacie	196

Source : ONS 2020

II. 3. Aspect économique :

II. 3. 1. Infrastructures économiques :

II. 3. 1. 1. Infrastructures routières :

Les infrastructures routières permettent non seulement de désenclaver les communes inaccessibles, mais aussi d'assurer le bon acheminement des produits depuis les zones productrices vers les consommateurs. Tiaret dispose d'un réseau routier relativement dense, de 1962 km, dont 90.1% bitumés, 9.9 % en terre.

Tableau (II.4) : *Consistance du réseau routier de Tiaret*

Route nationale	646 km
Chemin de wilaya	651 km
Chemin communal	665 km
Total réseau routier	1962 km

Source : ONS 2020

II. 3. 1. 2. Réseau électrique :

Le réseau électrique des régions de Tiaret a été affecté par les destructions pendant la décennie noire, le taux de couverture électrique en milieu rural ayant enregistré un bond qualitatif d'environ 70% en 1999 à 90% en 2020.

Quant aux énergies renouvelables, elles sont exploitées en très petites proportions dans la wilaya.

II. 3. 2. Commerce :

À Tiaret, l'édification des grandes surfaces n'a débuté qu'en 1999. Depuis, le nombre de marchés, boutiques, grandes surfaces et centres commerciaux ne cesse d'augmenter à cause de la mondialisation et du libre échange international. De plus, beaucoup de jeunes en sont intéressés vu que c'est une activité facile à intégrer.

Le marché est composé de plusieurs produits locaux de consommation et d'autres.

II. 3. 3. Tourisme :

La wilaya de Tiaret dispose de:

- 09 Hôtel dont 03 hôtels classés.
- 03 Agences touristiques privées.
- 05 Sites touristiques 01 station thermale (Hammam Serguine).
- 01 Parc d'attraction.

II. 3. 4. Transport :

II.3.4.1. Transport routier :

Le transport routier est le moyen de déplacement le plus emprunté à Tiaret, aussi bien pour les personnes que pour les marchandises. Ce mode de transport comprend la marche, les deux roues motorisées ou non, les voitures particulières, le transport en commun, et les transports de marchandises.

II.3.4.2. Transport aérien :

L'aéroport de Bouchakif étant la principale plateforme aéroportuaire de la wilaya.

Conclusion :

Une croissance démographique importante, un grand mouvement de la population, une activité économique importante sont les réalités sociales de la ville de Tiaret. Ainsi, la wilaya manque de plus en plus de logement, d'espace, d'emploi, de place de stationnement, de transport en commun, et même d'infrastructure routière.

CHAPITRE III :
JUSTIFICATION DU PROJET

III. 1. Introduction :

Le présent projet consiste à réaliser un bâtiment R+3 à usage parking dans l'enceinte «A » à Tiaret. Ceci fait partie des travaux actuels d'extension dans l'enceinte.

Au XXe siècle, les automobiles sont considérées comme des plaisirs non nécessaires que quelques privilégiés ont pu s'offrir. De nos jours, la voiture devient de plus en plus indispensable dans le quotidien des ménages.

D'une part, le taux d'acquisition de véhicule augmente de jours en jours surtout dans le centre-ville de Tiaret. D'autre part, le centre-ville souffre d'une insuffisance de place de stationnement.

III. 2. Avantages du site :

Tiaret fait partie d'une des zones actives. En effet, elle abrite centres commerciaux, quincailleries, concessionnaires de voitures, et bien d'autres acteurs commerciaux.

Étant donnée cette forte activité économique, la zone est sujette à une importante circulation de personnes et de voitures. Cependant, seul quelques-uns des acteurs commerciaux possèdent un terrain assez spacieux aménagé en parc de stationnement en plein air. Un problème d'encombrement de place de parking persiste.

Tous travaux d'aménagement de nouveau bâtiment, que ce soit un immeuble d'habitation ou à usage commercial ne fait qu'accentuer ce problème.

III. 3. Point de vue commerciale :

Un projet de construction de parking assure une source de revenu stable, compte tenu de la croissance démographique et de l'augmentation du nombre de voitures. À ces raisons s'ajoute la construction d'immeuble d'habitation dans la ville. De plus, les parkings actuels sont en plein air, sans toit, avec une sécurité minimale, et inconfortables la plupart des cas. Le toit, la sécurité ainsi que la bonne organisation du présent parking à étage attirera de ce fait beaucoup de client.

III. 4. Point de vue parking :

Des enquêtes examinées au sein du bureau de recensement de Tiaret l'ont révélé que le taux d'accroissement annuel des véhicules enregistrés est élevé dans les dernières années.

D'un autre côté, à Tiaret les parkings publics ou privés se font plus en plus rares car les terrains sont souvent aménagés pour la construction d'immeubles.

En outre, les parkings conventionnels représentent beaucoup d'inconvénients, il y a peu de place de stationnement aussi un problème de sécurité et la perte de temps, un problème de pollution se pose également quand les conducteurs cherchent une place de stationnement polluent la ville sans s'en rendre compte.

De plus, le problème congestion dans la ville en partie causé par d'un côté le non-respect de la loi par les tireurs de charrettes, des vendeurs s'implantant aux bords des rues, et surtout par les voitures se garants dans les trottoirs rétrécissant ainsi les rues.

Donc, le parking à étage parmi les facteurs les plus importants pour régler cette situation.

Conclusion :

L'un des grands avantages du site du projet est l'activité économique à grande échelle que propose la zone. Les environs ne possèdent pas encore d'immeuble similaire. Ce projet est innovant puisque les autres parkings dans les voisinages sont-en sous nombre et en plein air. Tous ces points forts suffisent pour maintenir l'idée de construction.

CHAPITRE IV :
DESCRIPTION ARCHITECTURAL
DU PROJET

IV. 1. Situation du projet :

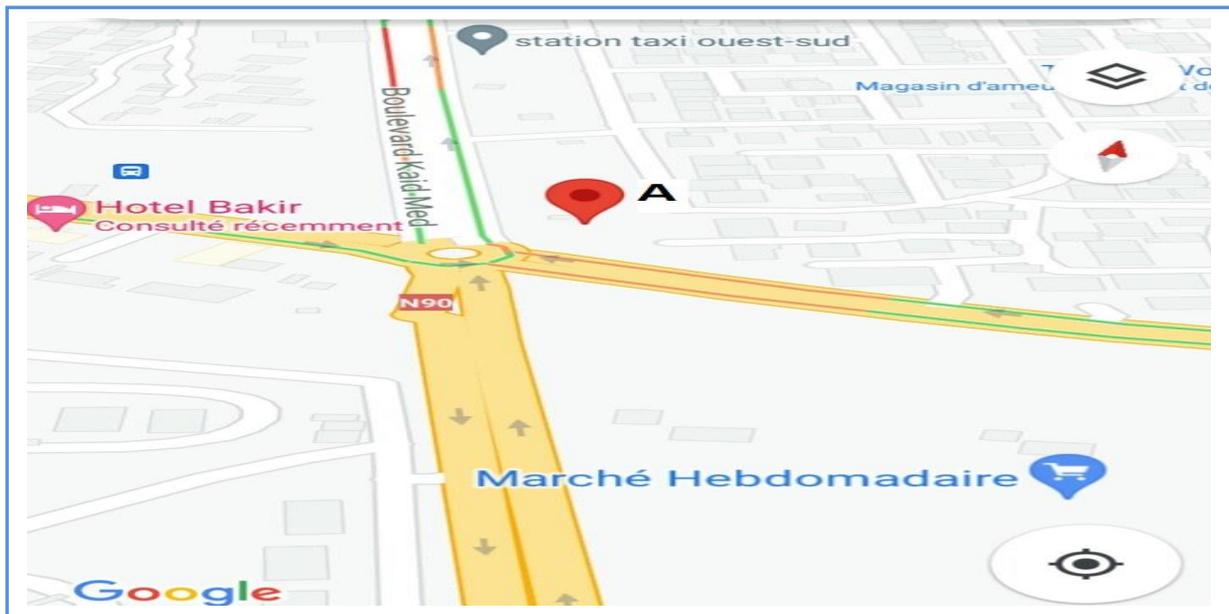


Figure (IV.1) : Situation de l'enceinte « A »

Source : Données cartographiques Google 2021.

Le site du projet est dans l'enceinte A, au bord de le boulevard Kaid Med, à côté de « la station taxi ouest-sud ». Il est en face de la gare routière Ain Guesma.

IV. 2. Architecture du projet :

L'ouvrage est entièrement conçu pour un usage parking. L'immeuble se fera en 4 niveaux, soit un RDC avec 3 étages. Le bâtiment aura 56 m de longueur, 60,62 m de largeur, 4 m de hauteur plancher-plancher et 16 m de hauteur totale, ce qui fait une surface bâtie de 2418,81 m².

Le parking sera doté d'une cage d'escalier, d'une cage d'ascenseur, et de toilettes pour chaque niveau. La rampe d'accès aux étages supérieurs sera à deux voies.

IV. 3. Conception architecturale :

Généralement, l'homme crée des objets qui lui sont utiles. Les dimensions de ces objets sont donc conçues afin d'assurer le confort des humains. Seulement, dans le cas présent, l'ouvrage doit abriter des voitures, donc son dimensionnement doit prendre en compte à la fois les humains et les véhicules.

Les pièces constituant le bâtiment :

IV. 3. 1. Parking proprement dit :

Le rez-de-chaussée aurait capables de contenir 47 voitures, et les niveaux intermédiaires 56; ce qui fait 215 emplacements. Un parking en plein air ne pourra accueillir que 93 voitures au maximum.

Selon Ernst Neufert dans la 8^e édition de son livre « Les éléments des projets de construction », les dimensions exigées sont dans la figure suivante :

IV. 3. 2. La rampe :

Tout d'abord, parlons de la pente. La pente maximale admise est de 20°. Toutefois, avec une valeur aussi élevée, la construction nécessitera un raccordement important, ce qui est assez difficile à mettre en œuvre. La pente de la rampe est donc minimisée et atteint la valeur de 8°.

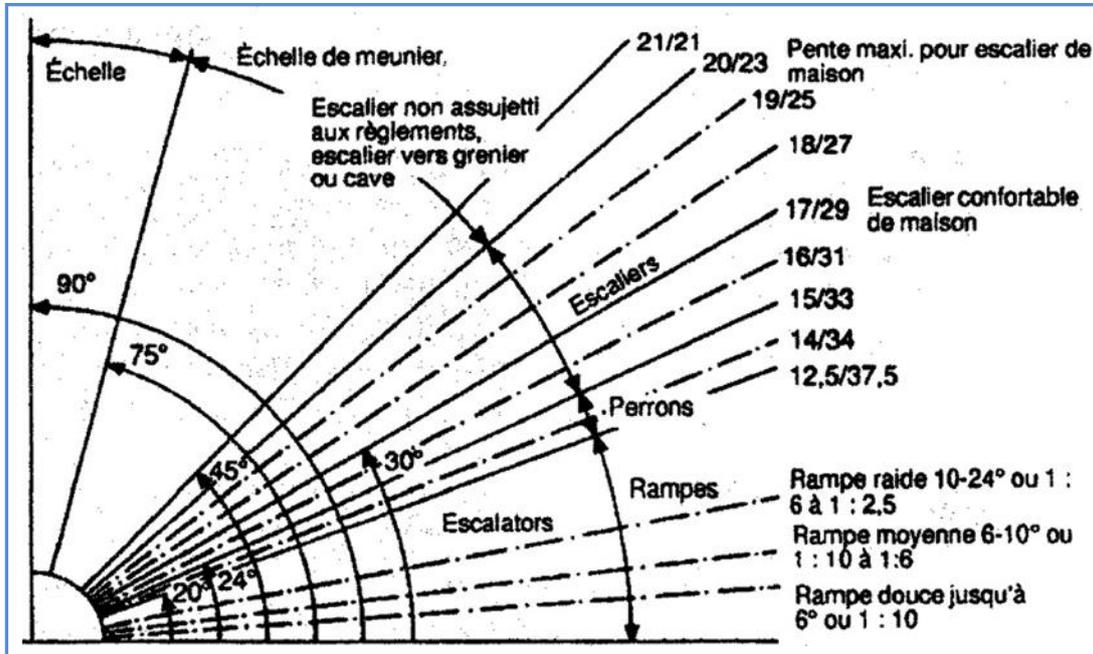


Figure (IV.2) : *Pentes habituelles des éléments d'accès inclinés des bâtiments*

Source : Les éléments des projets de construction, 8^e Edition, Ernst

En plus de la pente, il y a aussi le rayon de courbure. Selon les normes, le rayon de courbure minimum pour une circulation à double sens est de 8,50 m. Or, le cas présent n'en offre que 4,00 m. Néanmoins, les essais effectués ont révélé que, ce rayon suffit encore. Le terrain à construire ne proposant pas assez d'espace pour permettre d'élargir la rampe, ce sera le rayon adopté.

Pour ce qui est de la largeur, les dimensions normalisées sont :

- 3,00 m en partie droite à sens unique ;
- 5,50 m en partie droite à double sens ;
- 4,00 m en courbe à sens unique ;
- 6,50 m en courbe à double sens (3,50 m pour la voie intérieure).

IV. 3. 3. L'escalier :

Les directives concernant la construction des escaliers varient selon les règlements. Pour un immeuble à usage parking, où la chance de croisement entre deux personnes est grande, la largeur minimale d'un escalier est de 1,00 m. Dans le présent bâtiment, l'escalier aura une largeur de 1,20 m.

Toutes ces normes sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau (IV.1) : Normalisation des dimensions d'un escalier

Type de bâtiment	Type d'escalier		Largeur utile de l'escalier	Pente p ²⁾	Giron g ¹⁾
Immeubles d'habitation avec deux logements maxi. 1)	Escaliers réglementés	Escaliers conduisant à des pièces de séjour.	≧ 80	17 ± 3	28 ± 3
		Escaliers de sous-sol et combles ne conduisant pas à des pièces de séjour	≧ 80	≧ 21	≧ 21
	Escaliers (supplémentaires) non réglementés		≧ 50	≧ 21	≧ 21
Escaliers (supplémentaires) non réglementés à l'intérieur d'un logement			≧ 50	Non déterminé	
Autres bâtiments	Escaliers réglementés		≧ 100	17 ± 3	28 ± 3
	Escaliers (supplémentaires) réglementés		≧ 50	≧ 21	≧ 21

¹⁾ y compris les logements duplex dans des bâtiments de plus de deux logements.
²⁾ mais pas < 14 cm; ³⁾ mais pas > 37 cm = définition du rapport de pente p/g.

Source : Les éléments des projets de construction, 8^e Edition, Ernst

IV. 3. 4. L'ascenseur:

La circulation verticale dans des immeubles de construction récente est en grande partie assurée par les ascenseurs. La capacité des ascenseurs en immeuble d'habitation est fixée comme suit :

- 320 ou 400 kg (petit ascenseur) pour le transport de personnes avec ou sans charges ;
- 630 kg (ascenseur moyen) pour utilisation avec landaus et fauteuils roulants ;
- 1 000 kg (grand ascenseur) également pour le transport de brancards, cercueils, meubles et fauteuils roulants pour handicapés.

Comme l'immeuble est prévu pour un usage parking, un ascenseur moyen est suffisant.

L'espace libre devant les accès aux ascenseurs doit être conçu et dimensionné de sorte que :

- les utilisateurs même avec bagages à main se gênent le moins possible en montant et en descendant ;
- le chargement/déchargement des charges maximales autorisées s'effectue sans présenter des risques de blessure ou de dégradation.

Tableau (IV.2) : Dimensions de la construction d'un ascenseur

Capacité		400			630				1000			
Vitesse de transport v m/s		0,63	1,00	1,60	0,63	1,00	1,60	2,50	0,63	1,00	1,60	2,50
Gaine	Larg. min. de la gaine c mm	1800			1800				1800			
	Prof. min. de la gaine d mm	1500			2100				2600			
	Prof. min. de la fosse p mm	1400	1500	1700	1400	1500	1700	2800	1400	1500	1700	2800
	Hauteur min. de la tête de gaine q mm	3700	3800	4000	3700	3800	4000	5000	3700	3800	4000	5000
Porte	Larg. libre porte gaine c_2 mm	800			800				800			
	Haut. libre porte gaine s_2 mm	2000			2000				2000			
Local machinerie	Surface minimale de la machinerie m^2	8	10		10	12	14		12	14	15	
	Largueur minimale de la machinerie r mm	2400	2400		2700	2700	3000		2700	2700	3000	
	Profondeur minimale de la machinerie s mm	3200	3200		3700	3700	3700		4208	4200	4200	
	Hauteur minimale de la machinerie h mm	2000	2200		2000	2200	2600		2000	2200	2600	
Cabine	Largueur libre cabine a mm	1100			1100				1100			
	Prof. libre cabine b mm	950			1400				2100			
	Haut. libre cabine k mm	2200			2200				2200			
	Largueur libre d'accès à la cabine c_1 mm	800			800				800			
	Hauteur libre d'accès à la cabine f_1 mm	2000			2000				2000			
	Nbre de personnes admissibles	5			8				13			

Source : Les éléments des projets de construction, 8è Edition, Ernst

IV. 3. 5. Les toilettes:

Tout immeuble, même pour parking, se doit d'être muni de WC et d'un lavabo dans chaque niveau. Quelques dimensions sont à respecter, comme la montre la figure ci-dessous.

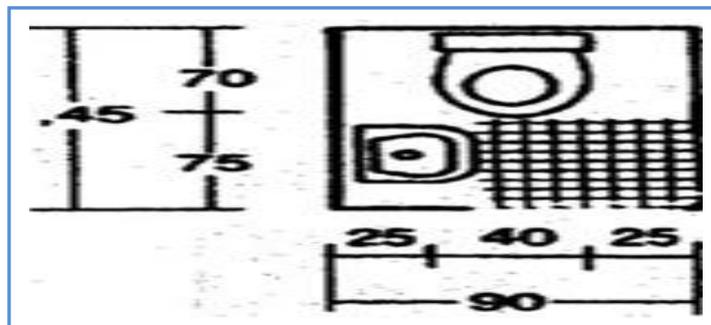


Figure (IV.3) : Dimension à respecter dans un WC

Source : Les éléments des projets de construction, 8è Edition, Ernst

IV. 4. Confort:

Actuellement, le confort est le moindre des besoins des usagers ; tout ce qui importe pour eux c'est surtout de trouver un emplacement pour se garer. Cependant, le confort est un des préoccupations des ingénieurs en Bâtiment et Travaux Publics. Quelques mesures ont donc été prises :

- le parking est sur plusieurs niveaux, donc tous les véhicules s'y stationnant seront couverts. De ce fait, les voitures sont protégés contre les intempéries et le risque de corrosion est réduit ;
- la pente de la rampe a été étudié afin de ménager le moteur des voitures ;

- la pente de l'escalier ainsi que ses dimensions sont pensées afin que les usagers dépendent le moins d'énergie possible ;
- l'immeuble est muni d'ascenseur, toujours dans la perspective de soulager les usagers ;
- chaque niveau aura 4 WC avec lavabo ;
- l'éclairage de l'immeuble sera assuré par la lumière naturelle durant la journée.

IV. 5. Proposition et choix de variantes:

L'étude d'un projet doit toujours commencer par une proposition de variantes. Énumérons d'abord les choix possibles.

Pour l'ossature, les variantes réalisables sont :

- ossature en béton armé ;
- ossature métallique.

Pour le plancher, les possibilités sont :

- plancher en dalle pleine ;
- planché à corps creux.

Les façades seront juste munies de mur double cloison, dont les matériaux éventuels sont :

- aluminium ;
- métallique ;
- brique ;
- parpaing ;
- voile.

Le choix entre ces plusieurs variantes passera par des analyses multicritères. Le principe sera de les noter sur une échelle de 1 à 3 suivant plusieurs critères afin d'additionner les points.

Tableau (IV.3) : Barème de notation pour l'analyse multicritères

Point	1	2	3
Sens	Mauvais	Moyen	Bon

Pour l'ossature :

Tableau (IV.4) : Analyse multicritères de l'ossature

Critères de comparaison	Ossature en béton armé	Ossature métallique
Résistance des matériaux	2	3
Comportement au feu	3	1
Durée de vie	2	3
Mise en œuvre	3	1
Coût	3	2
Disponibilité des matériaux	3	1
Poids	1	3
TOTAL	17	14

Pour le plancher :

Tableau (IV.5) : Analyse multicritères du plancher

Critères de comparaison	En dalle pleine	A corps creux
Résistance des matériaux	3	2
Comportement au feu	3	2
Durée de vie	3	2
Mise en œuvre	3	2
Coût	3	2
Disponibilité des matériaux	3	2
Poids	1	2
TOTAL	19	14

Pour le mur :

Tableau (IV.6) : Analyse multicritères du mur

Critères de comparaison	Aluminium	Métallique	Brique	Parpaing	Voile
Résistance des matériaux	1	3	2	2	3
Comportement au feu	1	1	2	2	3
Durée de vie	1	3	2	2	3
Mise en œuvre	2	2	3	3	3
Coût	2	2	3	3	2
Disponibilité des matériaux	2	2	3	3	3
Poids	3	3	2	2	1
Architecture	3	3	2	2	2
TOTAL	15	19	19	19	20

La structure sera choisie comme pour l'analyse multicritères du plancher.

Finalement, le choix de variantes mène vers le type ayant le plus de points, à savoir :

- une ossature en béton armé ;
- un plancher en dalle pleine ;
- un mur en voile ;

Conclusion:

La conception architecturale de l'immeuble est faite suivant les normes en vigueur, dans le but de garantir un bon aspect visuel et un confort d'utilisation. Les éléments constitutifs du bâtiment ont été conçus afin d'assurer un maximum de confort et de sécurité pour les futurs usagers. Et enfin, les matériaux utilisés sont choisis pour assurer une bonne résistance, une aptitude à l'emploi, et la pérennité de l'ouvrage.

PARTIE II :
ÉTUDES TECHNIQUES

CHAPITRE V :
DESCENTE DES CHARGES ET PRÉ
DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

V.1. Introduction :

Le pré dimensionnement est une étape préliminaire, son but est de déterminer des dimensions économiques afin d'éviter un sur plus d'acier et béton.

Le pré dimensionnements de la structure est calculé conformément aux règles B.A.E.L91/99 et RPA 99 version 2003.

V. 2. Règlements de calcul :

Le pré dimensionnements de la structure est calculé conformément aux règles :

- Le règlement B.A.E.L 91 modifié 99 pour la superstructure.
- Le RPA 99 version 2003 pour la conception des constructions.

V. 3. Hypothèses de calcul :

Quelques hypothèses ont été prises afin de mener à bien les calculs.

V. 3. 1. États limites :

L'état limite définit l'état pour lequel la structure ou un élément structurel ne parvient plus à assurer sa fonction. Pour le présent projet, deux états limites s'imposent :

- l'état limite ultime ou ELU, correspondant à l'état au-delà de laquelle une ruine de l'ouvrage peut survenir, dont la stabilité de la structure, la résistance des différents éléments et la stabilité de forme ;
- l'état limite de service ou ELS, assurant la limite des conditions normales d'utilisation et de durabilité. Il met en cause les conditions d'exploitation et la durabilité de l'ouvrage. Il s'agit surtout d'états limites de déformation et d'ouverture de fissures.

V. 3. 2. Combinaisons d'actions

Les sollicitations de calcul à l'ELU sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante : (art B.6.1.21) BAEL91/99

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

Les sollicitations de calcul à l'ELS sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$G + Q$$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes : (§ 5.2) RPA99/2003

$$G + Q + E$$

$$0,8G \pm E$$

$$G + Q \pm 1,2 E$$

Avec :

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

E : effort sismique.

V. 4. Caractéristiques des matériaux de construction utilisés :**V.4.1. Le béton :**

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment, granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

Le béton résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction (résistance à la compression est de l'ordre de 20 à 60 [MPa] et la résistance à la traction est de l'ordre de 2 à 4 [MPa]).

V. 4.1.1. Classe d'exposition de béton :

La norme algérienne 16002 impose que pour un parc de stationnement et à cause des alternances d'humidité et de séchage, la classe d'exposition du béton pour les plancher est : **XD3**.

V. 4.1.2. Les constituants du béton :

On appelle béton le matériau constitué par un mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sable et pierrailles) et d'eau.

a) **Ciment** : Le ciment joue un rôle de liant entre les produits employés dans la construction. La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile et la température de cuisson du mélange.

b) **L'eau** : L'eau doit être saine et dépourvue d'éléments corrosifs. Ainsi une attention particulière est à observer pour le dosage en eau qui doit respecter le rapport $E / C \approx 0.45$.

c) **Le granulat** : Les granulats comprennent le sable et le gravier :

- **Le sable**: Le sable est constitué par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.
- **Le gravier** : il est constitué par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

V. 4.1.3. Dosage du béton :

Le dosage du béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Dans notre ouvrage, le béton est composé de granulats naturels dosés à 350 [Kg/m³]. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

V. 4.1.4. Résistance mécanique du béton :

a) **Résistance du béton à la compression** : (Art A.2.1.11) BAEL91/99

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (spécifiée) notée f_{c28} elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16cm et de hauteur 32cm.

✓ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ [MPa] :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{J}{4,76+0,83J} f_{c28} & \text{si } J < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } J > 60 \text{ jours} \end{array} \right. \quad (V.1)$$

✓ Pour des résistances $f_{c28} > 40$ [MPa] :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{J}{1,4+0,95J} f_{c28} & \text{si } J \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } J > 28 \end{array} \right. \quad (V.2)$$

Dans notre ouvrage on utilise $f_{c28} = 25$ [MPa]

b) Résistance du béton à la traction : (art A.2.1.12) BAEL91/99

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj} , et conventionnellement définie par les relations suivante :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ [MPa]} \\ f_{tj} = 0.275 (f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ [MPa]} \end{array} \right. \quad (V.3)$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ [MPa]}$$

V. 4.1.5. Modules de déformation longitudinale :

a) Module de déformation instantanée : (Art A.2.1.21) BAEL91/99

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (V.4)$$

$$E_{ij} = 32164,20 \text{ [MPa]}$$

b) Module de déformation différée : (Art A.2.1.22) BAEL91/99

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ [MPa]} \\ E_{vj} = 4400 (f_{cj})^{1/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ [MPa] sans fumée de silice} \\ E_{vj} = 6100 (f_{cj}) & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ [MPa] avec fumée de silice} \end{array} \right. \quad (V.5)$$

$$E_{vj} = 10818,87 \text{ [MPa]}$$

V. 4.1.6. Module de déformation transversale : (§3.2.3) CCM 97

La valeur du module de déformation transversale est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{V.6})$$

V. 4.1.7. Coefficient de poisson : (art A.2.1.3) BAEL91/99

On appelle coefficient de poisson ν le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

$\nu = 0,2$: dans le cas d'état limite de service (ELS).

$\nu \cong 0,0$: dans le cas d'état limite ultime (ELU).

V. 4.1.8. Les contraintes limites de calcul :

a) Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) : (art A.4.3.41) BAEL91/99

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 contrainte limite du béton à l'ELU est donnée par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{\mu \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \quad (\text{V.7})$$

Avec :

μ : Coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges, il est pris égal à :

$\mu = 1$ si la durée est supérieure à 24h.

$\mu = 0,9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h.

$\mu = 0,85$ dans les autres cas.

γ_b : Coefficient de sécurité pour le Béton, il est pris égal à :

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles.

θ : Coefficient d'application en fonction de durée d'application de la charge :

$\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h.

$\theta = 0,9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$ si la durée est inférieure à 1h.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.

$$f_{bu} = 14,17 \text{ [MPa]}$$

b) Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) : (art A.4.5.2) BAEL91/99

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 limite du béton à l'ELS est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ [MPa]} \quad (\text{V.8})$$

V. 4.2. L'acier de ferrailage :**V. 4.2.1. Définition :**

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux type d'acier :

- ✓ Aciers doux ou mi-durs pour 0,15 à 0,25% de carbone.
- ✓ Acier durs pour 0.25 à 0,40% de carbone.

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à :

$$E_s = 200\ 000 \text{ [MPa]}$$

(Art A.2.2.1) BAEL 91/99.

V. 4.2.2. Caractéristiques mécaniques :

Tableau (V.1) : Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e

Type	Nuance	F_e [MPa]	Emploi
Ronds lisses	F _e E22	215	Emploi courant.
	F _e E24	235	Epingle de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F _e E40	400	Emploi courant.
	F _e E50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	F _e TE40	400	emploi sous forme de barres droites ou de treillis
	F _e TE50	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\Phi > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\Phi \leq 6\text{mm}$	520	

V. 4.2.3. Contraintes limites :

a) Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte-déformation suivant :

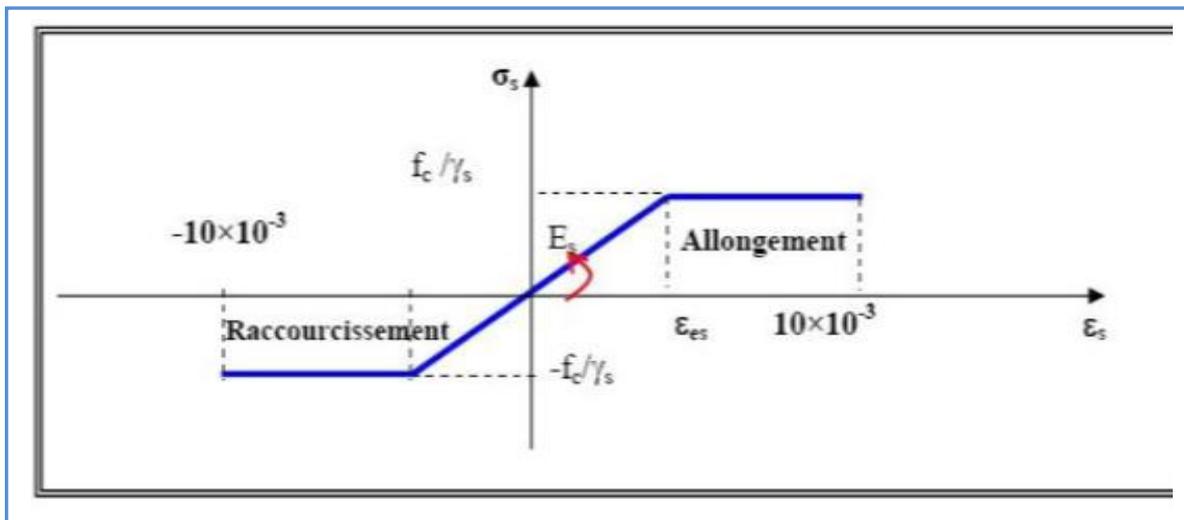


Figure (V.1) : *Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU (art A.2.2.2) BAEL91/99*

Telle que :

$$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s} \tag{V.9}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \tag{V.10}$$

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1,15$ cas de situation durable ou transitoire.

b) Etat limite de service : (art A.4.5.3) BAEL91/99

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

$$\left. \begin{aligned} \text{Fissuration peu préjudiciable } \bar{\sigma}_{st} \leq f_e \text{ pas de limitation.} \\ \text{Fissuration préjudiciable } \bar{\sigma}_{st} = \min [(2/3) f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}] \\ \text{Fissuration très préjudiciable } \bar{\sigma}_{st} = \min [0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}}] \end{aligned} \right\} \tag{V.11}$$

Avec :

η : coefficient de fissuration

$\eta = 1$: pour des rondes lisse (RL)

$\eta = 1.6$: pour les hautes adhérences avec $\Phi \geq 6$ mm (HA)

$f_e = 400$ [MPa] _ limite d'élasticité de l'acier choisi pour la construction ;

Après avoir effectué les applications numériques, les valeurs de ces contraintes sont :

$\sigma_s = 348$ [MPa] ;

$\bar{\sigma}_{st} = 202$ [MPa] pour le cas d'une fissuration préjudiciable.

V. 4. 2. 4. Enrobage :

On considère un cas de fissuration peu préjudiciable, l'enrobage doit prendre la valeur de 2 cm ; et pour la fondation, il prend la valeur de 3 cm.

V. 5. Pré dimensionnement des éléments:

Le pré dimensionnement consiste à évaluer au préalable les dimensions des éléments structurels pour qu'ils puissent résister efficacement aux sollicitations auxquelles ils sont soumis. Il est indispensable avant toutes études techniques. Toutefois, ce n'est qu'une approche pouvant aboutir à des sous-dimensionnements ou à des surdimensionnements.

V. 5. 1. Plancher :

Le plancher sera en dalle pleine. Il est un élément structurel ayant une épaisseur faible par rapport à ses portées dans le sens de x et y. Les paramètres nécessaires pour le pré dimensionnement sont les dimensions l_x et l_y , ayant les mêmes dimensions.

Avant d'effectuer le pré dimensionnement, calculons α , afin de déterminer le sens de portée de la dalle.

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} \quad (V.12)$$

Si la valeur de α est inférieure à 0,4 la dalle se porte dans un seul sens (ou sur 2 côtés) ; et dans le cas contraire, elle se porte dans deux sens (ou sur 4 côtés).

$$l_x = 12,124 \text{ [m] ;}$$

$$l_y = 14 \text{ [m].}$$

Et selon les calculs, $\alpha = 0,866$; ce qui suggère une dalle portant dans deux sens.

Pour les cas d'une dalle continue portant dans deux sens, son épaisseur h est :

$$h \geq \frac{l_x}{40} = 0,3031 \text{ [m]} \quad (V.13)$$

Pour des raisons de dimensionnement et de vérifications vis-à-vis de son aptitude à l'emploi, prenons $h = 0,40$ [m]. Cette épaisseur est prise afin d'assurer le non poinçonnement du plancher.

V. 5.2. Rampe :

La rampe est assimilable à une dalle se trouvant dans un plan incliné. Ainsi, le pré dimensionnement reste le même, ce qui implique une épaisseur de 40 cm.

V. 5.3. Poutre :

Les poutres sont des éléments en béton armé, de 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 le **BAEL 91révisée 99** et vérifiées par la suite selon le **RPA 99 / version 2003**.

$$\text{Selon BAEL91/99 : } \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \\ 0.3 h < b < 0.8 h \end{array} \right. \quad (V.14)$$

$$\text{Selon RPA 99/2003 : } \left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad (\text{V.15})$$

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux. On a deux types de poutres :

V.5.3.1. Les poutres principales : (sens porteur)

On a : $L = 7 \text{ m}$

$$\text{Donc } \frac{700}{15} < h < \frac{700}{10} \quad \Longrightarrow \quad 46,67 \text{ cm} < h < 70 \text{ cm} \text{ On prend } h = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Et } 0,3 \times 55 < b < 0,8 \times 55 \quad \Longrightarrow \quad 16,5 \text{ cm} < b < 44 \text{ cm} \text{ On prend } b = 35 \text{ cm.}$$

Vérification des conditions de résistance exigée par l'RPA99/2003 :

$$\checkmark \quad b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$\checkmark \quad h = 60 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{b} = \frac{60}{35} = 1,71 < 4$$

Les conditions du **RPA99/2003** sont vérifiées.

Donc on opte des poutres principales de section **(35x60) cm**.

V. 5.3.2. Les poutres secondaires : (sens non porteur)

On a : $L = 7 \text{ m}$

$$\text{Donc } \frac{700}{15} < h < \frac{700}{10} \quad \Longrightarrow \quad 46,67 \text{ cm} < h < 70 \text{ cm} \text{ On prend } h = 55 \text{ cm}$$

$$\text{Et } 0,3 \times 50 < b < 0,8 \times 50 \quad \Longrightarrow \quad 15 \text{ cm} < b < 40 \text{ cm} \text{ On prend } b = 35 \text{ cm.}$$

Vérification des conditions de résistance exigée par l'RPA99/2003 :

$$\checkmark \quad b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$\checkmark \quad h = 55 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{b} = \frac{55}{35} = 1,57 < 4$$

Les conditions du **RPA99/2003** sont vérifiées.

Donc on opte des poutres secondaires de section **(35x55) cm**.

V. 5.4. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le **RPA 99 / version 2003**, exige une épaisseur minimale de **15 cm**, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

- Pour les voiles à abouts libres : $a \geq \text{Max}[\frac{h_e}{20}, 15 \text{ cm}]$
 - Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux : $a \geq \text{Max}[\frac{h_e}{25}, 15 \text{ cm}]$
 - Pour les voiles avec un seul about sur un poteau : $a \geq \text{Max}[\frac{h_e}{22}, 15 \text{ cm}]$
- (V.16)

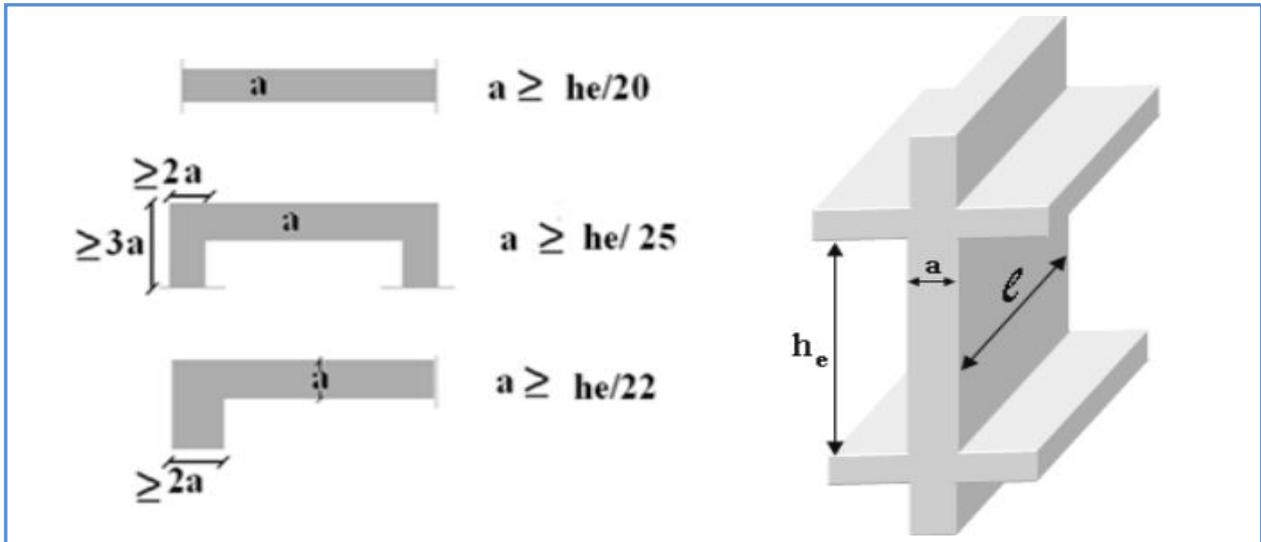


Figure (V.2) : Pré dimensionnement des voiles

En résumé, pour notre cas, on peut utiliser le premier type (cas le plus défavorable) avec : $h_e = 4 \text{ m}$

Et $a \geq \text{Max}(\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm})$

Donc $a \geq \text{Max}(\frac{400}{20}; 15 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$

Alors on adopte pour un voile de $a = 20 \text{ cm}$.

V. 6. Evaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitations :

L'évaluation des charges est surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, les différents charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).

V. 6.1. Plancher terrasse inaccessible (dalle pleine) :

Tableau (V.2): Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible

Eléments constituants	Masse volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m ²)
Gravillon de protection.	16	0.05	0.8
Couche de papier kraft	/	2 feuilles	0.5
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Forme de pente 1%	22	0.1	2.2
Dalle en Béton armé	25	0.40	10
Enduit plâtre	10	0.03	0.3
Total			14.08

V. 6.2. Plancher étage courant (dalle pleine) :

Tableau (V.3): Charges permanentes de plancher étage courant

Eléments constituants	Masse volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m ²)
Revêtement bitume.	22	0.02	0.44
Dalle en Béton armé.	25	0.40	10
Enduit en plâtre.	10	0.03	0.30
Cloison de séparation.	/	/	1
Total			11.74

V. 6.3. Mur extérieur (voile):

Tableau (V.4): Charges permanentes du mur extérieur

Eléments constituants	Masse volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m ²)
Enduit extérieur en ciment.	18	0.02	0.36
Mur en voile	25	0.20	5.00
Enduit intérieur en ciment.	18	0.02	0.36
Total			5.72

V. 6.4. Surcharges d'exploitation :Tableau (V.5): *Surcharge d'exploitation*

Désignation	Masse surfacique (kN/m ²)
Terrasse inaccessible.	1.00
Parc de stationnement	2.50

V. 7. Descente de charges et Pré dimensionnement des poteaux :

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du CBA93 préconisent de prendre la section réduite afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

V. 7.1. La formule générale :

$$\text{On a :} \quad N_u \leq \alpha \left[\beta_r \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A f_e}{\gamma_s} \right] \quad (\text{V.17})$$

On prend A la section minimale d'acier imposé par l'RPA qui égale à 0.7% B_r en zone I.

Donc :

$$B_r \geq \frac{k N_u}{\frac{\alpha f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{0.7\alpha f_e}{100\gamma_s}}$$

Tel que :

$$\left. \begin{array}{l} k = 1.10 \text{ si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.} \\ k = 1.2 \text{ et} \\ f_{c28} \text{ est remplacé par } f_{tj} \\ k = 1 \text{ pour les autres cas} \end{array} \right\} \text{ Si plus de la majeure partie des charges sont} \\ \text{appliquée avant 28 jours.}$$

B_r : Section réduite du poteau (en cm²).

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.

Pour notre cas on a $f_{c28} = 25$ [MPa].

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton, $\gamma_b = 1.5$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier, $f_e = 400$ [MPa]

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier, $\gamma_s = 1.15$

β : Coefficient dépendant de l'élancement mécanique « λ » des poteaux qui définit comme suite :

$$\text{Si } \lambda \leq 50 : \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$$

$$\text{Si } 50 < \lambda < 70 : \beta = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$$

$$\text{Et :} \quad \lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} \quad a : \text{ est le plus petit coté}$$

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élançement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$, (pour que tous les armateurs participent à la résistance).

$$D'où : \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{35}{35}\right)^2 = 1.2$$

$$Donc : \alpha = \frac{0.85}{\beta} = 0.71$$

$$D'où : B_r \geq \frac{1 \times N_u \times 10}{\frac{0.71 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{0.7 \times 0.71 \times 400}{100 \times 1.15}} = 0.67 N_u \text{ cm}^2 \text{ (avec } N_u \text{ en kN)}$$

On adopte des poteaux carrée donc nous avons :

$$a = b = 2 + \sqrt{B_r}$$

V. 7.2. Pré dimensionnement de poteau central :

On dimensionne le poteau central le plus sollicité, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à l'état limite ultime de résistance (**Nu = 1,35G + 1,5Q**).

Puisque le bâtiment est accessible au public, il n'y aura pas de loi de dégression.

$$S_{plancher} = 55.1241 \text{ m}^2$$

$$G_{poutre} = [(0,35 \times 0.60 \times 7) + (0,35 \times 0.55 \times 7)] \times 25 = 70.44 \text{ kN}$$

$$G_{poteau 55 \times 55} = 0.55 \times 0.55 \times (4 - 0.55) \times 25 = 26.09 \text{ kN}$$

Le BAEL91/99 impose une majoration des charges de 10% pour les poteaux centrale dans les bâtiments à plus de trois travée dans le sens porteur (pour prendre en considération la continuité des poutres). **Art(B.8.1.1) BAEL 91/99.**

Les résultats sont résumés dans le tableau :

Tableau (V.6): Descente de charge (Poteau central)

Niveau	$G_{plancher}$ (kN/m ²)	G_{poutre} (KN)	G_{poteau} (KN)	$Q_{plancher}$ (KN/m ²)	$S_{plancher}$ (m ²)	G_{total} (KN)	$G_{cumulé}$ (KN)	Q_{total} (KN)	$Q_{cumulée}$ (KN)
Niv 3	9.08	70.44	26.09	1	55.12	829,86		55.12	
Niv 2	6.74	70.44	26.09	2.50	55.12	700,88	829,86	137.81	55.12
Niv 1	6.74	70.44	26.09	2.50	55.12	700,88	1530,74	137.81	192.93
RDC	6.74	70.44	26.09	2.50	55.12	706,17	2231,62	137.81	330.74

Tableau (V.7): Pré dimensionnement des poteaux

Niveau	N_u (KN)	B_r (cm^2)	a (cm)	b (cm)	choix a (cm)	choix b (cm)
Niv 3	1202,99	806,00	30,39	30,39	55.00	55.00
Niv 2	2355,89	1578,45	41,73	36,51	55.00	55.00
Niv 1	3508,79	2350,89	50,48	44,07	55.00	55.00
RDC	3870,10	2592,97	52,92	52,92	55.00	55.00

a) **Vérification de la section de poteau vis-à-vis des conditions exigées par RPA 99:**

L'article (7.4.1) de **RPA 99** exige que les dimensions de la section transversale des poteaux pour la zone I doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a, b) = 55 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min}(a, b) = 55 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{400}{20} = 20 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \end{array} \right.$$

Les conditions du RPA99/2003 sont vérifiées.

b) **Vérification du poteau au flambement :**

✓ **Calcul de moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times a^3}{12} = \frac{55 \times 55^3}{12} = 762.55 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

✓ **Rayon de giration :**

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{762.55 \times 10^3}{55 \times 55}} = 15.88 \text{ cm}$$

✓ **Elancement mécanique :**

On a : $l_f = k \times h_0$

Avec :

- l_f : longueur de flambement.

- $h_0=4.00$ m (la longueur libre d'un poteau entre les faces supérieures de deux planchers successives).

- $k= 0,7$: Pour le poteau central d'un bâtiment à étage multiple encré directement dans les fondations.

$$\lambda = \frac{0.7 \times 400}{15.88} = 17.63 < 70 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les règlements de calculs ainsi que les hypothèses ont été posés. Les caractéristiques des matériaux ont été énoncées et calculées. Ensuite, les éléments en béton armé ont été pré dimensionnés. En effet, ces caractéristiques ainsi que ces dimensions calculées au préalable sont modifiables si elles ne sont pas suffisantes pour la suite des calculs. Ces dimensions permettront d'évaluer le poids propre de chaque élément, et finalement celui de l'immeuble.

CHAPITRE VI :
ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

VI. 1. Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments, des éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement et des éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Pour les éléments secondaires leur étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

VI. 2. Etude de l'acrotère :**VI. 2.1. Définition :**

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encadrée au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Il est réalisé en béton armé.

L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal NG et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1 kN/ml (main courante), provoquant un moment de flexion.

Donc le calcul s'effectue pour une bande de 1ml en flexion composée.

VI. 2.2. Evaluation des charges appliquée sur l'acrotère :

- Surface de l'acrotère :

$$S = \left(\frac{0.04 \times 0.15}{2} \right) + (0.09 \times 0.15) + (0.6 \times 0.15) = 0.1065 \text{ m}^2$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0.1065 = 2.66 \text{ kN/ml}$$

- Revêtement en ciment (e = 2cm) :

$$G = 18 \times 2(60 + 15 + 15.52 + 9 + 15 + 47) = 0.58 \text{ kN/ml}$$

$$G_{\text{tot}} = 2.66 + 0.58 = 3.24 \text{ kN/ml}$$

- ✓ Charge d'exploitation : Q= 1.00 kN/ml

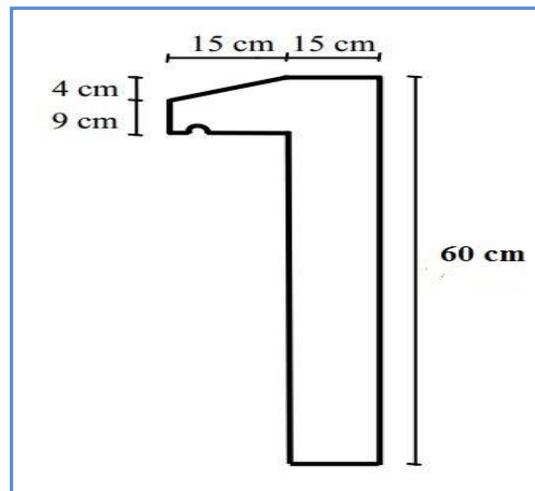


Figure (VI.1) : Acrotère terrasse inaccessible

L'acrotère est soumis à son poids propres plus une charge horizontale égale au maximum entre la main courante et la force sismique.

D'après le RPA99/2003, les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante : **(Ch. 06 § 6.2.3) RPA 99/2003**

$$F_p = 4C_p \times A \times W_p \quad (VI.1)$$

Avec :

F_p : Force horizontal pour les éléments secondaires des structures.

C_p : facteur de force horizontal = 0.8

W_p : Poids propre de l'acrotère = 3.24 kN/ml

A : coefficient d'accélération de la zone A = 0.10

D'où $F_p = 4 \times 0.8 \times 3.24 \times 0.1 = 1.037 \text{ kN/ml}$

La force horizontale : $Q = \max(F_q; F_p)$

F_p : Surcharge due à une main courante = 1kN / m

Charge permanente : $G = 3.24 \text{ kN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 1.037 \text{ kN/ml}$

VI. 2.3. Calcul des moments :

$$N_u = 1.35 \times G = 4.37 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times H = 0.93 \text{ kN.m/ml}$$

$$N_{ser} = G = 3.24 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = Q \times H = 0.62 \text{ kN.m/ml}$$

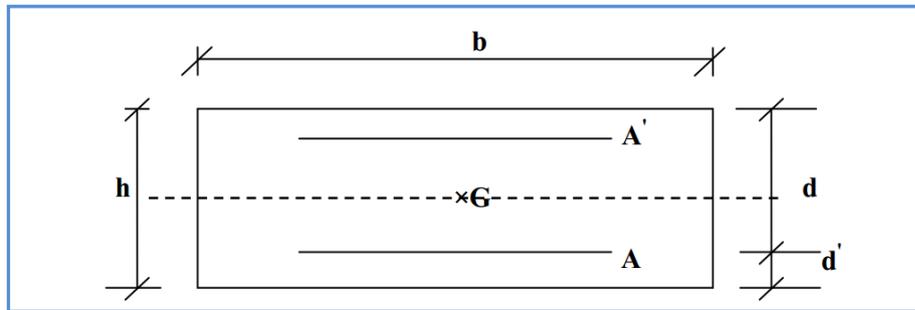


Figure (VI.2) : Section de calcul d'acrotère

Avec :

h : Epaisseur de la section : 15 cm

b : Largeur de la section : 100 cm

c et c' : Enrobage : 1.5 cm

$d = 0.9h$: Hauteur utile = 13.5 cm

VI. 2.4. Calcul des armatures longitudinales à L'ELU :

Le calcul se fait à la flexion composée pour la section $b = 100 \text{ cm}$ et $d = 0.9h = 13.5 \text{ cm}$.

a) Calcul de l'excentricité :

L'excentricité est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.93}{4.37} = 21.28 \text{ cm} \quad (\text{VI.2})$$

$$e \notin [A_s, A'_s] = [-6, +6] \text{ cm}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_1) qui égale à :

$$M_1 = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.19 \text{ kN.m/ml} \quad (\text{VI.3})$$

b) Moment réduit (μ_u) :

$$\mu_u = \frac{M_1}{bd^2 f_{bc}} \quad (\text{VI.4})$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.17 \text{ MPa} \quad (\text{VI.5})$$

$$\text{Donc : } \mu_u = 0.0046$$

✓ **Calcul de μ_l :**

On a : $f_e E400$

$$\alpha_l = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{se}} \quad (\text{VI.6})$$

Tel qu'à la flexion simple ou composée avec des armatures tendues le calcul se fait au pivot B donc :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$$

Et d'autre part on a :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \varepsilon_{se} E \quad (\text{VI.7})$$

$$\Rightarrow \varepsilon_{se} = \frac{f_e}{E \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.739 \text{ ‰}$$

$$\text{D'où : } \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1.739} = 0.668$$

$$\text{donc : } \mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l) = 0.392$$

$$\mu_u = 0.005 < \mu_l$$

La section est armée par des armatures inférieures (tendus)

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}} \quad (\text{VI.8})$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \mu_u = 0.005 \Rightarrow \beta_u = 0.0051$$

$$\text{D'où } A_s = 0.28 \text{ cm}^2$$

En flexion composée les armatures réelles sont :

$$A_1 = A'_s = 0$$

$$A_2 = A_s - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.15 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1) BAEL91/99

$$A_{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{VI.9})$$

Avec :

f_{t28} : la résistance caractéristique de béton à la traction.

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_{min} \geq 1.63 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_s = 5 \times \text{HA8} = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec espacement de 20 cm.

VI. 2.5. Vérification au cisaillement : (Art 5.1.1) BAEL91/99

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Telle que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{VI.10})$$

$$\text{Et : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad (\text{VI.11})$$

V_u : l'effort tranchant à l'ELU

$$V_u = 1.5Q = 1.56 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{1.56 \times 10}{100 \times 13.5} = 0.012 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ **condition vérifié**

Donc pas besoin d'armatures transversales.

VI. 2.6. Vérification de Contrainte d'adhérence :

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

$$\text{On a } \bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

$$\bar{\Psi}_s \geq 1.5 \text{ on prend } \bar{\Psi}_s = 1.5$$

$$\text{D'où } \bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\text{et on a } \tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad (\text{VI.12})$$

$\sum U_i$: la somme des périmètres des armatures tendues .

Donc :

$$\sum U_i = 5 \times 2 \times \pi \times R = 125.66 \text{ mm.}$$

D'où $\tau_u = 0.10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPa}$ **condition vérifiée**

VI. 2.7. Calcul des armatures de répartition :

D'après les vérifications à l'ELU les armatures de répartition ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A = 4 \times \text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec espacement de 20 cm

VI. 2.8. Vérification des espacements des barres :

a) Armature principale :

$S_p = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ **condition vérifiée**
avec h: hauteur de la section = 15 cm

b) Armature transversal :

$S_s = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ **condition vérifiée**

VI. 2.9. Vérification à L'ELS :

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_{ser} y_{ser}}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{(VI.13)}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{y_2 N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \text{(VI.14)}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{(VI.15)}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right] = 202 \text{ MPa} \quad \text{(VI.16)}$$

$\eta = 1.5$; c'est le coefficient d'équivalence acier - béton.

Pour une section partiellement comprimée on a :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 19.14 \text{ cm}$$

$e > \frac{h}{2} = 7.5 \text{ cm}$: il y a de forte chance que la section soit partiellement comprimée

$$C = \frac{h}{2} - e$$

D'où $C = -11.64 \text{ cm}$

$$y_{ser} = C + y_2$$

y_2 est définie par l'équation du 3^{ème} degré suivante :

$$y_2^3 + P y_2 + q = 0 \quad \text{(VI.17)}$$

Avec :

$$P = -3C^2 - \frac{90A_1}{b} (C - C') + \frac{90A_2}{b} (d - C) = -349.68 \text{ cm}^2$$

(VI.18)

$$\text{Et : } q = -2C^3 - \frac{90A_1}{b} (C - C')^2 - \frac{90A_2}{b} (d - C)^2 = 1726.47 \text{ cm}^3$$

(VI.19)

$$\text{D'où } \Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27} = -3.35 \cdot 10^6 \text{ cm}^6$$

$\Delta < 0$ donc :

$$y_{2,1} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \quad \text{(VI.20)}$$

$$y_{2,2} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad \text{(VI.21)}$$

$$y_{2,3} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4\pi}{3}\right) \quad \text{(VI.22)}$$

Avec :

$$a = 2 \sqrt{\frac{-P}{3}} = 21.59 \text{ cm} \quad (\text{VI.23})$$

$$\varphi = \arccos \left(\frac{3q}{2P} \sqrt{\frac{-3}{P}} \right) = 2.05 \text{ rad} \quad (\text{VI.24})$$

Donc : $y_{2,1} = 16.74 \text{ cm}$
 $y_{2,2} = -20.18 \text{ cm}$
 $y_{2,3} = 3.43 \text{ cm}$

Parmi les 3 solutions de l'équation on prend qui vérifie la relation suivante :

$$0 < y_{2,i} + C < d$$

La 1^{ère} solution vérifie la relation :

$$0 < 16.74 - 11.64 = 5.1 < 13.5$$

D'où $y_2 = 16.74 \text{ cm}$

Et $y_{ser} = 5.1 \text{ cm}$

➤ **Calcul de moment d'inertie :**

$$I = \frac{by_{ser}^3}{3} + nA_2(d - y_{ser})^2 + nA_1(y_{ser} - C')^2 = 7078.28 \text{ cm}^4 \quad (\text{VI.25})$$

Alors :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_{ser} y_{ser}}{I} = 0.39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ condition vérifié}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{y_2 N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) = 96.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \text{ condition vérifié}$$

$\sigma_{st} > 0 \Rightarrow$ Donc la section effectivement partiellement comprimée

➤ **Conclusion:**

On prend comme valeur de section des armatures inférieure ($A_2 = 2.51 \text{ cm}^2$) et pour des raisons pratiques et car les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section d'armatures pour la zone supérieure ($A_1 = 2.51 \text{ cm}^2$).

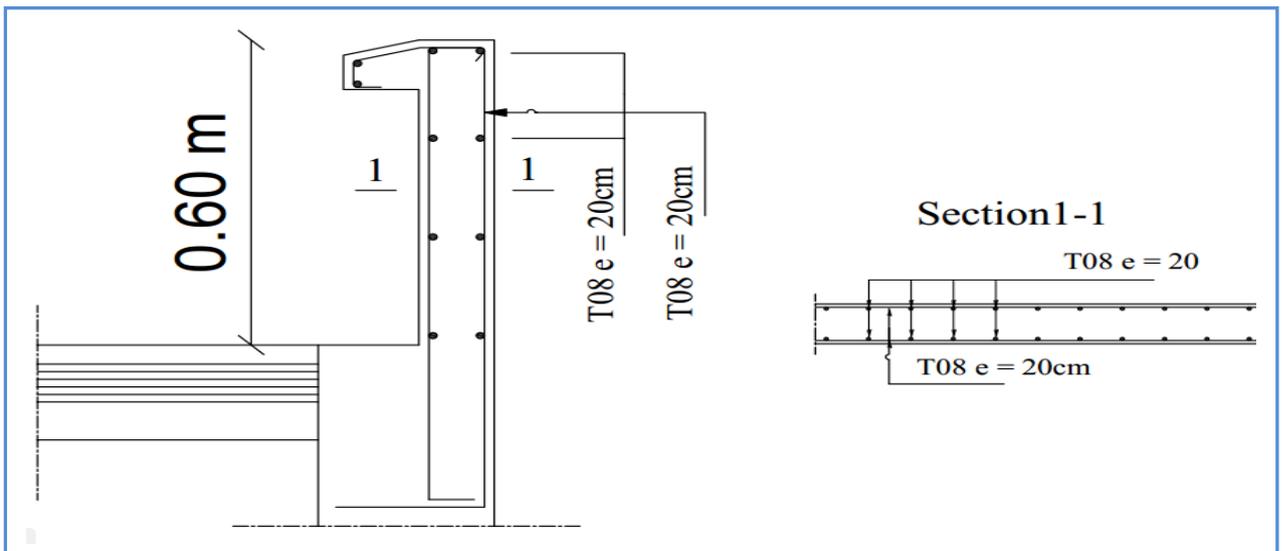


Figure (VI.3) : Schéma de ferrailage d'acrotère de la terrasse inaccessible

VI. 3. Etude des escaliers :**VI. 3.1. Définition :**

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Notre structure comporte un escalier à deux volées; il est constitué de paillasse et deux paliers de repos.

Les paillasses sont assimilées dans le calcul à des poutres isostatique.

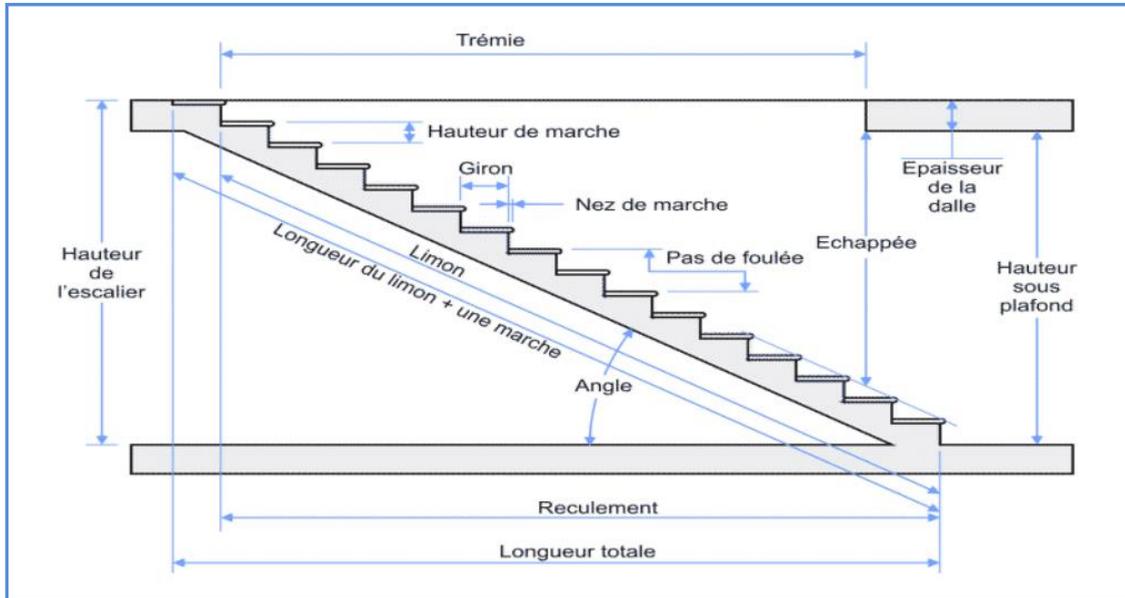


Figure (VI.4): Schéma d'escalier à paillasse

➤ **Le palier :**

C'est la partie horizontale d'un escalier, le palier qui se retrouve entre deux volées s'appelle palier de repos, et le palier qui se retrouve aux deux extrémités d'un escalier s'appelle: palier d'arrivée ou palier de départ.

➤ **Les marches :**

C'est la partie horizontale où l'on marche.

➤ **La contre marche :**

C'est la partie verticale contre la marche.

➤ **La paillasse :**

C'est la dalle de la partie pleine inférieure de la volée d'un escalier qui supporte les marches et les contre marches.

➤ **Emmarchement :**

C'est la dimension du passage libre, utile l'escalier c'est à dire la largeur des marches.

➤ **Le giron ou la foulée :**

C'est la ligne, conventionnelle que figure la trajectoire moyenne des pas d'une personne montant un escalier.

➤ **La poutre palière :**

Est une poutre attache l'escalier avec le mur.

➤ **La volée :**

On appelle une volée, une succession des marches et des contre marches.

➤ **Le nez d'une marche :**

Arrêt ou partie saillante de la marche

VI. 3.2. Calcul de l'escalier :

Caractéristiques géométriques :

Hauteur d'étage : $H_e = 4.00$ m.

Hauteur de la contremarche : $h = 18$ cm.

$$H = n \cdot h \Rightarrow n = \frac{H}{h} \text{ avec } H = \frac{H_e}{2} = \frac{4}{2} = 2 \text{ m}$$

$$D'où n = \frac{200}{18} = 11 \text{ (nombre de contre marches)}$$

Le nombre de marches : $n - 1 = 11 - 1 = 10$

La longueur de la volée : $L = (n - 1) \cdot g$

Le giron à partir de la formule de BLONDEL :

$$\text{On a } 59 \leq 2h + g \leq 66 \tag{VI.26}$$

$$\text{Donc : } 23 \leq g \leq 30$$

On prend : $g = 30$ cm

Et puis : $L = (n - 1) \cdot g = 10 \times 30 = 300$ cm

$$l_0 \geq 1.20 \text{ Et } E = 1.20 \text{ m}$$

$$l_0 \geq 1.20 \times 1.20 = 1.44 \text{ m}$$

On prend : $l_0 = 1.50$ m

$$\text{Donc : } 2l_0 + L = 2 \times 1.50 + 3 = 6 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{18}{30} \Rightarrow \alpha = 31^\circ \text{ et } \cos \alpha = 0.857$$

Epaisseur de la pailasse(e_v) :

$$\left(\frac{l_1}{30} \leq e_v \leq \frac{l_1}{20} \right) \Leftrightarrow \left(\frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \right) \tag{VI.27}$$

$$\Rightarrow \left(\frac{300}{30 \times 0.857} < e_v < \frac{300}{20 \times 0.857} \right)$$

$$11.7 < e_v < 17.5 \quad \text{On adopte: } e_v = 15 \text{ cm}$$

Epaisseur du palier(e_p) :

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} \tag{VI.28}$$

$$e_p = \frac{15}{0.866} = 17.5 \text{ cm} \quad \text{On a: } e_p = 18 \text{ cm}$$

➤ **Evaluation des charges :****Palier :**

Tableau (VI.1): Charges permanentes sur le palier

Eléments constituants	Masse volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m ²)
Carrelage.	22	0.02	0.44
Lit de sable.	18	0.03	0.54
Chape de ciment.	20	0.02	0.40
Dalle pleine.	25	0.18	4.50
Enduit en ciment.	18	0.02	0.36
Total			6.24

Volée :

Tableau (VI.2) : Charges permanentes sur le volé

Eléments constituants	Masse volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m ²)
Carrelage.	22	0.02	0.44
Lit de sable.	18	0.03	0.54
Chape de ciment.	20	0.02	0.4
Paillasse.	25	0.15	3.75
Marches.	22	0.18/2	1.98
Enduit en ciment.	18	0.02	0.36
Garde-corps.	/	/	1
Total			8.47

Charge d'exploitation $Q_{escalier} = 2.5 \text{ kN/m}^2$

➤ **Calcul à l'ELU :**✓ **Combinaison des charges :**

$$q_{u,palier} = (1.35 \times 6.24 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 12.17 \text{ kN/ml}$$

$$q_{u,volé} = (1.35 \times 8.47 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 15.18 \text{ kN/ml}$$

✓ **Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A = 41.02 \text{ kN/ml}$$

$$R_B = 41.02 \text{ kN/ml}$$

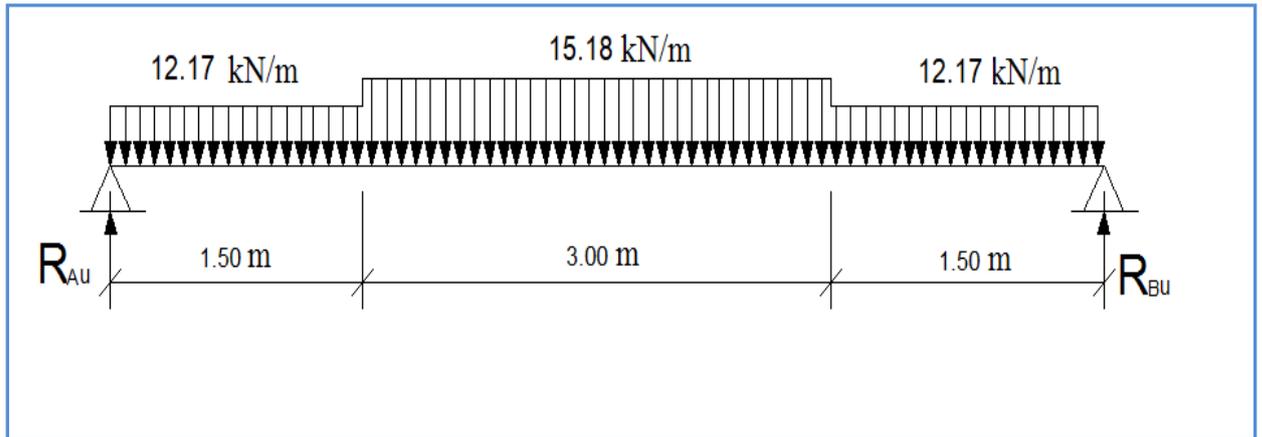


Figure (VI. 5) : Schéma statique d'escalier à l'ELU

➤ **Calcul à l'ELS :**✓ **Combinaison de charge :**

$$q_{ser,patier} = (6.24 + 2.5) \times 1 = 8.74 \text{ kN/ml}$$

$$q_{ser,volé} = (8.47 + 2.5) \times 1 = 10.97 \text{ kN/ml}$$

✓ **Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A = 29.57 \text{ kN/ml}$$

$$R_B = 29.57 \text{ kN/ml}$$

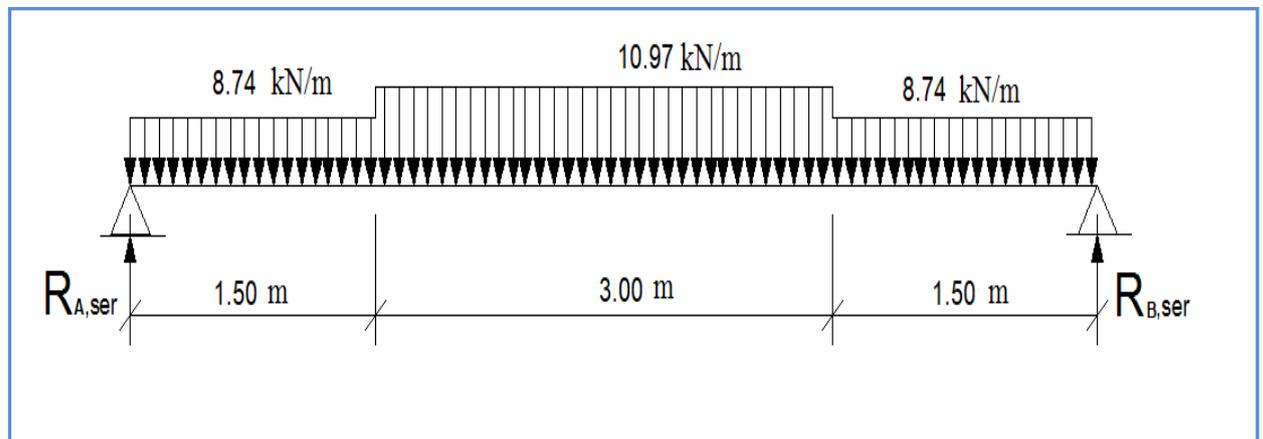


Figure (VI. 6) : Schéma statique d'escalier à l'ELS

➤ **Calcul des moments et les efforts tranchants :**

Par l'utilisation de logiciel RDM6 on trouve :

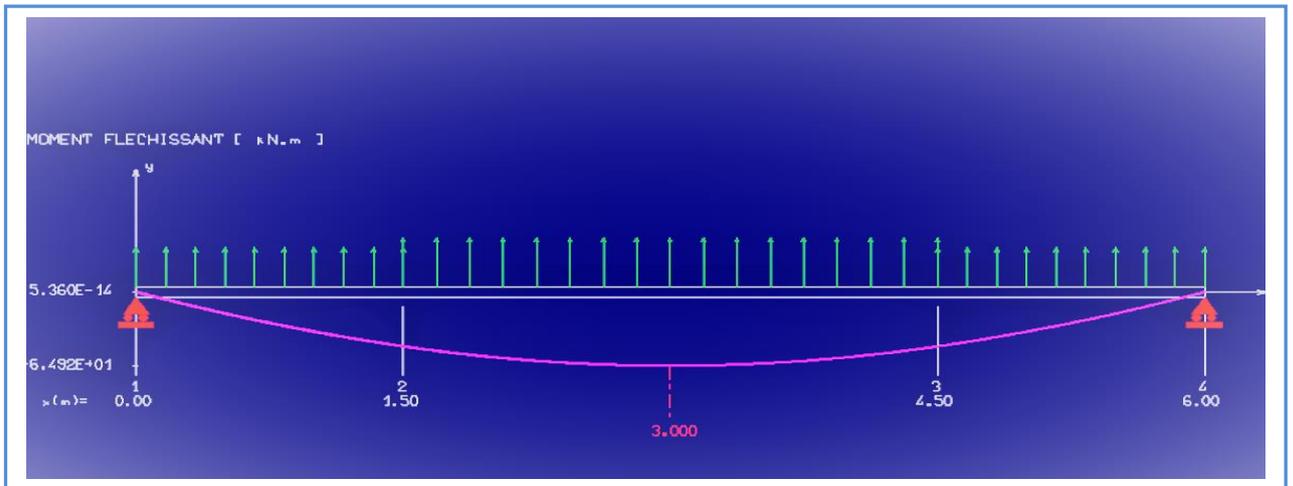


Figure (VI.7) : Diagramme de moment fléchissant d'escalier à l'ELU

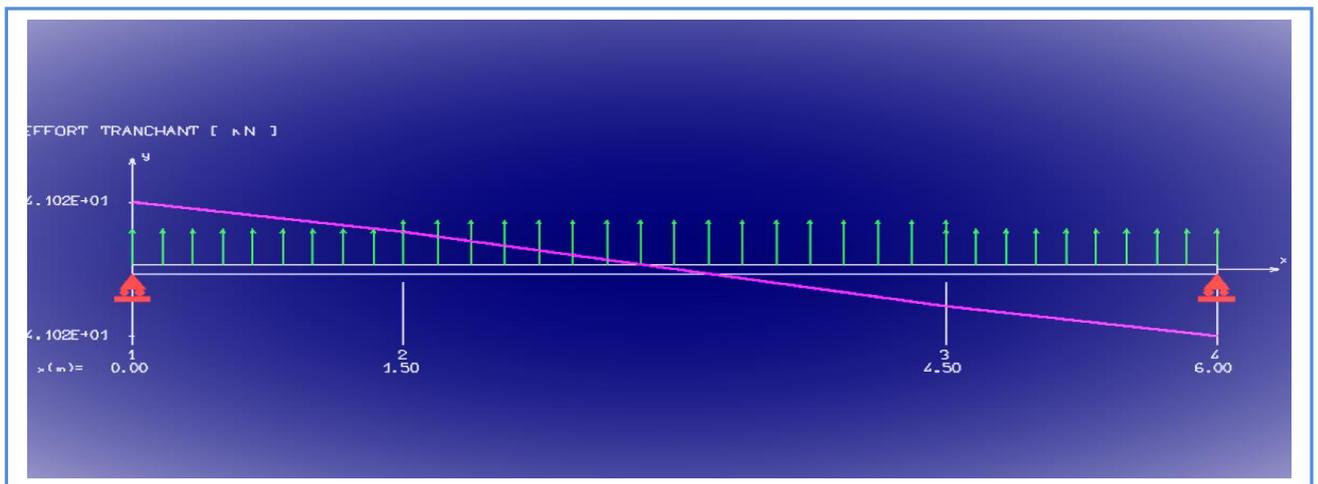


Figure (VI.8) : Diagramme de l'effort tranchant d'escalier à l'ELU

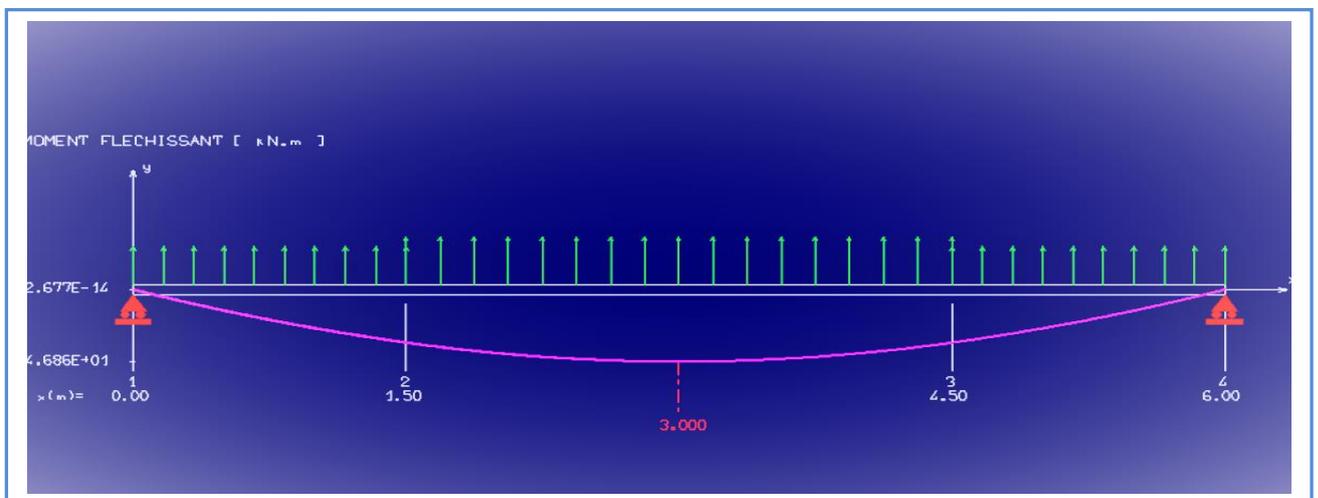


Figure (VI.9) : Diagramme de moment fléchissant d'escalier à l'ELS

$$M_u = 64.92 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = 46.86 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 41.02 \text{ kN}$$

Le calcul est fait selon les conditions d'appui poutre plus au moins encastrée (semi encastrée), fréquemment les moments en travée et en appuis sont : (Ch IV § 2.2)

[calcul des ouvrages en béton armé, M belazougui]:

$$M_{u,travée} = 0.75M_u = 48.69 \text{ kN.m}$$

$$M_{u,appui} = 0.5M_u = 32.46 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser,travée} = 0.75M_{ser} = 35.15 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser,appui} = 0.5M_{ser} = 23.43 \text{ kN.m}$$

➤ **Calcul du ferrailage longitudinal :**

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 mètre avec :

$b = 100 \text{ cm}$; $h_{palier} = 18 \text{ cm}$; $d_{palier} = 0.9h = 16.2 \text{ cm}$; $h_{volée} = 15 \text{ cm}$; $d_{volée} = 0.9h$

$= 13.5 \text{ cm}$;

$d' = C' = 2 \text{ cm}$

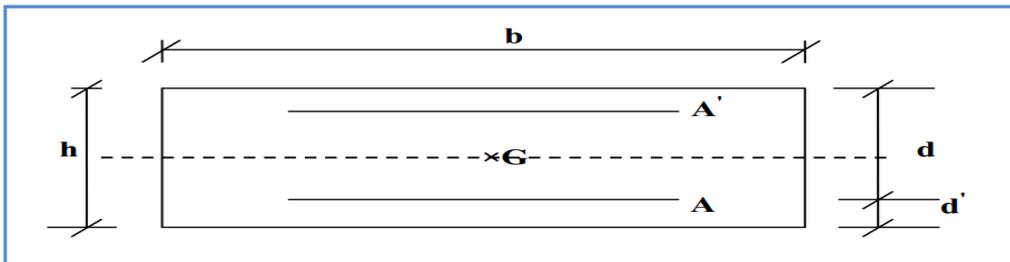


Figure (VI.10) : Section de calcul d'escalier

Tableau (VI.3) : Tableau récapitulatif de calcul des armatures de volée

	M_u	μ	$\mu_l=0.392$	β_u	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	choix	$A_s\text{adopté}$
Travée	48.69	0.188	$\mu_U < \mu_l$	0.895	11.64	1.63	8HA16	16.08
Appui	32.46	0.087	$\mu_U < \mu_l$	0.9545	6.03	1.95	8HA16	16.08

➤ **Vérification à l'ELU :**

Tableau (VI.4) : Tableau récapitulatif des vérifications de volée à l'ELU

	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	$V_u(\text{kN})$	$\tau_u(\text{MPa})$	$\bar{\tau}_u(\text{MPa})$	OBS	$\Sigma U_i(\text{mm})$	$\tau_{su}(\text{MPa})$	$\bar{\tau}_{su}(\text{MPa})$	OBS
Travée	0	0	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	402.12	0	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
Appui	41.02	0.25	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	402.12	0.69	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

➤ **Armature de répartition :**

D'après les vérifications à l'ELU les armatures de répartition ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

- **En travée :**

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{16.08}{4} = 4.02 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A = 6 \times \text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec espacement de 20 cm.

- **En appuis :**

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{16.08}{4} = 4.02 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A = 6 \times \text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec espacement de 20 cm.

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (ch 13**

§IV.2) BAEL 91/99

✓ **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) \quad (\text{VI.29})$$

$$A_s = 16.08 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{400} \left(41.02 + \frac{32.46}{0.9 \times 0.162} \right) \times 10 \\ = 7.58 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de la contrainte de compression :**

$$V_u \leq 0.4b_0(0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{VI.30})$$

$$V_u = 41.02 \text{ kN} < 0.4 \times 100 \times 0.9 \times 16.2 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1}$$

$$V_u = 972 \text{ kN} \text{ condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

Tableau (VI.5) : Tableau récapitulatif des vérifications de volée à l'ELS

	$M_{ser}(\text{kN.m})$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	OBS
Travée	35.15	5.13	5626.70	3.11	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui	23.43	7.43	14909.17	1.72	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

NB : Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

➤ **Vérification de la flèche : (Art B.6.5.1) BAEL91/99**

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

$$\left(\frac{h_t}{L} \right) \geq \left(\frac{1}{16} \right) \Rightarrow (0.025 < 0.0625) \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L} \right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}} \right) \Rightarrow (0.025 < 0.075) \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0119 > 0.0105) \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Avec:

$$h_i = 15 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}; d = 13.5 \text{ cm}; L = 6 \text{ m}; A_s = 16.08 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{ser, travée}} = 35.15 \text{ kN.m}; M_{0, \text{ser}} = 46.86 \text{ kN.m}; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Trois conditions ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

✓ **calcul de la flèche** : (Art B.6.5, 2) BAEL91/99

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_t = f_{gv} - f_{gi} + f_{pi} \leq \bar{f} \quad (\text{VI.31})$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_{pi} = \frac{M_{\text{ser}} \times L^2}{10 \times I_{fi} \times E_i} \\ f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times I_{fi} \times E_i} \quad f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times I_{fv} \times E_v} \\ \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \end{cases} \quad (\text{VI.32})$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 \quad (\text{VI.33})$$

Moment d'inertie fictive :

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \times \lambda_i} \\ I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} \end{cases} \quad (\text{VI.34})$$

$$\text{avec : } \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \end{cases} \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{bd} \\ \mu = \text{Max} \left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}; 0\right) \\ \sigma_s = \frac{15 M_{\text{ser}}}{I} (d - y) \\ \sigma_v = \frac{15 M_g}{I} (d - y) \end{cases}$$

$$M_g = \frac{GL^2}{8}$$

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.6) : Vérification de la flèche –rez de chausser-

Mg (kN.m)	δ	σ_s (MPa)	σ_v (MPa)	λ_i	λ_v	μ_s	μ_g
66.20	0.0119	104.56	147.71	1.76	0.71	0.48	0.60
I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	$I_{fi(g)}$ (cm ⁴)	$I_{fv(g)}$ (cm ⁴)	f_{pi} (cm)	f_{gi} (cm)	f_{gv} (cm)	
35421.3	21120.68	18951.05	27346.73	0.248	0.351	0.805	

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{gi} + f_{pi} = 0.805 - 0.351 + 0.248 = 0.702 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{600}{1000} = 1.1 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0.702 < \bar{f} = 1.1 \text{ condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion** : ferrailage adopté

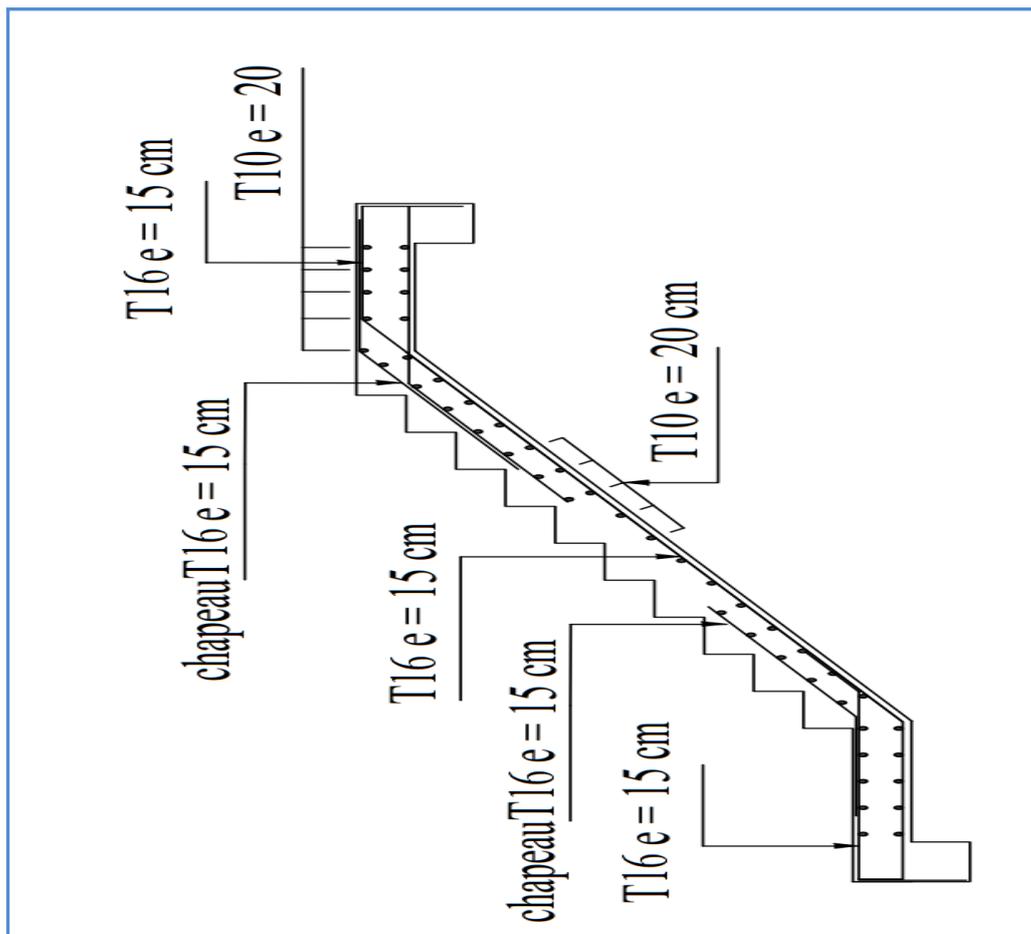


Figure (VI.11) : Schéma de ferrailage de l'escalier

VI. 3.3. Calcul de voile :

Dans ce cas on prévoit un voile au lieu d'une poutre palière qui joue un rôle d'un appui pour les volées d'escalier (à cause de la présence d'une ouverture à côté de l'escalier)

On fait les calculs à la compression centrée pour 1 mètre linéaire avec :

$$h = 15 \text{ cm}; \quad b = 1 \text{ m}; \quad d = 0.9h = 13.5 \text{ cm}; \quad H = 1.53 \text{ m}$$

➤ Charge supportée par le voile :

$$✓ \text{ Poids propre de voile: } G_{pp} = 0.15 \times 1.53 \times 25 = 5.44 \text{ kN/ml.}$$

$$✓ \text{ Réaction du palier sur le voile à l'ELU : } R_A = 35.27 \text{ kN/ml.}$$

Combinaison d'action :

$$q_u = 1.35G_{pp} + R_A = 42.61 \text{ kN/ml}$$

$$\text{On a :} \quad N_u \leq \alpha \left[\beta_r \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\text{donc} \quad A_s \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \beta_r \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Telle que :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{h} = \frac{0.7H \sqrt{12}}{h} = 24.73 < 50$$

Donc :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.77$$

$$\beta_r = (h - 2)(b - 2) = 1274 \text{ cm}^2$$

$$\text{donc :} \quad A_s \geq \left[\frac{42.61 \times 10^3}{0.77} - 1274 \times 10^2 \frac{25}{0.9 \times 1.5} \right] \frac{1.15}{400} = -66.24 \text{ cm}^2$$

Donc on prend pour la section d'armature la section minimale imposée par le BAEL :

On a :

$$A_{min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 4 \times \text{périmètre} = 4 \times (0.15 \times 2 + 1 \times 2) = 9.2 \text{ cm}^2 \\ \frac{0.2B}{100} = 3 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} = 9.2 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour 10 HA12 = 11.31 cm² en deux nappes avec un espacement de 20 cm.

➤ Armature de répartition dans la table de compression :

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte A = 5×HA8 = 2.51 cm²/ml avec espacement de 20 cm.

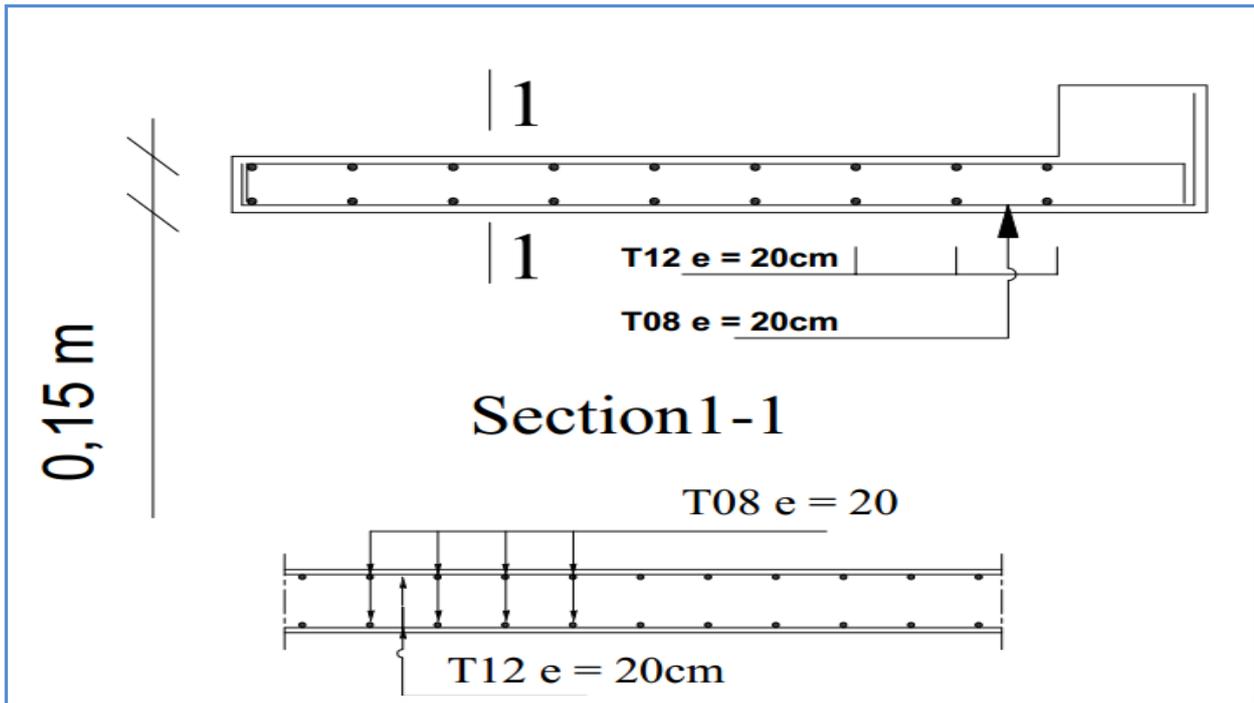


Figure (VI.12) : Schéma de ferrailage de voile

VI. 4. Etude de la dalle machine :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

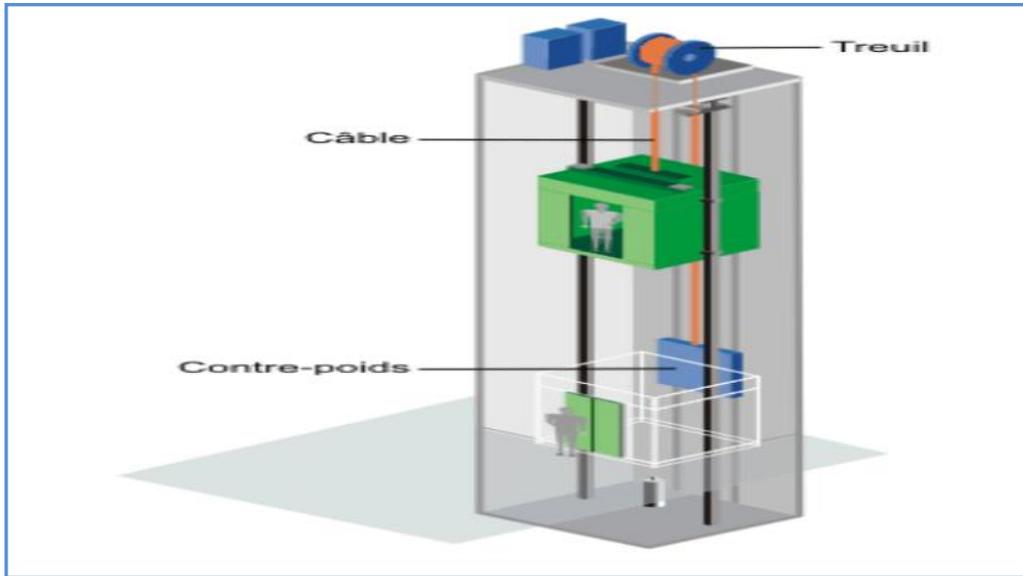


Figure (VI. 13) : Schéma d'un ascenseur mécanique

VI. 4.1. Etude de la dalle machine d'ascenseur :

Dans ces blocs, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale qui transmet le système de levage avec la cabine chargé à la moyenne de 9 personnes est 60 kN. (RCS roux combaluzier schindler)

VI. 4.1.1. Pré dimensionnement de la dalle :

Nous avons deux conditions à vérifier :

a) Résistance à la flexion :

Pour une dalle plein repose sur quatre appuis on a :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{190}{50} \leq e \leq \frac{190}{40} \Rightarrow 3.80 \text{ cm} \leq e \leq 4.75 \text{ cm}$$

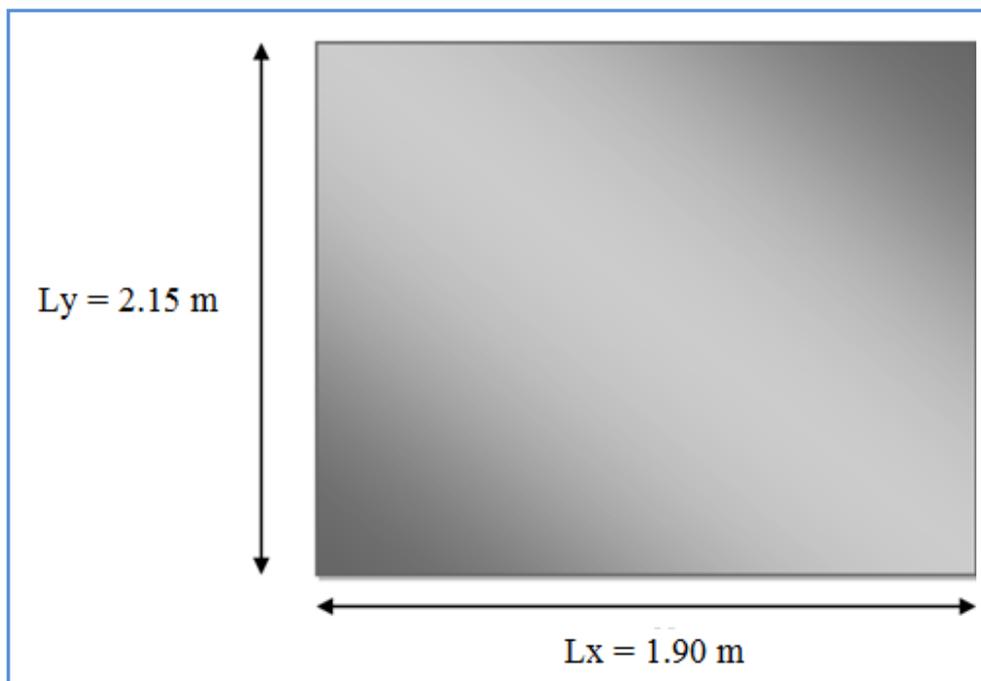


Figure (VI.14) : Schéma de la dalle machine de l'ascenseur

b) Condition de l'E.N.A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine doit être ≥ 25 cm.

Donc on opte pour une dalle machine d'épaisseur $e = 25$ cm.

VI. 4.1.2. Evaluation des charges et surcharges :**a) Charges permanentes :**

le poids de la machine = 60 kN

le poids de la dalle + Revêtement = $0.25 \times 25 + 0.05 \times 22 = 7.35$ kN/m²

b) Surcharges permanentes :

On prend comme charge d'exploitation sur la dalle machine: $Q = 1$ kN/m²

c) Combinaison de charge :

Tableau (VI.7) : Combinaison des charges appliquée sur la dalle machine

Combinaison	Charge surfacique (kN/m ²)	Charge ponctuelle (kN)
ELU	11.42	81
ELS	8.35	60

VI. 4.1.3. Calcul des sollicitations :**a) Calcul des moments sous charge uniformément répartie :**Calcul de α :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.90}{2.15} = 0.88 \Rightarrow 0.4 < \alpha < 1$$

 \Rightarrow la dalle travaille dans les deux sens

On a :

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Tel qu'à l'ELU :

$$\mu_{x,u} = 0.0476 \Rightarrow M_{x,1} = 0.0476 \times 11.42 \times 1.90^2 = 1.96 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{y,u} = 0.7438 \Rightarrow M_{y,1} = 0.7438 \times 1.96 = 1.46 \text{ kN.m}$$

Et à l'ELS :

$$\mu_{x,ser} = 0.0546 \Rightarrow M_{x,1} = 0.0546 \times 8.35 \times 1.90^2 = 1.65 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{y,ser} = 0.8216 \Rightarrow M_{y,1} = 0.8216 \times 1.65 = 1.36 \text{ kN.m}$$

b) Calcul des moments sous charge localisée :

L'étude des dalles portant sur quatre cotés et soumises à des charges localisées qui s'exerçant sur une surface réduite $U \times V$ est entreprise à partir des abaques de PIGEAUD en plaçant la charge au centre.

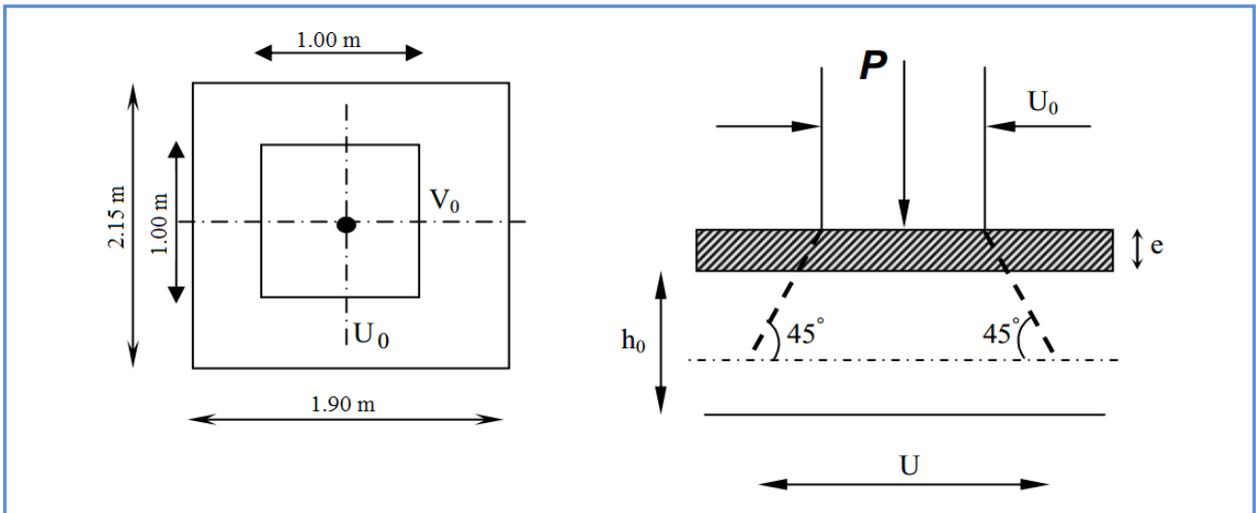


Figure (VI.15) : Diffusion de charge localisée dans le feuillet moyen

Avec :

 h_0 : épaisseur de la dalle (25cm) e : épaisseur du revêtement (5cm)

Les abaques donnent les moments par mètre linéaire au centre :

$$M_{x,2} = P(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + \nu M_1)$$

Avec :

 ν : coefficient de poisson

$\nu = 0$ à l'ELU

$\nu = 0.2$ à l'ELS

Et :

$(M_1 ; M_2)$ sont des coefficients déterminés à partir des rapports $\left(\frac{U}{L_x}\right)$ et $\left(\frac{V}{L_y}\right)$

Tel que :

$$U = U_0 + 2e + h_0 = 100 + 2 \times 5 + 25 = 135 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2e + h_0 = 100 + 2 \times 5 + 25 = 135 \text{ cm}$$

A partir des abaques on a :

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.35}{1.90} = 0.71$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1.35}{2.15} = 0.63$$

On prend le tableau pour $\alpha = 0.9$ et par itération on trouve : [calcul des ouvrages en béton armé, M belazougui]:

$$M_1 = 0.0755$$

$$M_2 = 0.0605$$

Donc à l'ELU :

$$M_{x,2} = P(M_1 + \nu M_2) = 81 \times 0.0755 = 6.12 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + \nu M_1) = 81 \times 0.0605 = 4.90 \text{ kN.m}$$

Et à l'ELS :

$$M_{x,2} = P(M_1 + \nu M_2) = 60 \times (0.0755 + 0.2 \times 0.0605) = 5.26 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + \nu M_1) = 60 \times (0.0605 + 0.2 \times 0.0755) = 4.54 \text{ kN.m}$$

c) Superposition des moments :

✓ **A l'ELU :**

$$M_x = M_{x,1} + M_{x,2} = 8.08 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y,1} + M_{y,2} = 6.36 \text{ kN.m}$$

✓ **A l'ELS :**

$$M_x = M_{x,1} + M_{x,2} = 6.91 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y,1} + M_{y,2} = 5.90 \text{ kN.m}^2$$

A Cause de la continuité de la dalle les moments en travée et en appuis sont :

✓ Dans le sens de la petite portée :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.85M_x$$

$$\text{En appuis de rive : } M_{ax} = -0.5M_x$$

✓ Dans le sens de la grande portée :

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.85M_y$$

$$\text{En appuis de rive : } M_{ay} = -0.5M_x$$

Tableau (VI.8) : *Tableau récapitulatif des moments de la dalle machine*

	petite portée			grande portée		
	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_{ax} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ay} (kN.m)
ELU	8.08	6.87	- 4.04	6.36	5.41	- 4.04
ELS	6.91	5.87	- 3.46	5.90	5.02	- 3.46

VI. 4.1.4. Etude de la dalle :

a) Calcul de ferrailage à l'ELU :

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire avec :

$b = 1.00$ m ; $h = 0.25$ m ; $d = 0.9h = 0.225$ m ; $d' = C' = 2.5$ cm.

✓ **Moments ultime réduit :**

$$\mu_U = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

✓ **Section d'armature :**

$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_s}$$

✓ **Condition de non fragilité : (Art B.7.4) BAEL91/99**

La section minimale pour les dalles dans le sens xx est :

$$A_{min} \geq \rho_0 bh \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2}$$

Et dans le sens yy est :

$$A_{min} \geq \rho_0 bh$$

Avec $\rho_0 = 0.0006$ pour $f_e E400$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant

Tableau (VI.9) : *Tableau récapitulatif des sections d'armature de la dalle*

position		M_u	μ_U	$\mu_l = 0.372$	β_u	A_s	A_{min}	choix	A_s adopté
Sens XX	Travée	6.87	0.009	SSA	0.009	0.82	1.59	5HA10	3.93
	Appuis	-4.04	0.005	SSA	0.005	0.46	1.59	5HA10	3.93
Sens YY	Travée	5.41	0.007	SSA	0.007	0.64	1.50	5HA10	3.93
	Appuis	-4.04	0.005	SSA	0.005	0.46	1.50	5HA10	3.93

b) Vérification à l'ELU :

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge ; et on a $U = V$

Donc :

Au milieu de U on a :

$$V_u = \frac{P_u}{(2U + V)} = \frac{81}{2 \times 1.35 + 1.35} = 20 \text{ kN}$$

Au milieu de V on a :

$$V_u = \frac{P_u}{3U} = \frac{81}{3 \times 1.35} = 20 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{20 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.088 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.088 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification au poinçonnement :**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$q_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{VI.35})$$

Avec : q_u : charge de calcul à l'ELU

μ_c : Périmètre du contour

h : Épaisseur de la dalle

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(135 + 135) = 5.40 \text{ m}$$

$$q_u \leq \frac{0.045 \times 5.40 \times 0.25 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 1012.5 \text{ kN}$$

$$q_u = 81 \text{ kN} < 1012.5 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

c) Vérification de l'écartement minimal des barres: (Art A-8.2.42)BAEL91/99 :

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentré doit être égal à la :

Direction la plus sollicitée : $St \leq \min (2h; 25\text{cm})$

Direction perpendiculaire : $St \leq \min (3h; 33\text{cm})$

Armatures supérieures : $St = 20 \text{ cm} \leq \min (2h; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$

Armatures inférieures : $St = 20 \text{ cm} \leq \min (3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

d) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (ch

13 §IV.2) BAEL 91/99

✓ **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) \quad (\text{VI.36})$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{400} \left(20 + \frac{4.04}{0.9 \times 0.225} \right) \times 10$$

$$A_s = 1.15 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de la contrainte de compression :**

$$V_u \leq 0.4b_0(0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{VI.37})$$

$$V_u = 20 \text{ kN} < 0.4 \times 100 \times 0.9 \times 22.5 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1}$$

$$V_u = 1350 \text{ kN } \textit{condition vérifiée}$$

d) Vérification à l'ELS :

Il faut faire la vérification de la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Pour les aciers aucune vérification n'est nécessaire parce que la fissuration est peut préjudiciable (pas de limite sur la contrainte d'acier).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.10) : *Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS de la dalle*

Position		M_{ser} (kN)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Sens XX	travée	5.87	4.59	22132.70	1.22	15	CV
	appuis	- 3.46	4.59	22132.70	0.72	15	CV
Sens YY	travée	5.02	4.59	22132.70	1.04	15	CV
	appuis	-3.46	4.59	22132.70	0.72	15	CV

e) Vérification de la flèche : (Art B.6.5.1) BAEL91/99

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

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.13 > 0.0625) \Rightarrow \textit{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser}}{10 M_{ser0}}\right) \Rightarrow (0.13 > 0.085) \Rightarrow \textit{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0017 < 0.0105) \Rightarrow \textit{condition vérifiée}$$

Avec:

$$h_t = 25\text{cm} ; b=100 \text{ cm} ; d=22.5 \text{ cm} ; L = 1.90\text{m} ; A_s = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser} = 5.87 \text{ kN.m}; M_{ser0} = 6.91 \text{ kN.m}; f_e = 400\text{MPa}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

NB: On prévoit des chaises entre les deux nappes d'armature pour garder l'espacement entre les nappes, soit 1T10/m².

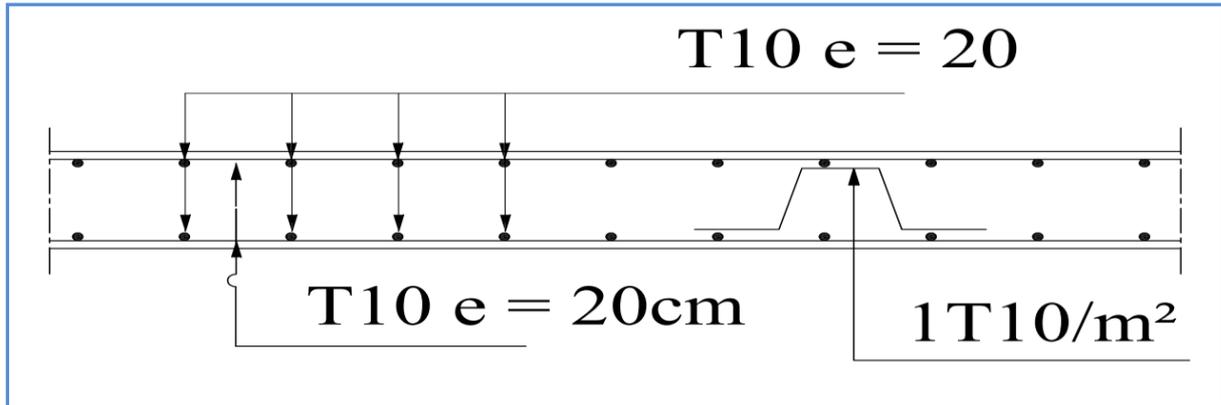


Figure (VI.16) : Schéma de ferrailage de la dalle machine d'ascenseur

VI. 5. Etude du plancher dalle pleine :

Les planchers sont des éléments en plan horizontaux qui ont le rôle de :

- ✓ Résister aux charges
- ✓ Permettre une isolation thermique
- ✓ Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux

La structure comporte un plancher dalle pleine. la dalle es calculé comme une poutre continue reposant su lueurs appuis (les poutres principales), on considère 01 seul type de travées dans notre structure.

VI. 5.1. Calcul des sollicitations :

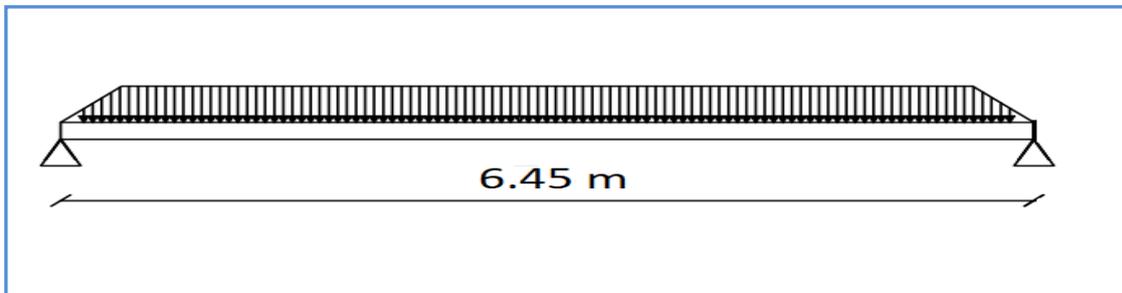


Figure (VI.17) : Schéma statique de travée 1 (coupe CC)

➤ Evaluation des charges et surcharges :

On a: $G_{plancher} = 11.74 \text{ kN/m}^2$

Et : $Q_{plancher} = 2.50 \text{ kN/m}^2$

➤ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

✓ **Condition 1 :**

$Q \leq \text{Min} \{2G \text{ ou } 5 \text{ KN/m}^2\}$

$2G = 2 \times 11.74 = 23.48 \text{ KN/m}^2$

$Q = 2.50 \text{ kN/m}^2 \leq \text{Min} \{23.48, 5\} \Rightarrow$ (Condition est vérifiée)

✓ **Condition 2 :**

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées.

⇒ (Condition est vérifiée)

✓ **Condition 3 :**

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

$$0.8 \leq \frac{L_1}{L_2} = \frac{6.45}{6.45} = 1 \leq 1.25 \Rightarrow \text{(Condition est vérifiée)}$$

✓ **Condition 4 :**

La fissuration est non préjudiciable ⇒ (Condition vérifiée)

NB : dans les éléments du plancher reposent sur des appuis en béton, la portée à prendre en compte est mesurée entre nus des appuis (ch 3, § III.1) BAEL 91/99

Conclusion :

Les conditions sont toutes vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

➤ **Calcul des moments :**

Les valeurs des sollicitations les plus défavorables dans les trois types sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau (VI.11) : *Tableau récapitulatif des sollicitations les plus défavorables*

	ELU			ELS	
	$M_{u,t}$ (kN.m)	$M_{u,a}$ (kN.m)	V_u (kN)	$M_{ser,t}$ (kN.m)	$M_{ser,a}$ (kN.m)
Type1	52.14	44.96	161.53	38.39	26.72

VI. 5.2. Ferrailage en travée :

a) **Calcul de ferrailage à l'ELU :**

Le calcul des armatures s'effectue comme une section rectangulaire en flexion simple.

$$M_{u,travée} = 52.14 \text{ kN.m}$$

Tableau (VI.12) : *Tableau récapitulatif de calcul des armatures de la dalle en*

M_u (kN.m)	μ_U	$\mu_l = 0.310$	β_u	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	choix	A_s adopté
52.14	0.028	$\mu_U < \mu_l$	0.0288	4.22	4.35	3HA14 + 2HA12	6.88

Donc on adopte $A_s = 3HA14 + 2HA12 = 6.88 \text{ cm}^2$ (3HA14 comme des barres filantes

et 2 HA12 en chapeau de longueur $\frac{L}{4} = \frac{6.45}{4} = 1.61 \text{ m}$).

b) Vérification à l'ELU :

Tableau (VI.13) : Tableau récapitulatif des vérifications de la dalle en travée à l'ELU

Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
$V_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	observation	$\Sigma U_i(mm)$	$\tau_{su}(MPa)$	$\bar{\tau}_{su}(MPa)$	OBS
0	0	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	207.35	0	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

c) Vérification à l'ELS :

Tableau (VI.14) : Tableau récapitulatif de vérification de la dalle en travée à l'ELS

$M_{ser}(kN.m)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	OBS
38.39	7.65	97867.40	3	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

NB : Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

d) Vérification La flèche : (Art B.6.5, 1) BAEL91/99

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

On fait la vérification pour la travée la plus défavorable.

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.620 > 0.0625) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0ser}}\right) \Rightarrow (0.620 > 0.085) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0019 < 0.0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec:

$$h_t = 40 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 36 ; L = 6.45 \text{ m} ; A_s = 6.88 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 38.39 \text{ kN.m} ; M_{0ser} = 45.16 \text{ kN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

VI. 5.3. Ferrailage en appuis :

a) Calcul de ferrailage à l'ELU :

On a $M_{u,appuis} = 44.96 \text{ kN.m}$

Tableau (VI.15) : *Tableau récapitulatif de calcul des armatures de la dalle en appui*

$M_u(kN.m)$	μ_U	$\mu_l = 0.310$	β_u	$A_s(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	choix	$A_s\text{adopté}$
44.96	0.024	$\mu_U < \mu_l$	0.0248	3.64	4.35	3HA14	4.62

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

b) Vérification à l'ELU :

Tableau (VI.16) : *Tableau récapitulatif des vérifications de la dalle en appui à l'ELU*

Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
$V_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	observation	$\Sigma U_i(mm)$	$\tau_{su}(MPa)$	$\bar{\tau}_{su}(MPa)$	OBS
161.53	0.45	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	131.95	0.80	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

c) Vérification du poinçonnement :

Le poids maximal autorisé d'une voiture léger vaut 3500 kg, supposant que chaque essieu support 1750 kg par roue soit $P = 8.58 \text{ kN}$.

La surface d'impact de la roue avec la dalle soit : $10 \times 10 \text{ cm}^2$

Pour que les armatures transversales de poinçonnement ne soient pas nécessaires il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$q_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

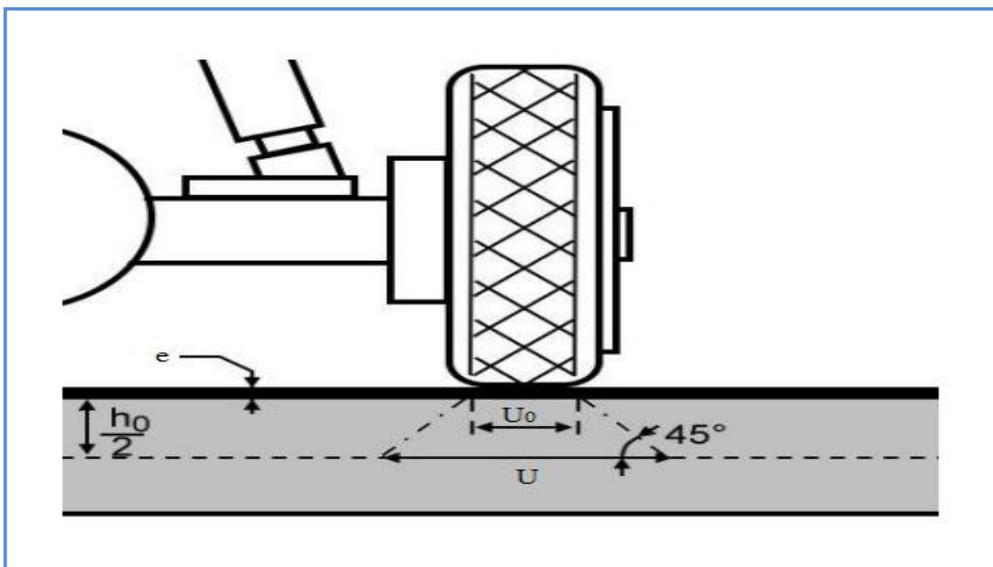


Figure (VI.18) : Diffusion de charge localisée dans le feuillet moyen

Avec : q_u : charge de calcul à l'ELU

$$q_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 8.58 = 11.58 \text{ kN}$$

μ_c : Périmètre du contour

$$\mu_c = 2(U + V)$$

Tel que :

$$U = U_0 + 2e + h_0 = 100 + 2 \times 2 + 15 = 119 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2e + h_0 = 100 + 2 \times 2 + 15 = 119 \text{ cm}$$

h_0 : Épaisseur de la dalle

e : épaisseur de revêtement en bitume

$$\text{Donc : } \mu_c = 2(119 + 119) = 4.76 \text{ m}$$

$$q_u = 11.58 \text{ kN} \leq \frac{0.045 \times 5.16 \times 0.15 \times 25}{1.5} = 580.5 \text{ kN}$$

$$q_u = 11.58 \text{ kN} < 580.5 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales de poinçonnement ne soient pas nécessaires.

d) Vérification à l'ELS :

Tableau (VI.17) : Tableau récapitulatif de vérification de la dalle en appui à

$M_{ser}(kN.m)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	OBS
26.72	6.40	69456.02	2.47	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

VI. 5.4. Calcul des armatures transversales de la dalle :

D'après les vérifications à l'ELU les armatures transversales ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures transversales ayant un rôle constructif.

➤ **Selon le BAEL 91/99 :**

En flexion simple en utilise souvent la formule simplifiée suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28}}{0.9d\sigma_s} \text{ (Art 5.1.2.3)BAEL91/99}$$

$$S_t \leq \text{Min}\{0.9d; 40 \text{ cm}\} \text{ (Art 5.1.2.2)BAEL91/99}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4b_0} \text{ (Art 5.1.2.2)BAEL91/99}$$

➤ **Selon RPA (Art 7.5.2.2) RPA 99/2003 :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone courante}$$

Avec :

A_t : Section des armatures transversales

S_t : Espacement entre les armatures transversales

Donc :

$$S_t \leq \text{Min}\{32.40 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} = 32.40 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{40}{4}; 12 \times 1.2 \right\} = 10 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \quad \text{en zone courante}$$

Donc on prend :

$$S_t = 10 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t = 15 \text{ cm en zone courante}$$

Et :

$$A_t \geq \frac{b_0 S_t (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 \sigma_s} = \frac{40 \times 10 \times (0.80 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 348} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0.003 b_0 S_t = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on prend } A_t = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

Conclusion : Ferrailage adopté.

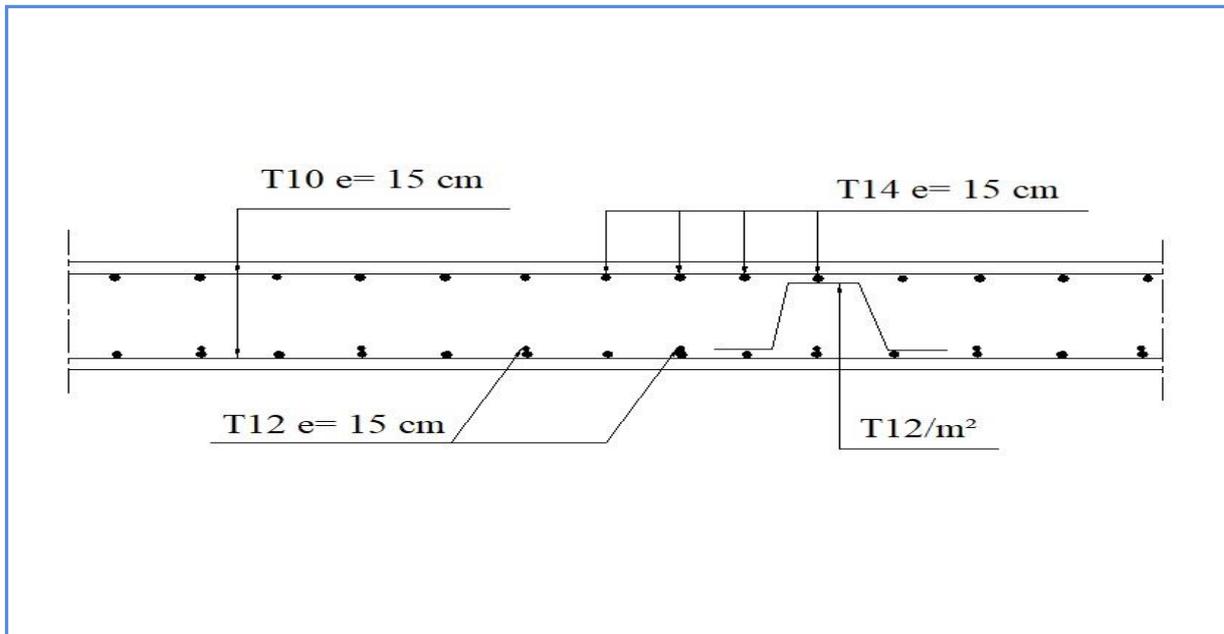


Figure (VI.19) : Schéma de ferrailage de plancher dalle pleine

VI. 6. Etude de la rampe :

La circulation des véhicules à l'intérieur de parking est assurée par une rampe circulaire avec une inclinaison de 8.74%

Lors de la conception de la rampe, il faut veiller à laisser, au sommet et à la base de celle-ci, une garde au sol et une hauteur suffisante libre.

La figure (VI.20) présente un schéma pour la réaliser de changement de pente jusqu'à une déclivité de 8.74 %.

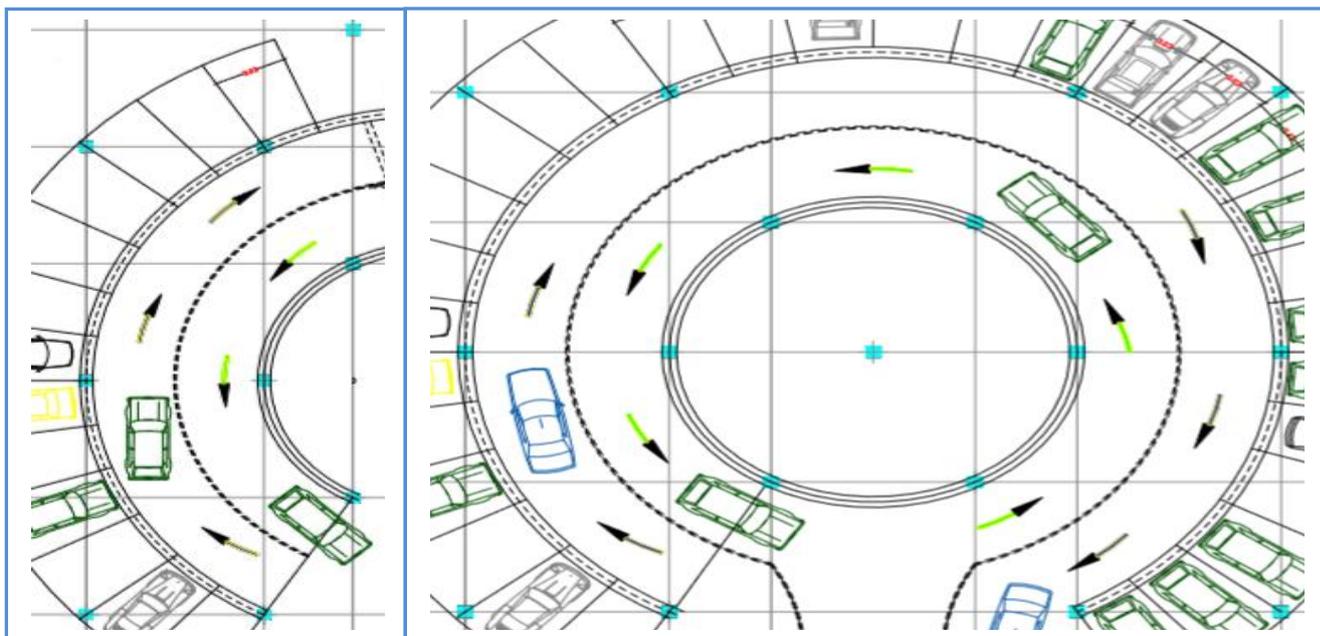


Figure (VI.20) : Schéma pour la réalisation de la rampe circulaire

Pour des raisons pratiques on prévoit des rampes en dalle pleine et comme l'inclinaison est faible donc l'écart entre les charges appliquée sur dalle pleine et la rampe est faible alors on adopte pour la rampe le même ferrailage que le plancher dalle pleine.

Conclusion :

L'étude des éléments secondaires a été effectuée afin qu'ils puissent y résister. Ensuite, chaque élément a été vérifié à l'aptitude à l'emploi.

CHAPITRE VII :
ETUDE DYNAMIQUE DE
LA STRUCTURE

VII.1. Introduction :

La structure en question est sujette à l'action du séisme. Les secousses telluriques engendrent dans les constructions des accélérations qui peuvent être d'un ordre de grandeur de telle sorte à influencer négativement sur la stabilité de celle-ci. Il en résulte des efforts importants pouvant s'exercer suivant des directions quelconques.

Notre structure se trouvant dans une zone de faible sismicité, une étude dynamique s'impose dans le but de limiter dans la mesure du possible, les dégâts sur éléments structuraux et éviter l'effondrement de la structure.

VII. 2. Objectifs de l'étude sismique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

VII. 3. Classification de l'ouvrage selon le RPA99/2003 :**VII. 3.1. Zone sismique :**

Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante. Notre structure est implantée dans la wilaya de Tiaret qui est classée comme une zone de faible sismicité (zone I).

VII. 3.2. Importance de l'ouvrage (catégorie) :

Le niveau de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et son importance. Notre structure est un bâtiment à usage parking de stationnement publics donc elle est classée dans le groupe d'usage 2.

VII. 4. Méthodes de calcul de l'action sismique :

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposées parmi lesquelles on distingue deux méthodes très couramment utilisées :

- ✓ la méthode statique équivalente.
- ✓ la méthode d'analyse modale spectrale.

VII. 4.1. La méthode statique équivalente :**a) Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

b) Conditions d'application :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les structures qui satisfont aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en zone I.

VII. 4.2. La méthode modale spectrale :**a) Principe de la méthode :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b) Conditions d'application :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans les cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

VII. 5. Choix de la méthode de calcul :

Dans notre structure la méthode statique équivalente est applicable mais pour des raisons de simplicité des calculs et comme nous avons besoin de l'effort tranchant à la base de la méthode modale spectral donc on fait les calculs par la méthode d'analyse modale spectrale.

VII. 6. Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement). En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

VII. 7. Modélisation de la structure :

Notre structure est composée de quatre niveaux pour résumer les calculs et comme on a des niveaux identiques donc on fait l'étude sismique seulement pour un seul niveau, et on généralise les résultats obtenus aux autres niveaux.

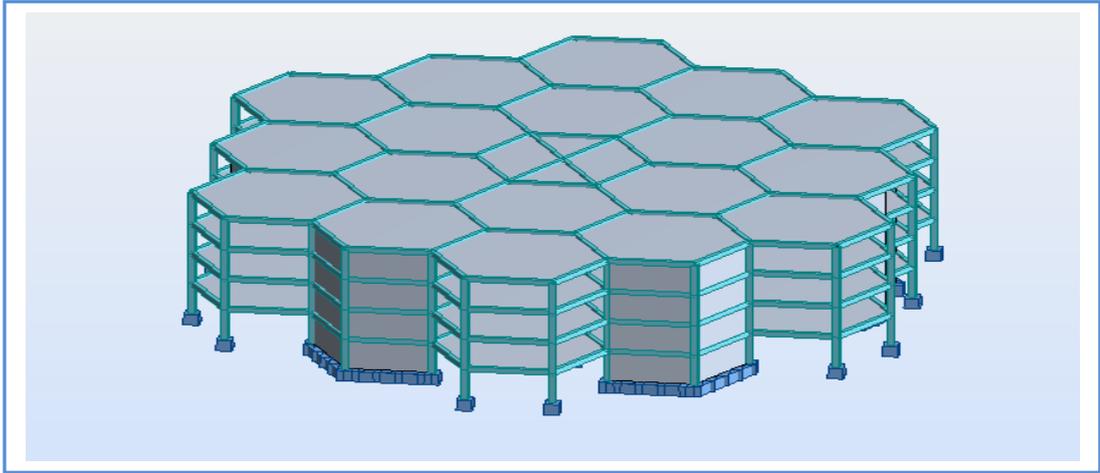
Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...etc.) dans les éléments structuraux, l'utilisation de l'outil informatique s'impose dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique par élément finis et connu sous le nom ROBOT.

➤ Description du logiciel ROBOT :

Robot, un des produits de ROBOT.BAT, est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures, il se base sur la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type treillis, portiques adaptés à la construction en acier, en bois, en béton armé ou mixte, il comprend des modules de dimensionnement, de vérification, d'assemblage, et de ferrailage suivant les différentes normes nationales existantes.

VII. 7.1. Modélisation :

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements des structures, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

Figure (VII.1) : *Modèle de la structure en 3D***VII.7.2. Le spectre de réponse de calcul :** (ch IV § 4.3.3) RPA99/2003

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left[1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta \frac{Q}{R} - 1) \right] & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ seconde} \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{Si } T > 3.0 \text{ seconde} \end{cases} \quad (\text{VII.1})$$

VI. 7.3. Détermination des paramètres du spectre de réponse :**a) Le coefficient d'accélération de la zone :**

Le coefficient d'accélération de zone est donné par le tableau (4.1) RPA99/2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas $A = 0.10$.

b) Le coefficient de comportement global de la structure :

La valeur de coefficient de comportement globale de la structure est donnée par le tableau (4.3) RPA99/2003 en fonction du système de contreventement de la structure, on suppose que notre structure est contreventée par des voiles porteurs et après l'étude de la structure on fait la vérification de la part des efforts verticaux repris par les voiles,

Donc $R = 4$.

c) Le facteur de qualité :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- ✓ La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent
- ✓ La régularité en plan et en élévation.
- ✓ La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad (\text{VII.2})$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non.

Tableau (VII.1) : Valeur de pénalités

Critère « q »	P_q	
	Sens XX	Sens YY
Condition minimales sur les files de contreventement.	0.00	0.00
Redondance en plan.	0.00	0.00
Régularité en plan.	0.05	0.05
Régularité en élévation.	0.00	0.00
Contrôle de la qualité des matériaux.	0.00	0.00
Contrôle de la qualité de l'exécution.	0.10	0.10
Facteur de qualité (Q)	1.15	1.15

d) La période caractéristique associée à la catégorie du site :

Les valeurs des périodes caractéristiques associées à la catégorie de site sont données par le tableau (4.7) RPA99/2003 dans notre cas on a : $T_1 = 0.15$ et $T_2 = 0.50$

e) La période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale de la structure peut être estimée à partir de formule empirique ou calculée par des méthodes analytique ou numériques
La formule empirique à utiliser est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (\text{VII.3})$$

Avec :

h_N : la hauteur total de la structure mesurée à partir de la base

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau (4.6) RPA99/2003.

Pour une structure contreventée partiellement ou totalement par des voiles en béton armé

$$C_T = 0.050.$$

$$h_N = 16 \text{ m}.$$

Alors : $T = 0.52$ seconde

a) Le facteur d'amplification dynamique moyenne :

Le facteur d'amplification moyenne est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ Seconde} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & \text{Si } T > 3.0 \text{ Seconde} \end{cases} \quad (\text{VII.4})$$

Avec :

η : le facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \quad (\text{VII.5})$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, dans notre cas on a un système de contreventement portique plus voile donc on prend la moyenne d'après le tableau (4.2) RPA99/2003 donc : $\xi(\%) = 7 \%$.

$$\text{Alors : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0.882$$

D'autre part on a $T_2 < T < 3.0 \text{ Seconde}$

$$\text{donc : } D = 2.5 \times 0.882 \times \left(\frac{0.50}{0.52}\right)^{2/3} = 2.1478$$

Pour introduire le spectre de réponse dans le Robot par l'utilisation de l'application RPA qui donne :



Figure (VII.2) : Spectre de réponse de calcul

VII. 7.4. Nombre de modes à considérer :

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4) 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.
- ✓ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

VII. 7.5. Disposition des voiles :

A partir des plans d'architecture, nous avons procédé à la recherche d'une meilleure disposition des voiles qui permet une bonne reprise et absorption de l'action sismique. Ainsi, suite à plusieurs études, nous sommes arrivées à la disposition des voiles indiquée dans la figure suivante :

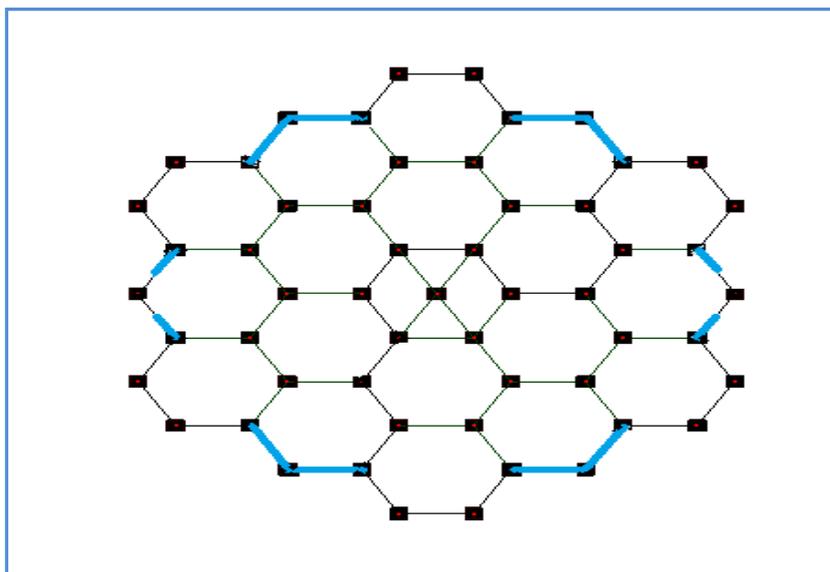


Figure (VII.3) : *Disposition des voiles*

Après l'analyse automatique on tire les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau (VII.2) : *Mode de vibration et taux de participation massique*

Mode	Période	Facteur de participation massique (%)				Nature
		U_X	U_Y	$\sum U_X$	$\sum U_Y$	
1	0.51	49.79	0.2406	49.79	0.2406	Translation XX
2	0.50	0.2525	52.43	75.04	70.68	Translation YY
3	0.49	0.4210	0.9220	79.26	79.90	Torsion
4	0.48	6.66	4.13	85.92	84.03	/
5	0.46	5.68	6.98	91.60	91.01	/
6	0.35	0.70	1.57	92.30	92.58	/
7	0.24	1.95	2.36	94.25	94.93	/
8	0.22	3.08	2.14	97.33	97.08	/
9	0.17	0.09	0.02	97.42	97.10	/
10	0.16	0.11	0.65	97.53	97.75	/

D'après les résultats de tableau (VII. 2) on constate que :

✓ La période de calcul automatique est : $T_{dyn} = 0.51$ Seconde.

D'après le RPA 99/2003 la période de calcul de la structure T_{dyn} doit être inférieure à la période calculée par les formules empiriques, avec une majoration de la période calculée par 30 %.

On a :

$$T_{cal} = 1.30T = 0.67 \text{ Seconde}$$

Donc :

$$T_{dyn} = 0.51 < T_{cal} = 0.67 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- ✓ Le premier et deuxième mode sont des modes de translation suivant les sens (XX) et (YY) successivement.
- ✓ Le troisième mode c'est un mode de torsion de faible participation massique (mode parasite) par ce que la participation massique est inférieure à 5%.
- ✓ La somme des masses modales effectives atteindrent 90% de la masse totale de la structure dans le cinquième mode donc le nombre de mode à considérer est 5 modes.

Les trois premières modes de vibration de la structure sont représentées dans les figures suivantes :

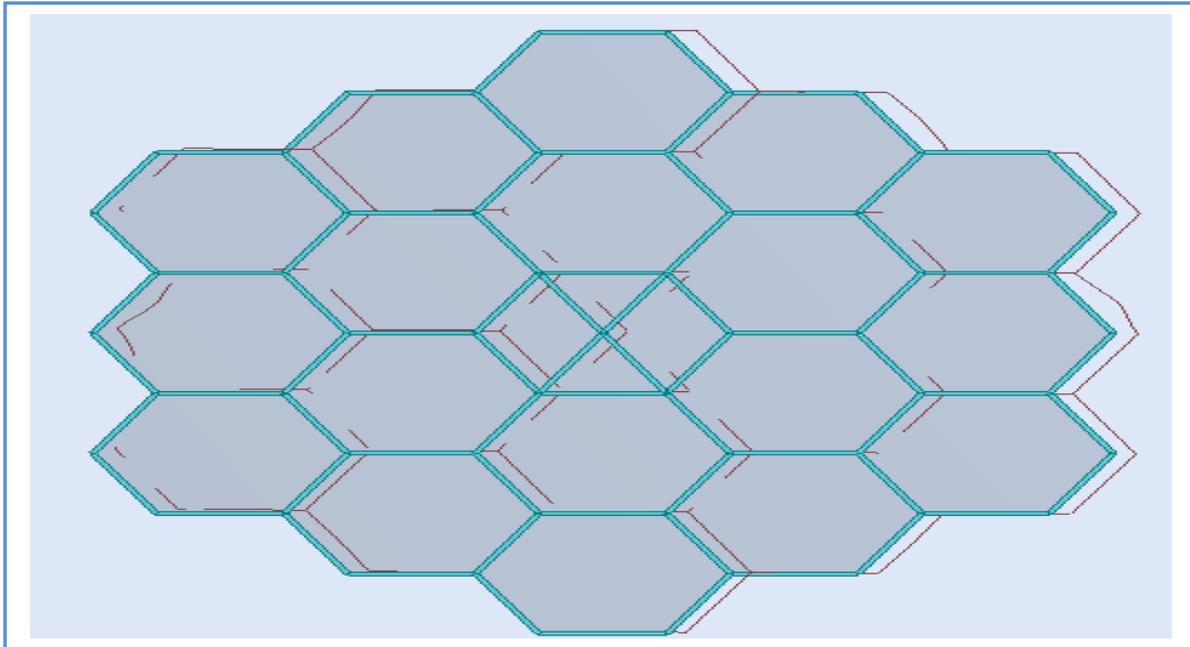


Figure (VII.4) : *Premier mode (translation XX)*

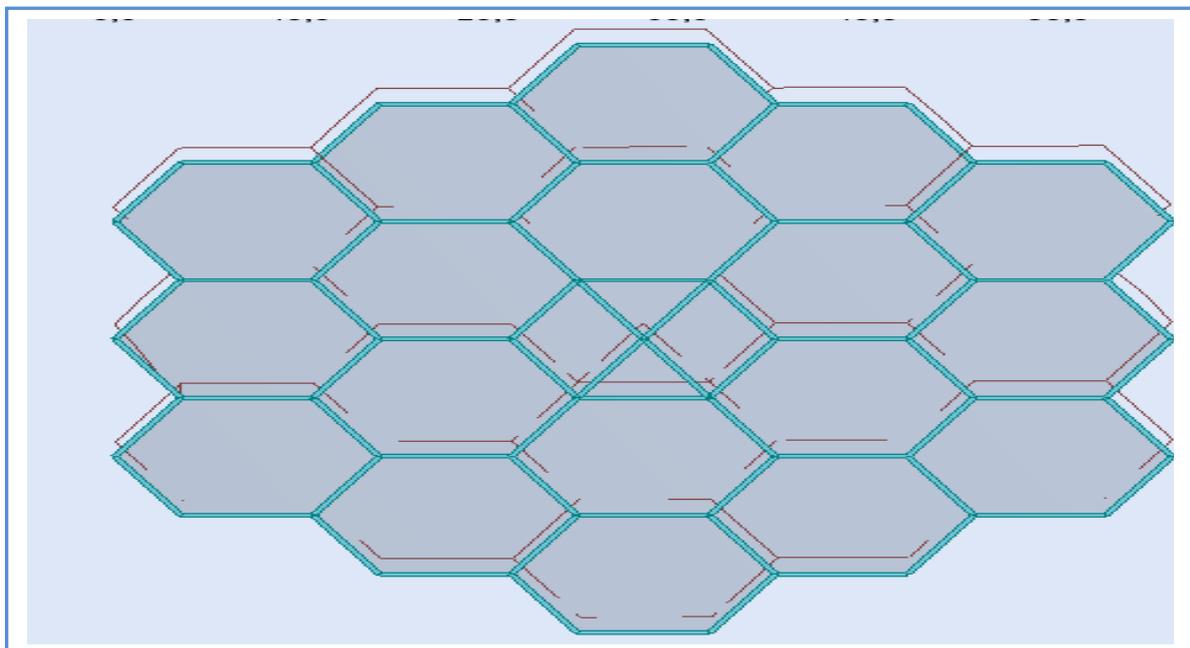


Figure (VII.5) : *Deuxième mode (translation YY)*

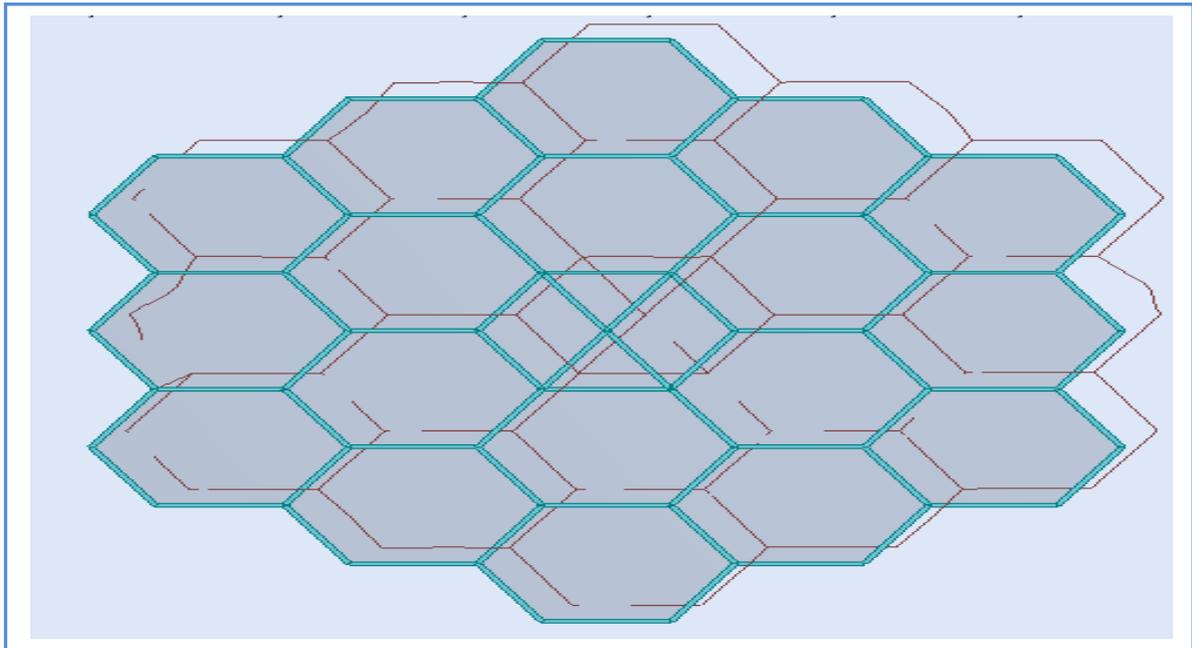


Figure (VII.6) : Troisième mode (torsion ZZ)

VII. 7.6. Détermination du poids total de la structure :

Le poids propre de la structure égale au poids des charges permanentes plus un pourcentage des charges d'exploitations :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{VII.6})$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

β : coefficient de pondération qui est en fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée par

le tableau (4.5)RPA99/2003

dans notre cas $\beta = 0.30$.

On tire les masses de chaque étage à partir de Robot, le robot donne les masses de chaque étage en tonne donc :

On a :

le poids = la masse \times L'accélération de la pesanteur

D'où : $W_i(kN) = W_i(Ton) \times 9.81$

Les résultats des masses et des poids de chaque étage sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau (VII.3) : Poids totale du bâtiment

Etage	Wi (Ton)	Wi (kN)	Wcum (kN)
R+3	5029,10	49335.471	49335.471
R+2	4515,90	44300.979	93636.45
R+1	4515,90	44300.979	137937.429
RDC	4515,90	44300.979	182238.40
Poids totale			182238.40

VII. 7.7. Détermination de l'effort sismique à la base de la structure par la méthode statique équivalent :

La force sismique totale appliquée à la base de bâtiment doit être calculée successivement dans les deux directions horizontale et orthogonale selon la formule suivante :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \quad (\text{VII.7})$$

$$V_{X,statique} = V_{Y,statique} = \frac{0.10 \times 2.1478 \times 1.15}{4} \times 182238.40 = 11253.08 \text{ kN}$$

VII. 7.8. Détermination de l'effort sismique à la base de la structure par la méthode modale spectral :

$$V_i = \frac{S_a}{g} \times \alpha_i \times W \quad (\text{VII.8})$$

Avec :

V_i : l'effort tranchant modale à la base.

α_i : coefficient de participation massique.

W : poids total de la structure.

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau (VII.4) : *Effort tranchant modale*

Mode	Période	S_a/g	$\alpha_{i,x}$ (%)	$\alpha_{i,y}$ (%)	W (kN)	$V_{x,i}$ (kN)	$V_{y,i}$ (kN)
1	0.51	0.078	49.79	0.24	182238.40	7077.45	34.12
2	0.50	0.079	0.25	52.43	182238.40	35.99	7548.26
3	0.49	0.080	0.42	0.92	182238.40	61.23	134.13
4	0.48	0.081	6.66	4.13	182238.40	983.10	609.64
5	0.46	0.084	5.68	6.98	182238.40	869.50	1068.50
6	0.35	0.101	0.70	1.57	182238.40	128.84	288.97
7	0.24	0.129	1.95	2.36	182238.40	458.42	554.81
8	0.22	0.137	3.08	2.14	182238.40	768.97	534.29
9	0.17	0.163	0.09	0.02	182238.40	26.73	5.94
10	0.16	0.169	0.11	0.65	182238.40	33.88	200.19

➤ **Combinaison des réponses modales :**

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérées comme indépendantes si la condition suivante est vérifiée :

$$r = \frac{T_i}{T_j} \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \quad \text{avec } T_i < T_j \quad (\text{VII.9})$$

Dans le cas où toutes les réponses modale retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2} \quad (\text{VII.10})$$

Dans le cas où deux réponses modale ne sont pas indépendantes, E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2} \quad (\text{VII.11})$$

Les résultats de la vérification de l'indépendance des modes obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (VII.5) : Vérification de l'indépendance des modes

Mode	Période	r	$\frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}}$	Vérification
1	0.51	0.98	0.99	CV
2	0.50	0.96	0.99	CV
3	0.49	0.98	0.99	CV
4	0.48	0.95	0.99	CV
5	0.46	0.96	0.99	CV
6	0.35	0.76	0.99	CV
7	0.24	0.68	0.99	CV
8	0.22	0.77	0.99	CV
9	0.17	0.94	0.99	CV
10	0.16	/	/	/

Toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres donc la réponse totale est donnée par :

$$E_{x,dyn} = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_{x,i}^2} = \pm 7255.19 \text{ kN}$$

$$E_{y,dyn} = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_{y,i}^2} = \pm 7695.82 \text{ kN}$$

VII. 7.9. Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (Art 4.2.5) RPA99/2003

$$V = F_t + \sum F_i \quad (\text{VII.12})$$

Avec :

$$F_t = \begin{cases} 0.07TV & \text{Si } T > 0.7\text{Sec} \\ 0 & \text{Si } T \leq 0.7\text{Sec} \end{cases} \quad (\text{VII.13})$$

Où T est la période fondamentale de la structure

Le RPA 99/2003 exige que la valeur de F_t ne dépassera en aucun cas 0.25V

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par l'expression :

$$F_i = \frac{(V-F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad (\text{VII.14})$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

h_i : Niveau de plancher où s'exerce la force F_i

h_j : Niveau du plancher quelconque

W_i, W_j : Poids revenant au plancher i et j

Dans notre cas $T < 0.7$ Sec donc $F_t = 0 < 0.25 V$ condition vérifiée

Les résultats des forces sismiques qui se développent dans les différents niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (VII.6) : Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur

Etage	H (m)	Wi (kN)	$V_{x,dyn}$	$F_{x,dyn,i}$	$V_{y,dyn}$	$F_{y,dyn,i}$
R+3	16	49335.471	7255.19	4818.6	7695.82	4811.8
R+2	12	44300.979	7255.19	3220.5	7695.82	3183.3
R+1	8	44300.979	7255.19	1913.8	7695.82	1870.2
RDC	4	44300.979	7255.19	748.41	7695.82	721.48

VII. 8. Vérification des conditions réglementaires imposées par le RPA :

VII.8.1. Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure :

D'après le RPA99/2003 (art 4.3.6), la résultante des forces obtenues à la base par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant des forces sismiques déterminés pas la méthode statique équivalente, les résultats obtenue sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau (VII.7) : Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure

	$V_{statique}(kN)$	$V_{dynamique}(kN)$	V_{dyn}/V_{sta}	Observation
Sens XX	11253.08	7255.19	0.64	$\frac{V_{dyn}}{V_{sta}} < 0.80$
Sens YY	11253.08	7695.82	0.68	$\frac{V_{dyn}}{V_{sta}} < 0.8$

La résultante des forces obtenues à la base par la combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% des résultantes des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente dans le sens XX et YY donc il faudra augmenter tous les

paramètres de la réponse par un coefficient de majoration dans les directions considérée qui égale à :

$$\frac{0.8V_{x,sta}}{V_{x,dyn}} = \frac{0.8 \times 11253.08}{7255.19} = 1.24$$

$$\frac{0.8V_{y,sta}}{V_{y,dyn}} = \frac{0.8 \times 11253.08}{7695.82} = 1.17$$

VII. 8.2. Effets de l'excentricité accidentelle :

➤ Détermination des coordonnées du centre de torsion et de centre de masse :

La détermination du centre de masse et de rigidité est basée sur le calcul des centres de masse et de rigidité de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, rampes, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de torsion sont déterminées par les formules suivantes :

$$X_t = \frac{\sum I_{xi} X_i}{\sum I_{xi}} \quad (\text{VII.15})$$

$$Y_t = \frac{\sum I_{yi} Y_i}{\sum I_{yi}} \quad (\text{VII.16})$$

Et les coordonnées du centre de masse sont déterminées par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad (\text{VII.17})$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} \quad (\text{VII.18})$$

Les résultats du centre de torsion et du centre de masse sont regroupés dans le tableau suivant : (à partir de logiciel ROBOT)

Tableau (VII.8) : Coordonnée de centre de masse et de centre de rigidité

Etage	X_G (m)	Y_G (m)	X_t (m)	Y_t (m)
R+3	28.00	30.31	28.00	29.25
R+2	28.00	30.31	28.00	29.25
R+1	28.00	30.31	28.00	29.25
RDC	28.00	30.31	28.00	30.31

Donc le centre de masse globale de la structure est : (28, 30.31) m

Et le centre de torsion globale de la structure est : (28, 29.52) m

➤ Evaluation des excentricités :

La valeur de l'excentricité à prendre en compte est la plus grande entre l'excentricité théorique résultant des plans et l'excentricité accidentelle exigée par le RPA.

✓ **Excentricité théorique :**

L'excentricité théorique est calculée dans les deux sens par les deux formules suivantes :

$$e_x = |X_t - X_G| \quad (\text{VII.19})$$

$$e_y = |Y_t - Y_G| \quad (\text{VII.20})$$

Tableau (VII.9) : *Excentricité théorique dans les deux sens*

Etage	$e_x(m)$	$e_y(m)$
R+3	0.00	1.06
R+2	0.00	1.06
R+1	0.00	1.06
RDC	0.00	0.00

✓ **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par le RPA égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \text{Max} \{5\%L_x; 5\%L_y\} = 5\%L_y = 3.031 \text{ m}$$

Donc :

$$e = \text{Max}\{e_x; e_y; e_a\} = 3.031 \text{ m}$$

VII. 8.3. Vérification des déplacements inter étage :

L'une des vérifications préconise par le RPA 99/2003, concernant les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article (5.10) du le RPA99/2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} < 1\% h_{\text{étage}}$$

Avec :

$$\delta_k = R\delta_{ek}$$

Et :

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques

R : Coefficient de comportement

Les résultats obtenus sont résumée dans les tableaux suivants :

NB : les déplacements sont majorés car l'effort tranchant à la basse obtenue par la combinaison des réponses modale est inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminé par la méthode statique équivalente.

$$\delta_{ek,maj} = 1.24\delta_{ek}(\text{XX})$$

$$\delta_{ek,maj} = 1.17\delta_{ek}(\text{YY})$$

Tableau (VII.10) : Déplacement inter-étage dans le sens XX

Etage	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_{ek,maj}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$\overline{\Delta}_k(cm)$	observation
R+3	0.130	0.161	0.644	0.148	4	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
R+2	0.160	0.198	0.792	0.076	4	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
R+1	0.144	0.179	0.716	0.248	4	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
RDC	0.094	0.117	0.468	0.468	4	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$

Tableau (VII.11) : Déplacement inter-étage dans le sens YY

Etage	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_{ek,maj}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$\overline{\Delta}_k(cm)$	observation
R+3	0.117	0.137	0.548	0.044	4	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
R+2	0.108	0.126	0.504	0.056	4	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
R+1	0.096	0.112	0.448	0.164	4	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
RDC	0.061	0.071	0.284	0.284	4	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$

Conclusion : les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible qui égale à 1% de la hauteur d'étage donc la condition de l'art 5.10 du le RPA99/2003 est vérifiée.

VII. 8.4. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Les effets de 2° ordre ou l'effet P- Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaisants est à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k »

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 »

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 1° ordre par le facteur

$1/(1 - \theta)$.

Si $\theta > 0.20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont résumée dans les tableaux suivants :

Tableau (VII.12) : Vérification de l'effet P-Δ sens XX

Etage	P_k (kN)	Δ_k (cm)	$F_{x,dyn,i}$ (kN)	$V_{x,dyn}$ (kN)	h_k (m)	θ_x
R+3	47985.75	0.148	4818.63	4818.63	16	0.000809
R+2	92835.91	0.076	3220.50	8039.08	12	0.001539
R+1	137641.53	0.248	1913.80	9952.88	8	0.002489
RDC	183977.35	0.468	748.41	10701.99	4	0.004040

Tableau (VII.13) : Vérification de l'effet P-Δ sens YY

Etage	P_k (kN)	Δ_k (cm)	$F_{y,dyn,i}$ (kN)	$V_{y,dyn}$ (kN)	h_k (m)	θ_y
R+3	47985.75	0.044	4811.82	4811.82	16	0.000729
R+2	92835.91	0.056	3183.30	7995.09	12	0.001045
R+1	137641.53	0.164	1870.20	9865.25	8	0.001656
RDC	183977.35	0.284	721.48	10586.73	4	0.002650

Conclusion : θ_x et θ_y sont inférieure à 0.1 donc l'effet du 2° ordre est négligeable.

VII. 8.5. Vérification vis-à-vis du renversement :

Cette condition se réfère à la stabilité de l'ensemble ou de l'ouvrage soumis à des effets de renversement, pour que notre structure stable au renversement il faut que :

$$\frac{M_{\text{Stabilisateur}}}{M_{\text{Renversement}}} \geq 1.5$$

Pour cette vérification on utilisera la combinaison $0.8G \pm E$. En effet, cette combinaison tient compte indirectement de l'action ascendante du séisme, action qui a tendance à contrebalancer en partie l'action stabilisatrice du poids de la structure vis-à-vis du renversement.

Donc :

$$M_{\text{Stabilisateur}} = 0.8W \times b$$

b : La plus petite valeur entre le centre de masse de la structure et leur extrémité.

W : Le poids total de la structure dus aux charges permanentes seulement.

Et : $M_{\text{Renversement}} = \sum_{i=1}^n V_i H_i$

V_i : L'effort sismique de chaque niveau

H : La hauteur de l'étage considérée

Les résultats obtenus sont résumée dans le tableau suivant :

Tableau (VII.14) : *Moment de renversement*

Etage	Sens XX			Sens YY		
	H (m)	$F_{x,dyn,i}$ (kN)	M_{Ren} (kN.m)	H (m)	$F_{y,dyn,i}$ (kN)	M_{Ren} (kN.m)
R+3	16	4818.63	77098.08	16	4811.82	76989.12
R+2	12	3220.50	38645.40	12	3183.30	38199.24
R+1	8	1913.80	15310.40	8	1870.20	14961.28
RDC	4	748.41	2993.64	4	721.48	2885.92
			134047.52			133035.56

$$M_{Sta,x} = 0.8 \times W \times b_x = 0.8 \times 182238.40 \times 28 = 4082140.16 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sta,y} = 0.8 \times W \times b_y = 0.8 \times 182238.40 \times 30.31 = 4418916.72 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{Sta,x}}{M_{Ren,x}} = 30.45 > 1.5$$

$$\frac{M_{Sta,y}}{M_{Ren,y}} = 32.96 > 1.5$$

Conclusion : L'ouvrage est donc stable au renversement, de plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

Conclusion:

L'étude dynamique de notre structure a été réalisés à l'aide du logiciel ROBOT, et nous avons déterminé les propriétés dynamiques du bâtiment et examiné la stabilité du bâtiment pour réduire les dommages possibles aux éléments structurels contre l'effet sismique.

CHAPITRE VIII :
ETUDE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

VIII. 1. Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d’aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre structure. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA93, BAEL91/99 et RPA99/2003).

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d’éléments structuraux qui sont les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

Pour des raisons de simplicité on prend les sollicitations les plus défavorables dans tous les blocs et on généralise les résultats obtenus.

VIII. 2. Ferrailage des poteaux :

VIII. 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 et le contreventement de la structure.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée qui est due à l’excentricité de l’effort normal par rapport aux axes symétrie, et à un moment fléchissant dans le sens longitudinale et transversal dû à l’action horizontale.

Une section soumise à la flexion composée peut se calculer comme :

- ✓ Une section en compression centrée **CC**.
- ✓ Une section entièrement tendue **ET**
- ✓ Une section entièrement comprimée **EC**.
- ✓ Une section partiellement comprimée **PC**.

Les armatures sont calculées à l’état limite ultime sous l’effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes.

Tableau (VIII.1) : Valeur des paramètres de calcul dans les différentes situations

Situation	Béton				Acier		
	θ	γ_b	$f_{c28} (MPa)$	f_{bu}	γ_s	$f_e (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$
Durable	1	1.5	25	14.17	1.15	400	348
Accidentelle	0.90	1.15	25	20.53	1	400	400

VIII.2.2. Recommandations selon RPA99/2003 :

D’après RPA99/2003, pour une zone sismique I, les armatures longitudinales doivent être à haut adhérence, droites et sans crochet :

➤ Leur pourcentage est limité par :

$$0.7\% < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{en zone courante}$$

$$0.7\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{en zone de recouvrement}$$

Avec :

A_s : section d'acier et B : section du béton

- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur de recouvrement minimale est de 40ϕ .
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieure des zones nodales.

VIII. 2.3. Combinaisons d'actions :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons des différentes combinaisons suivantes :

- Selon BAEL91/99 :
 - ✓ ELU : $1.35G + 1.5Q$ (situation durable)
 - ✓ ELS : $G + Q$ (situation durable)
- Selon RPA99/2003 :
 - ✓ $G + Q + E$ (situation accidentelle)
 - ✓ $0.8G \pm E$ (situation accidentelle)

Avec :

G : Charges permanent

Q : Surcharges d'exploitation.

E : Action sismique.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas de sollicitation suivants :

1. $N_{compression}^{max}, \text{Max}(M_{2-2}^{corr}, M_{3-3}^{corr})$
2. $N_{traction}^{max}, \text{Max}(M_{2-2}^{corr}, M_{3-3}^{corr})$
3. $\text{Max}(M_{2-2}^{max}, M_{3-3}^{max}), N^{corr}$

Chacun des trois cas de sollicitation donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

NB :

- ✓ comme la section de poteau est carrée donc on fait le ferrailage à partir de moment maximal entre M_{3-3} et M_{2-2} et on le généralise sur les quatre côtés de la section de poteau.

Les sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable par ROBOT, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (VIII.2) : Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux

		$N_{compression}^{max}$ (kN)	$N_{traction}^{max}$ (KN)	$Max(M_{2-2}^{max}, M_{3-3}^{max})$ (kN.m)
Poteau 55x55	Combinaison	ELU	G+Q+E _X MAX	0.8G+E _Y MIN
	N (kN)	975.56	-1167.42	182.35
	$Max(M_{2-2}^{corr}, M_{3-3}^{corr})$	49.19	527.69	116.04

VIII. 2.4. Vérification de l'effort normal réduit :

Avant d'entamer le calcul de ferrailage l'article (7.4.3.1) du RPA99/2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.

La vérification s'effectue par la formule suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.30 \quad \text{(VIII.1)}$$

Avec :

N_d : Désigne l'effort normal de compression de calcul s'exerçant sur la section de béton sous la combinaison sismique la plus défavorable .

Dans notre cas la combinaison sismique qui donne l'effort de compression la plus défavorable est G+Q+E_X MAX

B_c : est la section brute du poteau.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton.

On fait la vérification pour les poteaux les plus défavorables, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (VIII.3) : Vérification de l'effort normal réduit

	Section (cm ²)	Effort normal (kN)	f_{c28} (MPa)	v	Vérification
Poteau 55x55	3025	226.67	2 5	0.0 3	$v < 0.30$

La condition est vérifiée pour le poteau 55x55

VIII. 2.5. Calcul des armatures longitudinales :

On calcule le ferrailage des poteaux dans les différentes combinaisons et on prend le cas où le ferrailage est plus défavorable.

Avant d'entamer les calculs on doit vérifier tout d'abord si notre section travaille à la compression centré ou à la flexion composée :

Pour que la section travail à la compression centré il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$e_0 = \frac{M}{N} < \frac{b}{12} \quad (\text{VIII.3})$$

Si la condition précédente est vérifiée on fait le ferrailage de poteau à la compression centré

donc
$$A_s \geq \left[\frac{N}{\alpha} - \beta_r \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e} \quad (\text{VIII.4})$$

Telle que :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{h} \quad (\text{VIII.5})$$

Et :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad (\text{VIII.6})$$

$$\beta_r = (h - 2)(b - 2) \quad (\text{VII.7})$$

Avec :

$$A_{min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 4 \times \text{périmètre} \\ \frac{0.2B}{100} \end{array} \right\} \quad (\text{VIII.8})$$

$$A_{max} = \frac{5B}{100} \quad (\text{VIII.9})$$

Si non la section travail à la flexion composée.

Pour que la section effectivement travail à la flexion composée et la méthode forfaitaire est applicable il faut que la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left\{ \frac{20e_0}{h}; 15 \text{ cm} \right\} \quad (\text{VIII.10})$$

Si la section effectivement travail à la flexion composée le ferrailage se fait à partir des sollicitations ultimes suivantes :

N : effort normal de la section.

$M = Ne_T$ moment corrigés de la section.

Avec :

$$e_T = e_0 + e_a + e_2 \quad (\text{VIII.11})$$

e_T : Excentricité totale de la section.

e_0 : Excentricité du premier ordre de la résultante

des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution)

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{l}{250} \right\} \quad (\text{VIII.12})$$

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi) \quad (\text{VIII.13})$$

Avec :

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi – permanente, au moment total du premier ordre ces moment étant pris avant application des coefficient γ .

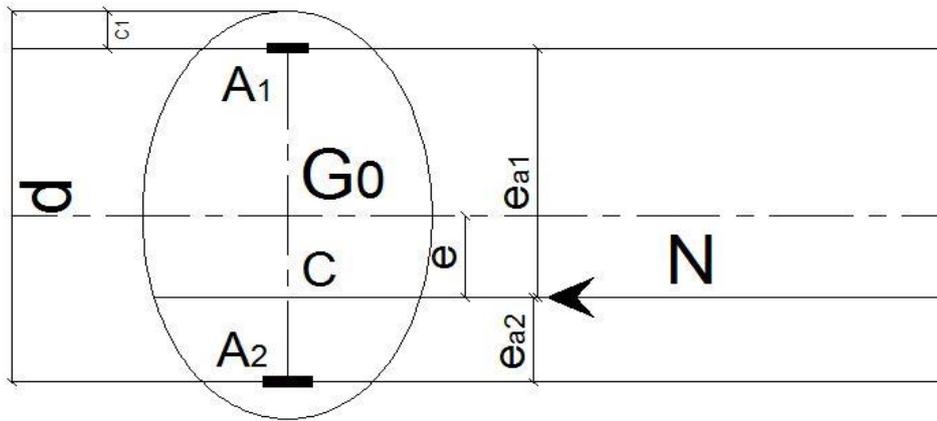
$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5M_{ser}} \right) \quad (\text{VIII.14})$$

ϕ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égale à 2. Pour le calcul de ferrailage à la flexion composée la 1^{ère} question à laquelle il faut répondre la section est-elle entièrement comprimée ou tendue ou partiellement comprimé/tendue.

✓ La section est entièrement tendue lorsque l'effort normal est un effort de traction et le centre de pression est entre les armatures.

$$A_1 = \text{Max} \left\{ \frac{N_u e_{a2}}{(d-C_1)\sigma_{se}}; \frac{N e_{a2}}{(d-C_1)\sigma_{se}}; \frac{B f_{t28}}{f_e} \right\} \quad (\text{VIII.15})$$

$$A_2 = \text{Max} \left\{ \frac{N_u e_{a1}}{(d-C_1)\sigma_{se}}; \frac{N e_{a1}}{(d-C_1)\sigma_{se}}; \frac{B f_{t28}}{f_e} \right\} \quad (\text{VIII.16})$$



✓ La condition de non fragilité : (VIII.17)

✓ La section est entièrement comprimée lorsque l'effort normal est un effort de compression et le centre de pression est entre les armatures.

$$Et \quad N(d - C') - M_1 > \left(0.337 - \frac{0.81C'}{h}\right) bh^2 \bar{\sigma}_b \quad (\text{VIII.18})$$

Dans ce cas on doit vérifier la condition suivante :

$$N(d - C') - M_1 < (0.5h - C') bh \sigma_b \quad (\text{VIII.19})$$

Si la condition précédant est vérifiée donc :

$$A_2 = 0$$

$$Et : A_1 = \frac{N - \psi bh \bar{\sigma}_b}{\sigma_{1s}} \quad (\text{VIII.20})$$

$$Avec: \quad \psi = \frac{0.357 + \frac{N(d-C') - M_1}{bh^2 \bar{\sigma}_b}}{0.857 - \frac{C_1}{h}} \quad (\text{VIII.21})$$

Et :

$\sigma_{1s} = f(\xi_{1s})$ à partir de diagramme de déformation de l'acier

Telle que :

$$\xi_{1s} = \left[2 + \left(3.437 - 8.019 \frac{C_1}{h} \right) \sqrt{1 - \psi} \right] 10^{-3} \quad (\text{VIII.22})$$

Si non :

$$A_1 = \frac{M_1 - (d - 0.5h) \bar{\sigma}_{bc} bh}{\sigma_2 (d - C_1)} \quad (\text{VIII.23})$$

$$A_2 = \frac{N - \bar{\sigma}_{bc} bh}{\sigma_2} - A_1 \quad (\text{VIII.24})$$

✓ La section d'armature minimale :

$A_{min} \geq 4 \times$ le périmètre de la section en mètre

A l'ELS :

A priori, si $e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} < \frac{h}{6}$ il y'a de forte chance que la section soit entièrement comprimée, sinon on refaire le calcul en considèrent la section partiellement comprimée.

La section est effectivement entièrement comprimée à l'ELS si :

$$\sigma_{sup} > 0 \text{ et } \sigma_{inf} > 0$$

Et on vérifiée que :

$$Max(\sigma_{bc,sup}; \sigma_{bc,inf}) < \bar{\sigma}_b$$

Telle que :

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_{ser}-X_G)\left(\frac{h}{2}+X_G\right)}{I} \quad \text{(VIII.25)}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_{ser}-X_G)\left(\frac{h}{2}-X_G\right)}{I} \quad \text{(VIII.26)}$$

$$\text{Avec : } e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

S : L'aire de la section homogène :

$$S = bh + 15(A_1 + A_2) \quad \text{(VIII.27)}$$

X_G : La position de l'axe neutre :

$$X_G = 15 \frac{A_1\left(\frac{h}{2}-d'\right)-A_2\left(d-\frac{h}{2}\right)}{bh+15(A_1+A_2)} \quad \text{(VIII.28)}$$

I : L'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A_1 \left(\frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A_2 \left(d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right] \quad \text{(VIII.29)}$$

✓ La section est partiellement comprimée/tendue à l'ELU lorsque :

- Le centre de pression est à l'extérieure de segment formée par les armatures et l'effort normal est un effort de compression/traction.
- Le centre de pression se trouve entre les armatures et l'effort normal est un effort de compression et la condition suivante est vérifiée :

$$N(d - C') - M_1 \leq \left(0.337 - \frac{0.81C'}{h} \right) bh^2 \bar{\sigma}_b \quad \text{(VIII.30)}$$

Dans ce cas le calcul ce fait à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_1) qui égale à :

$$M_1 = M_u \pm N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad \text{(VIII.31)}$$

$$\text{Et : } \mu = \frac{M_1}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{(VIII.32)}$$

On constats trois cas :

a) Si $\mu < \mu_l$ donc la section sera armée par des armatures tendues :

$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}} \quad \text{(VIII.33)}$$

En flexion composée les armatures réelles sont :

$$A_1 = 0 \quad \text{(VIII.34)}$$

$$A_2 = A_s \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad (\text{VIII.35})$$

b) Si $\mu_l < \mu < 0.667$ donc la section sera armée par des armatures comprimées et des armatures tendues :

$$\begin{aligned} A_s &= \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}} \\ A'_s &= \beta'_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}} \end{aligned} \quad (\text{VIII.36})$$

En flexion composée les armatures réelles sont :

$$A_1 = A'_s \quad (\text{VIII.37})$$

$$A_2 = A_s \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad (\text{VIII.38})$$

c) Si $\mu > 0.667$ dans ce cas les calculs conduisent généralement à des sections d'armatures qu'il est très difficile de placer dans la section de béton qui est ainsi trop petit pour supporter correctement le moment de flexion, il est donc beaucoup plus judicieux d'augmenter la section de béton pour que le moment réduit devienne inférieur à 0.667.

✓ La condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \quad (\text{VIII.39})$$

A'ELS :

On considère que la section est partiellement comprimé à priori si $e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} > \frac{h}{6}$

Si $\sigma_s \geq 0$ la section est effectivement partiellement comprimée à l'ELS donc on fait les vérifications comme une section en flexion simple avec :

$$M_{ser} = N_{ser} \left(e + d - \frac{h}{2} \right) \quad (\text{VIII.40})$$

✓ La condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

On considère comme exemple de ferrailage détaillé de poteau dont les paramètres suivants :

Tableau (VIII.4) : Sollicitations et paramètres de poteau

Section	N (kN)	M (KN.m)	C (cm)	d (cm)
55x55	975.56	49.19	2.5	54

- Vérification de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{49.19}{975.56} = 5.04 \text{ cm} > \frac{b}{12} = \frac{55}{12} = 4.58 \text{ cm}$$

La condition n'est pas vérifiée donc on fait le ferrailage de poteau à la flexion composé :

Tableau (VIII.5) : Tableau récapitulatif de calcul de ferrailage longitudinal des poteaux

Poteau	Combinaison	N (kN)	M (kN.m)	e_0 (cm)	Nature	A1 (cm ²)	A2 (cm ²)
55X55	ELU	975.56	49.16	5.04	ET*	19.62	10.73
	G+Q+E _x MAX	-1167.42	527.69	4.52	CC*	0.00	0.00
	0.8G+E _y MIN	182.35	116.04	6.36	PC*	2.74	0.00

* : CC : compression centré ; ET : entièrement tendue; PC : partiellement comprimé
 Pour cause de changement de sens de direction de séisme, on généralise le ferrailage le plus défavorable sur tous les cotes de poteau avec pris en considération de la condition de non fragilité et la section minimal d'armature imposée par le BAEL et le RPA, les résultats de choix de ferrailage sont résumer dans le tableau suivant :

Tableau (VIII.6) : *Choix de ferrailage longitudinal pour les poteaux*

Poteau	$A_{s,cal}$	Choix d'armature/face	$A_{s,adop}$	A_{CNF}	$A_{min.RPA}$	Observation
55x55	19.62	4HA20+4HA16	61.80	3.59	21.18	$A_{s,ado} > A_{min}$

✓ **Vérification de pourcentage maximal d'armature :**

Pour éviter l'éclatement de béton on réalise le recouvrement des deux nappes d'armature de la même face de poteau dans des zones décalés, et on fait la vérification de pourcentage maximal d'armature, les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau (VIII.7) : *Vérification de pourcentage maximal des armatures dans les poteaux*

Poteau	$A_{s,adop,ZC}$	$A_{max,ZC}$	Obs.	$A_{s,adop,ZR}$	$A_{max,ZR}$	Obs.
55x55	61.80	108	$A_{s,ado} < A_{max}$	99.48	216	$A_{s,ado} < A_{max}$

VIII. 2.6. Vérification des poteaux à l'ELU :

Pour faire les vérifications à l'ELU on prend l'effort tranchant maximal la fissuration est considéré peu nuisible :

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u \tag{VIII.41}$$

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{su} \quad (\text{VIII.42})$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 5 \text{ MPa (Situation Accidentelle)} \quad (\text{VIII.43})$$

$$\bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28} \quad (\text{VIII.44})$$

Tableau (VIII.8) : *Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELU*

Poteau	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	$V_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	OBS	$\sum U_i(mm)$	$\tau_{su}(MPa)$	$\bar{\tau}_{su}(MPa)$	OBS
55x55	137.66	0.46	5.00	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1356.48	0.21	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

VIII. 2.7. Calcul des armatures transversales des poteaux :

Les armatures transversales notées A_t des poteaux seront calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_e} \quad (\text{VIII.45})$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant de calcul

h : hauteur de la section

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$\rho_a = 2.5$ si $\lambda \geq 5$

$\rho_a = 3.75$ Si $\lambda < 5$

t : l'espacement des cadres

telle que : $\lambda = \frac{l_f}{a} \quad (\text{VIII.46})$

✓ **Détermination des espacements des cadres :**

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\phi_l ; 15 \text{ cm})$
- Dans la zone courante : $t \leq \text{Min} (10\phi_l ; 15 \text{ cm})$

ϕ_l : Diamètre min des armatures longitudinal

Donc on adopte un espacement uniforme de 10 cm.

Tableau (VIII.9) : *Tableau récapitulatif de calcul des armatures transversales dans les poteaux*

Poteau	$V_u(kN)$	λ	ρ_a	$A_t(\text{cm}^2)$	Choix
55x55	137.66	5.09	2.5	2.58	4 ϕ 10

NB : les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constituée de 2U superposé formant un carrée (là où les circonstances s’y prêtant, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

✓ **Jonction des armatures** :

La longueur minimale des recouvrements des barres est de 40ϕ en zone I, ϕ désigne le diamètre maximal des barres longitudinales
Soit particulièrement une longueur de $40 \times 2 = 80$ cm.

VIII. 2.8. Vérification des poteaux à l’ELS :

a) Calcul de l’aire de la section homogène :

$$S = bh + 15(A_1 + A_2)$$

b) Calcul de la position de l’axe neutre :

$$X_G = 15 \frac{A_1(\frac{h}{2}-d')-A_2(d-\frac{h}{2})}{bh+15(A_1+A_2)} \quad \text{(VIII.47)}$$

c) Calcul de l’inertie de la section homogène :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A_1 \left(\frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A_2 \left(d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right] \quad \text{(VIII.48)}$$

d) Calcul des contraintes dans le béton :

Donc les contraintes dans la fibre inférieure et supérieure de béton sont :

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_{ser}-X_G)(\frac{h}{2}+X_G)}{I} \quad \text{(VIII.49)}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_{ser}-X_G)(\frac{h}{2}-X_G)}{I} \quad \text{(VIII.50)}$$

$$\text{Avec : } e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \quad \text{(VIII.51)}$$

Pour les poteaux la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc la seule vérification à faire est la contrainte du béton :

$$\sigma_{inf} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

$$\sigma_{sup} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

On fait les vérifications avec les deux combinaisons les plus défavorable ($N_{ser,max}; M_{ser,corr}$) et ($M_{ser,max}; N_{corr}$), on distingue que la sollicitation la plus défavorable est de ($N_{ser,max}; M_{ser,corr}$), les résultats obtenue sont résumer dans le tableau suivant :

Tableau (VIII.10) : *Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l’ELS*

	$N_{ser}(kN)$	$M_{ser}(kN.m)$	$\sigma_{inf}(MPa)$	$\sigma_{sup}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	OBS
55x55	7140.66	512.16	4.01	4.31	15	CV

NB : Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d’acier n’est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d’acier).

D'où le ferrailage choisit satisfait tous les vérifications, voici le schéma de ferrailage dans la figure suivante :

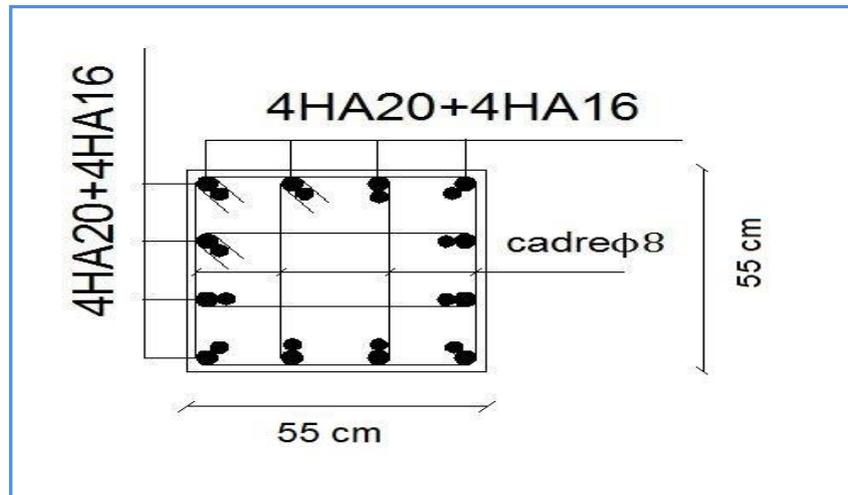


Figure (VIII.1) : Schéma de ferrailage des poteaux

VIII. 3. Ferrailage des poutres :

VIII. 3.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

VIII. 3.2. Recommandations du RPA99/ 2003 :

a) Armatures longitudinales :

- ✓ Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0,5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
4% en zone courante.
6% en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone I.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b) Armatures transversales :

- ✓ La quantité minimale des armatures transversales est de :
 $A_t = 0.003 \times S_t$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \phi\right) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec :

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VIII. 3.3. Les combinaisons de calcul :

- ✓ $1.35 G + 1.5 Q$ selon BAEL91/99
- ✓ $G + Q$ selon BAEL91/99
- ✓ $G + Q \pm E$ selon RPA99
- ✓ $0.8 G \pm E$ selon RPA99

VIII. 3.4. Présentation de la méthode de calcul :

a) Calcul de ferrailage longitudinal :

Le calcul se fait en travée et en appuis :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

μ_u : moment réduit

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

Et : $d = h - C$; $C = 2.5 \text{ cm}$ (enrobage)

Si $\mu_u < \mu_l = 0.371$ La section est armée par des armatures tendue.

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Si $\mu_u > \mu_l = 0.371$ La section est armée par des armatures tendue et des armatures comprimé.

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$A'_s = \beta'_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

Si $\mu > 0.667$ dans ce cas les calculs conduisent généralement à des section d'armatures qu'il est très difficile de placer dans la section de béton qui est ainsi trop petit pour supporter correctement le moment de flexion, il est donc beaucoup plus judicieux d'augmenter la section de béton pour que le moment réduit devienne inférieur à 0.667.

b) Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1) BAEL91/99

$$A_{min} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

f_{t28} : la résistance caractéristique de béton à la traction.

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

c) Vérification au cisaillement : (Art 5.1.1) BAEL91/99

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La fissuration comme étant peu nuisible.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

V_u : l'effort tranchant

a) Vérification de Contrainte d'adhérence :

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

$$\text{On a } \bar{\tau}_{se} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

$$\bar{\Psi}_s \geq 1.5 \text{ on prend } \bar{\Psi}_s = 1.5$$

$$\text{D'où } \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\text{et on a } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: la somme des périmètres des armatures tendues .

b) Vérification à L'ELS :

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{serY}}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

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

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

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

c) Armature transversales :

✓ **Selon le BAEL 91/99 :**

Dans le cas courant de la flexion simple avec des armatures droites ($\alpha=90^\circ$), les armatures transversales sont calcul à partir de la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u - 0.3f_{t28}^*}{0.9\sigma_s} ; \rho_{t,min} \right\} \text{ (Art A5.1.2.3) BAEL91/99}$$

Avec :

$$f_{t28}^* = \text{Min} \{ f_{t28} ; 3.3 \text{ MPa} \}$$

$\rho_{t,min}$: la condition de non fragilité dans les armature transversales

$$\rho_{t,min} = \frac{1}{f_e} \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right\}$$

$$S_t \leq \text{Min}\{0.9d; 40 \text{ cm}\} \text{ (Art 5.1.2.2) BAEL91/99}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4b_0} \text{ (Art 5.1.2.2) BAEL91/99}$$

✓ **Selon RPA (Art 7.5.2.2) RPA 99/2003 :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone courante}$$

Avec :

A_t : Section des armatures transversales

S_t : Espacement entre les armatures transversales

VIII. 3.5. Ferrailage des poutres :

Dans notre structure on a trois types de poutre :

- ✓ Poutre principale (35x60) cm.
- ✓ Poutre secondaire (35x55) cm.
- ✓ Poutre de la rampe (35x87) cm.

NB : pour éviter les poteaux courts causes par le décalage des niveau qui ont une grande rigidité qui engendre un effort tranchant énorme donc on est obligé d'augmenter la hauteur des poutre liée au rampes pour éliminer les poteaux courts. On obtient des poutres de section (35x87) cm.

a) Calcul de ferrailage longitudinal :

Tableau (VIII.11) : *Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres principales*

	M_u	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{minRPA} (cm^2)	A_s adopté	Choix des barres
Travée	182.42	9.73	2.43	10.50	15.45	3HA20 + 3HA16
Appui liée au poteau	255.53	14.04	2.43	10.50	15.45	3HA20 + 3HA16
Appui liée au voile	376.37	18.68	2.43	10.50	19.47	3HA20 + 3HA16 +2HA16

Tableau (VIII.12) : *Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres secondaire*

	M_u	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{min}^{RPA} (cm^2)	A_s adopté	Choix des barres
Travée	40.21	2.23	2.22	9.63	10.68	3HA14 + 3HA12
Appui liée au poteau	218.34	13.18	2.22	9.63	14.32	6HA16+2HA12
Appui liée au voile	224.75	13.53	2.22	9.63	14.32	6HA16+2HA12

Tableau (VIII.13) : *Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres de la rampe*

	M_u	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{min}^{RPA} (cm^2)	A_s adopté	Choix des barres
Travée	71.85	2.47	3.57	15.23	15.45	3HA20+3HA16
Appui	179.87	6.26	3.57	15.23	15.45	3HA20+3HA16

Vue la grand importance de la hauteur de la poutre de la rampe on prévoit des armatures de peau :

$A_p = 3cm^2 \times \text{périmètre de la retombée en mètre} = 5.04 cm^2$ Donc on prend
 $A_p = 4HA14$

b) Vérification à l'ELU :

Tableau (VIII.14) : *Tableau récapitulatif de vérification de la poutre principale à l'ELU*

	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	V_u (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS	ΣU_i (mm)	τ_{su} (MPa)	$\bar{\tau}_{su}$ (MPa)	OBS
Travée	67.49	0.34	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	339.29	0.38	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
Appui liée au poteau	313.17	1.56	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	339.29	1.78	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
Appui liée au voile	280	1.40	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	439.82	1.23	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

Tableau (VIII.15) : Tableau récapitulatif de vérification de la poutre secondaire à l'ELU

	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	$V_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	OBS	$\Sigma U_i(mm)$	$\tau_{su}(MPa)$	$\bar{\tau}_{su}(MPa)$	OBS
Travée	126.34	0.69	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	245.04	1.09	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
Appui liée au poteau	172	0.94	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	376.99	0.97	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
Appui liée au voile	168.63	0.92	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	376.99	0.95	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

Tableau (VIII.16) : Tableau récapitulatif de vérification de la poutre de la rampe à l'ELU

	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	$V_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	OBS	$\Sigma U_i(mm)$	$\tau_{su}(MPa)$	$\bar{\tau}_{su}(MPa)$	OBS
Travée	49.58	0.17	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	339.29	0.19	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
Appui	181.96	0.62	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	339.29	0.71	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

c) **Armature transversales :**

Tableau (VIII.17) : Tableau récapitulatif de calcul des armatures transversales des poutres

	Espacement		Armature transversales		
	Zone courante	Zone nodale	$A_t(cm^2)$	choix	A_t adopté
Poutre principale	15	10	2.52	4 ϕ 10	3.14
Poutre secondaire	15	10	2.15	4 ϕ 10	3.14
Poutre de la rampe	15	10	2.15	4 ϕ 10	3.14

d) **Vérification à l'ELS :**

Tableau (VIII.18) : *Tableau récapitulatif de vérification de la poutre principale à l'ELS*

	$M_{ser}(kN.m)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	OBS
Travée	129.84	21.76	416230.56	6.79	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui liée au poteau	173.75	21.76	416230.56	9.08	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui liée au voile	86.68	23.74	488955.35	4.21	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Tableau (VIII.19) : *Tableau récapitulatif de vérification de la poutre secondaire à l'ELS*

	$M_{ser}(kN.m)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	OBS
Travée	13.67	17.82	258692.07	0.94	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui liée au poteau	35.64	19.98	320215.44	2.22	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui liée au voile	35.20	19.98	320215.44	2.19	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Tableau (VIII.20) : *Tableau récapitulatif de vérification de la poutre de la rampe à l'ELS*

	$M_{ser}(kN.m)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	OBS
Travée	51.90	27.48	995585.45	1.43	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui	104.46	27.48	995585.45	2.88	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

e) **Vérification de La flèche :**(Art B.6.5, 1) BAEL91/99

➤ **Poutre principale :**

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

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.0930 > 0.0625) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.0930 > 0.0414) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0076 < 0.0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec:

$h_t = 60 \text{ cm}$; $b = 35 \text{ cm}$; $d = 57.5 \text{ cm}$; $L = 6.45 \text{ m}$; $A_s = 15.45 \text{ cm}^2$

$M_{\text{ser, travée}} = 129.84 \text{ kN.m}$; $M_{0,\text{ser}} = 313.96 \text{ kN.m}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Poutre secondaire :**

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

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.0852 > 0.0625) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{\text{ser, travée}}}{10 M_{0,\text{ser}}}\right) \Rightarrow (0.0852 > 0.025) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0058 < 0.0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec:

$h_t = 55 \text{ cm}$; $b = 35 \text{ cm}$; $d = 52.5 \text{ cm}$; $L = 6.45 \text{ m}$; $A_s = 10.68 \text{ cm}^2$

$M_{\text{ser, travée}} = 13.67 \text{ kN.m}$; $M_{0,\text{ser}} = 54.68 \text{ kN.m}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Poutre de la rampe :**

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

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.135 > 0.0625) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{\text{ser, travée}}}{10 M_{0,\text{ser}}}\right) \Rightarrow (0.135 > 0.050) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0052 < 0.0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec:

$h_t = 87 \text{ cm}$; $b = 35 \text{ cm}$; $d = 84.5 \text{ cm}$; $L = 6.45 \text{ m}$; $A_s = 15.45 \text{ cm}^2$

$M_{\text{ser, travée}} = 51.90 \text{ kN.m}$; $M_{0,\text{ser}} = 104.46 \text{ kN.m}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion : le ferrailage choisit satisfait tous les conditions de la résistance et de stabilité de forme, le détail de ferrailage est représenté dans les figures suivantes :

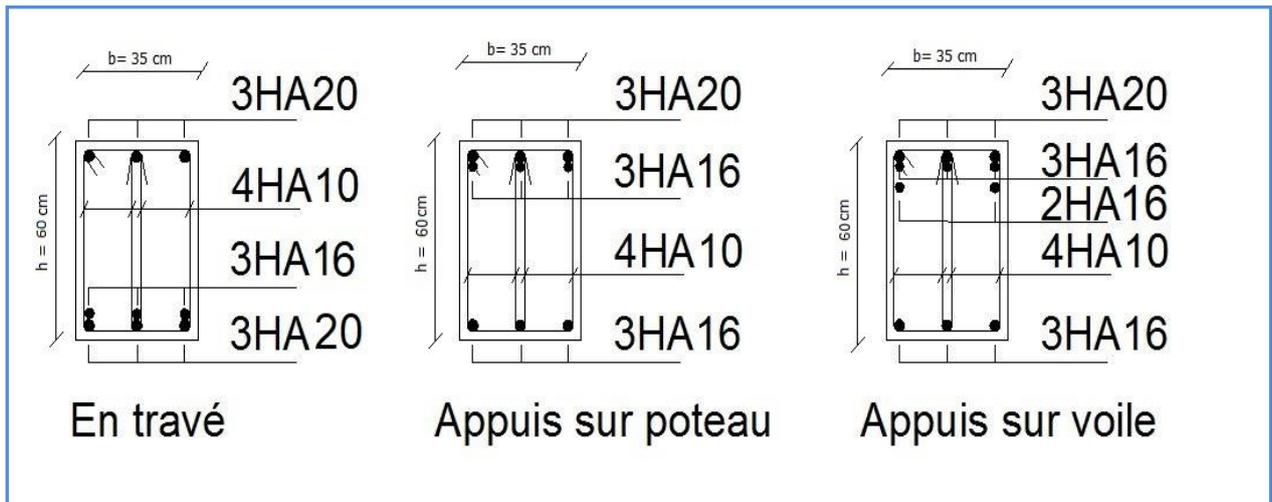


Figure (VIII.2) : Ferrailage de la poutre principale

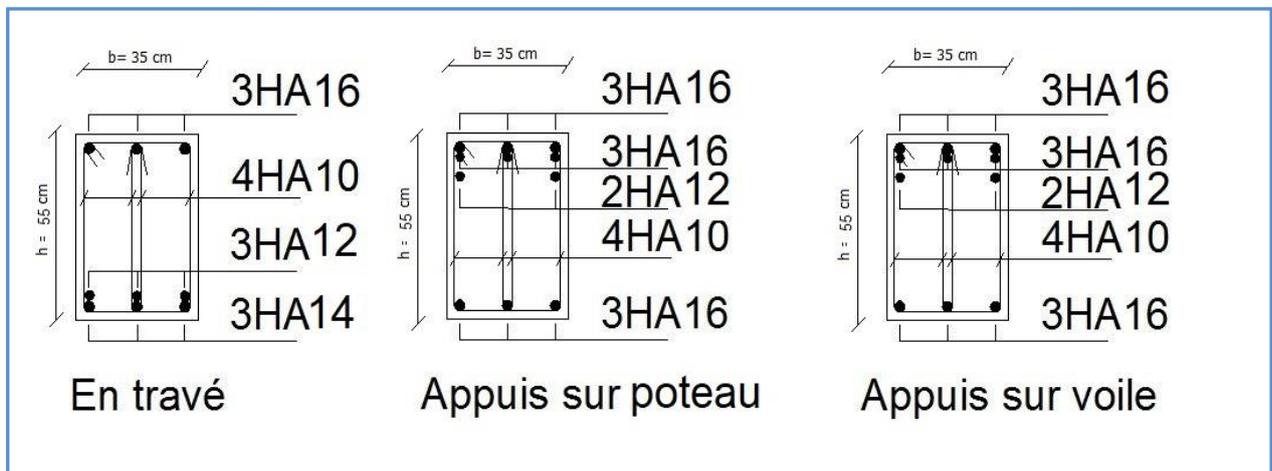


Figure (VIII.3) : Ferrailage de la poutre secondaire

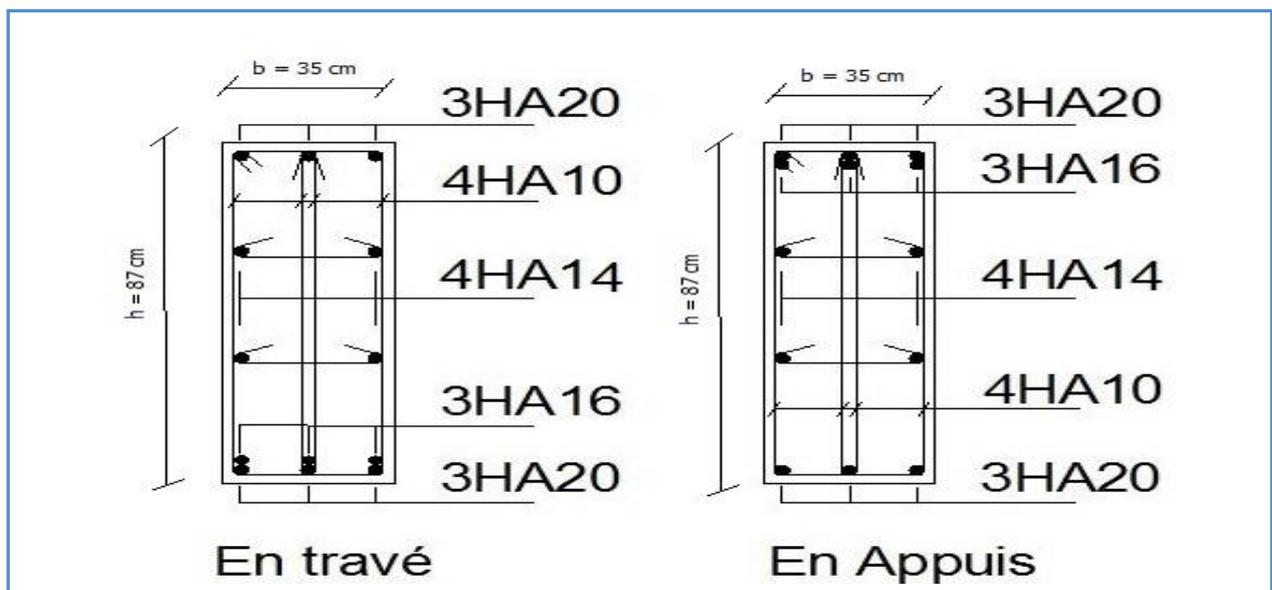


Figure (VIII.4) : Ferrailage de la poutre de la rampe

VIII. 4. Ferrailage des voiles :**VIII. 4.1. Introduction :**

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003 Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieure à celles du vent et sous les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Notre ouvrage comprend (1) types de voile ($L = 6.45 \text{ m}$; $e = 0.20 \text{ m}$).

VIII. 4.2. Recommandations du RPA99/2003 :**a. Armatures verticales :**

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- ✓ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

b. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

c. Armatures transversales :

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- ✓ L'espacement des barres verticales et horizontales doivent être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :
 - $S \leq 1.5 e$
 - $S \leq 30 \text{ cm}$
- e** : épaisseur du voile

- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
 - 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

d. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ Avec } T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

e. Armatures de potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

VIII. 4.3. Combinaisons de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL91/99} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA99/2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8G + E \end{array} \right.$$

VIII. 4.4. Calcul du ferrailage des voiles :

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée, selon RPA99/2003 sous les sollicitations suivantes :

4. $N_{compression}^{max}, M_{corr}$

5. $N_{traction}^{max}, M_{corr}$

6. M_{max}, N_{corr}

VIII. 4.4.1. Présentation de la méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I} \quad (\text{VIII.52})$$

Avec:

N : effort normal appliqué,

M : moment fléchissant appliqué.

B : section du voile,

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue".

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c e \quad (\text{VIII.53})$$

L_c : longueur de la section comprimée.

$$L_c = L$$

$$A_v = \frac{F - B f_{bc}}{f_e} \quad (\text{VIII.54})$$

F : volume de contrainte.

2^{ème} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T \times e \quad (\text{VIII.55})$$

L_T : longueur de la section tendue.

$$L_T = L$$

$$A_v = F / f_e \quad (\text{VIII.56})$$

3^{ème} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T$$

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

$$A_v = F / f_e$$

- Si $A_v < A_{\min}$, on ferraille avec la section minimale.
 - Si $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .
- **Détermination des sollicitations :**

$$N = - 857.79 \text{ kN}$$

$$M = 1386.91 \text{ kN.m}$$

$$V = 385.28 \text{ kN}$$

$$B = L \times e = 1.29 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{eL^3}{12} = 4.4723 \text{ m}^4$$

$$V = \frac{L}{2} = 3.23 \text{ m}$$

D'où :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{- 857.79}{1.29} + \frac{1386.91 \times 3.23}{4.4723} = 337.22 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \frac{- 857.79}{1.29} - \frac{1386.91 \times 3.23}{4.4723} = -1667.13 \text{ kN/m}^2$$

⇒ La section est partiellement tendue

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L = \frac{1667.13}{337.22 + 1667.13} \times 6.45 = 5.36 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T = \frac{1667.13}{2} \times 0.20 \times 5.36 = 893.58 \text{ kN}$$

➤ **Armature verticale :**

$$A_v = \frac{F}{f_e} = \frac{893.58 \times 10}{400} = 22.34 \text{ cm}^2$$

$$(A_v / ml) / \text{Face} = (22.37/5.37)/2 = 2.08 \text{ cm}^2.$$

➤ **Armature minimale :**

$$A_{\min} = \max\left(0.2\% e L_T, \frac{Bf_{t28}}{f_e}\right) \quad (\text{VIII.57})$$

e : épaisseur du voile.

L_T : longueur de la section tendue.

$$A_{\min} = \max(2.14 ; 6.78) = 6.78 \text{ cm}^2$$

$$(A_{\min} / ml) / \text{Face} = (6.78/5.36)/2 = 0.63 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures de coutures :**

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4V}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 385.28 \times 10}{400} = 14.83 \text{ cm}^2$$

On prévoit des armatures de couture si on a une reprise de bétonnage dans notre cas nous n'avons pas de reprise de bétonnage donc on n'ajoute pas les armatures de coutures avec les armatures verticales.

$$\text{Donc } A_{sV} = \text{Max}(A_V; A_{\min}) = 22.40 \text{ cm}^2/\text{face}$$

Le ferrailage adopté :

En zone d'about : **Soit 4HA16** ($A_s=8.04 \text{ cm}^2$)

En zone courante : **Soit 8HA16** ($A_s=16.08 \text{ cm}^2$)

Donc A_s adopté : $A_s = 24.12$ /face

➤ **Espacement :**

En zone courante : $S_t \leq \min(1.5e; 30) = 30 \text{ cm}$

$$\text{Soit } S_t = 14 \text{ cm}$$

En zone d'about : $S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 7 \text{ cm}$

➤ **Armatures horizontales :**

D'après le BAEL91/99 : $A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{24.12}{4} = 6.03 \text{ cm}^2$

D'après le RPA : $A_H = 0.15 \% B = 0.0015 \times 20 \times 645 = 4.5 \text{ cm}^2$

$$A_H = \max\left(\frac{A_V}{4}; 0.15 \% B\right) = 6.03 \text{ cm}^2$$

Soit 13HA10 = 10.21 cm² / nappe avec $S_h = 20 \text{ cm}$

➤ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré, soit : 4φ8

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

Selon le RPA99 :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 385.28 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9 \times 6.45} = 0.46 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa}$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b$ **condition vérifiée**

Selon le BAEL :

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{385.28 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9 \times 6.45} = 0.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_s} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1044.46 \times 10^{-3}}{0.20 \times 6.45 + (15 \times 24.12 \times 10^{-4})} = 0.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{condition vérifiée}$$

Le ferrailage obtenu est représenté dans les figures suivantes :

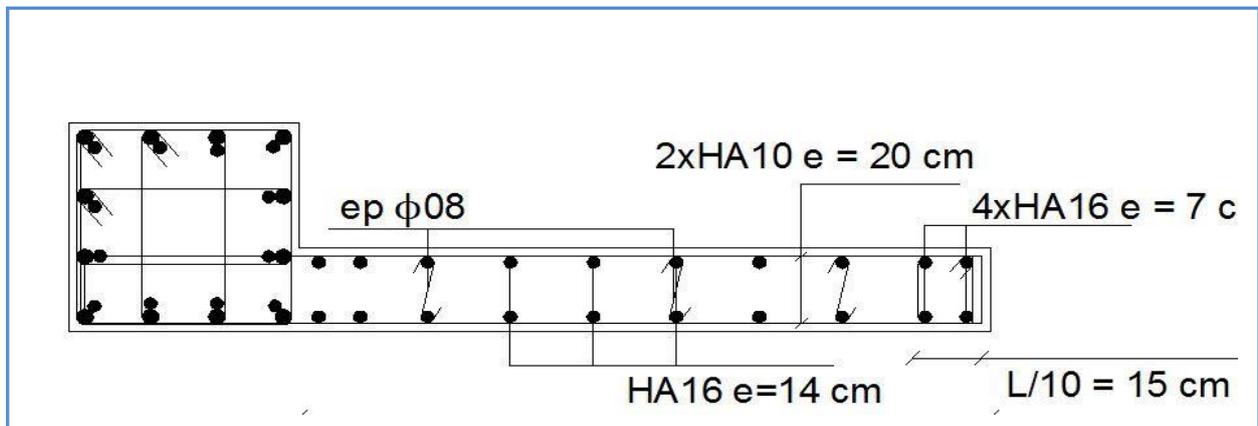


Figure (VIII.5) : Schéma de ferrailage de voile

Conclusion :

Les éléments principaux ont pour rôle de maintenir la structure intacte face aux charges permanentes et aux actions variables. Les dimensionnements ont été effectués afin qu'ils puissent y résister. Ensuite, chaque élément a été vérifié à l'aptitude à l'emploi. Ces éléments sont, donc, à la fois résistants, aptes à l'emploi, et durables.

CHAPITRE IX :
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX. 1. Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causé par les sous dimensionnement des fondations celle-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismique horizontales cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

IX. 2. Etude du mur de soutènement :**IX. 2.1. Introduction :**

Les murs de soutènement sont destinée à retenir les massif de terre afin d'assurer leur stabilité.

Le mur de soutènement représente un mur continu à la périphérie du la structure entre le niveau de fondation et le niveau de base, le mur assure :

- Protection contre les eaux agressives
- Reprendre les poussées des terres

IX. 2.2. Pré dimensionnement du mur de soutènement :

Pour le pré dimensionnement d'un mur de soutènement on applique les conditions exigées par l'RPA99/2003.

Nous avons :

$H = 6.28 \text{ m}$.

$h_r = 50 \text{ cm}$ l'épaisseur de radier

$e \geq 15 \text{ cm}$ on prend $e = 40 \text{ cm}$

IX. 2.3. Détermination des sollicitations :**IX. 2.3.1. Caractéristiques mécaniques et physiques du sol :**

γ : Le poids volumique du sol $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.

φ : Angle de frottement interne $\varphi = 35^\circ$.

C : La cohésion $C = 0$.

q : La surcharge éventuelle $q = 5 \text{ KN/m}^2$

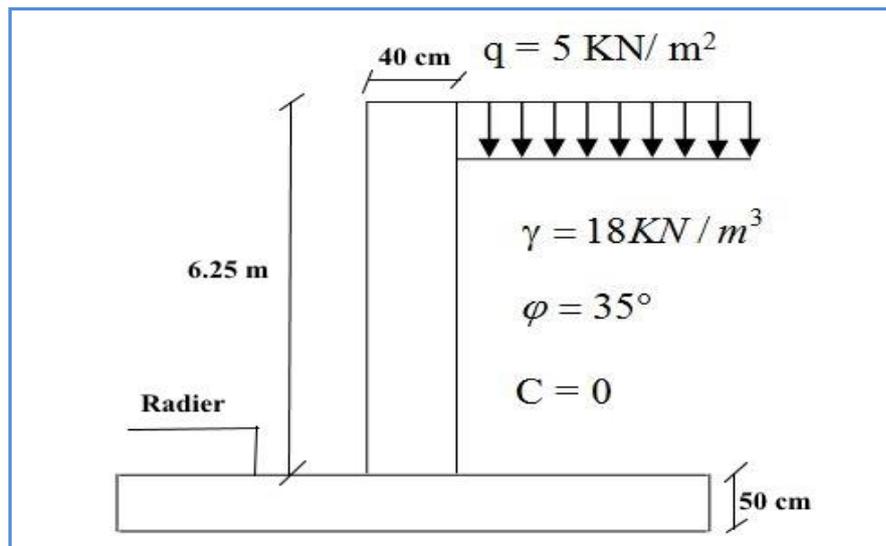


Figure (IX.1) : Schéma du mur de soutènement

IX. 2.3.2. Contrainte de la poussée :**a. Contrainte de la poussée des terres :**

$$\sigma_{h1} = K_a \times \gamma \times H \quad (\text{IX.1})$$

K_a : Coefficient de poussée des terres

$$K_a = \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{IX.2})$$

$$k_a = 0.27$$

$$\sigma_{h1} = 0.27 \times 18 \times H$$

$$H = 0.00 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{h1} = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$H = 6.28 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{h1} = 30.52 \text{ kN/m}^2$$

➤ **Point d'application :**

$$Y_1 = \frac{H}{3} = 2.09 \text{ m}$$

b. Contrainte de la poussée horizontale due à la surcharge :

$$\sigma_{h2} = K_q \times q \quad (\text{IX.3})$$

k_q : Coefficient de poussée due à la surcharge.

$$k_q = \frac{k_a}{\cos(\beta - \lambda)} \quad (\text{IX.4})$$

On prend $\beta = \lambda = 0$.

$$k_q = 0.27$$

$$\sigma_{h2} = 0.27 \times 5 = 1.35 \text{ kN/m}^2$$

➤ **Point d'application :**

$$Y_2 = \frac{H}{2} = 3.14 \text{ m}$$

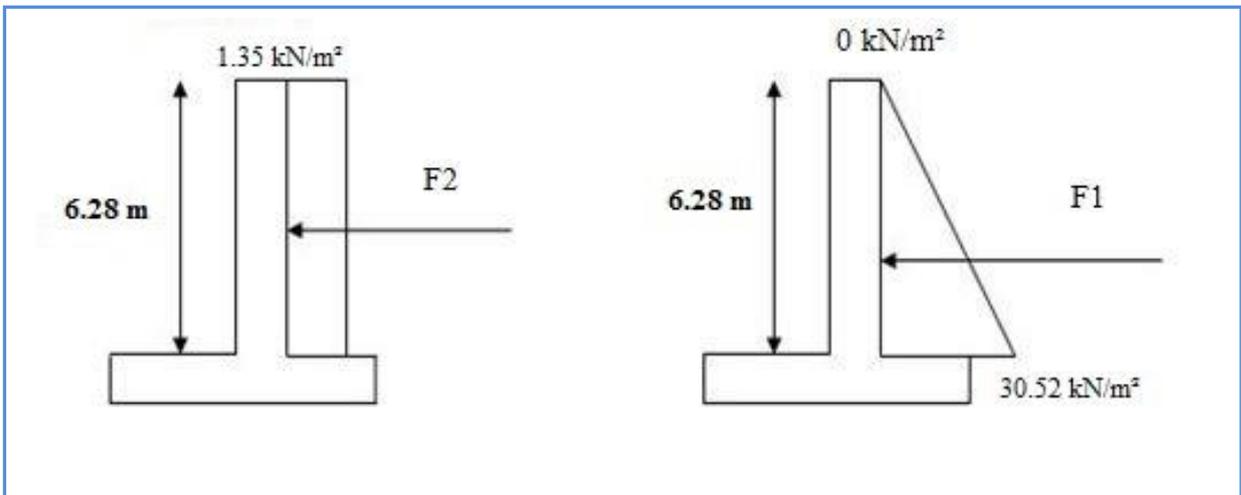


Figure (IX.2) : Contraintes due à la poussée des terres et à la surcharge

IX. 2.3.3. Calcul des moments :

$$F_1 = \frac{\sigma_1 \times h}{2} = 95.83 \text{ KN}$$

$$M1 = F1 \times y1 = 95.83 \times 2.09 = 200.28 \text{ KN.m}$$

$$F_2 = \sigma_2 \times h = 8.48 \text{ KN}$$

$$M_2 = F_2 \times y_2 = 8.48 \times 3.14 = 22.55 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 1.35M_1 + 1.5M_2 = 304.20 \text{ KN.m}$$

$$M_s = M_1 + M_2 = 222.83 \text{ KN.m}$$

IX. 2.3.4. Calcul de l'effort normal :

Poids du mur $G = 62.8 \text{ kN/ml}$
 $N_u = 84.78 \text{ kN/m}$
 $N_s = 62.8 \text{ KN/m}$

IX. 2.4. Calcul de ferrailage :

IX. 2.4.1. Armatures verticales :

Le calcul se fera en flexion composé
 Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$.
 $A_s = 19.84 \text{ cm}^2$

On opte pour 6HA20 + 6HA16 avec $S_t=15 \text{ cm}$; $A_s \text{ adopté} = 30.91 \text{ cm}^2$

IX. 2.4.2. Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 7.73 \text{ cm}^2$$

On opte pour 7HA12 = 7.92 cm^2 avec $S_t = 15 \text{ cm}$.

IX. 2.4.3. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 4.47 \text{ cm}^2 < 30.91 \text{ cm}^2$$

IX. 2.4.4. Vérification à l'ELU :

Tableau (IX.1) : Vérification de mur de soutènement à l'ELU

Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
V_u (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS	ΣU_i (mm)	τ_{su} (MPa)	$\bar{\tau}_{su}$ (MPa)	OBS
95.83	0.27	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	678.58	0.44	4.05	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

IX. 2.4.5. Vérification à l'ELS :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa}$$

Tableau (XI.2) : Vérification de mur de soutènement à l'ELS

M_{ser} (kN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	OBS
222.83	14.21	315787.61	10	200.60	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

IX. 3. Etude des fondations :**IX. 3.1. Introduction :**

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple). Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure ;

Transmettre ces charges et surcharges au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

IX.3.2. Pré dimensionnement du radier :

Un radier général est une fondation superficielle occupant la totalité de la surface de la construction.

Il existe deux principaux types de radier général :

- ✓ **Le radier général épais** : il comporte seulement une dalle épaisse sur laquelle les charges sont descendues par les murs et les poteaux, en l'absence de toute partie intermédiaire.
- ✓ **Le radier général nervuré** : ce type de radier général constitué par un plancher nervuré composé d'un réseau de poutre principales relié par des goussets de poutres secondaires, et, éventuellement de poutrelles. Le tout supporte la réaction du sol appliquée à une dalle inférieure en béton armé.

La surface de radier doit satisfaire la condition suivante :

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} \quad (\text{IX.5})$$

N_{ser} : l'effort normal total à l'ELS

$$N_{\text{ser}} = 58872.17 \text{ kN}$$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol

$$\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{rad}} \geq \frac{58872.17}{200} = 294.36 \text{ m}^2$$

$$\text{On a : } S_{\text{bloc}} = 2418.81 \text{ m}^2$$

La surface de radier est inférieure à la surface de bloc donc on adopte un radier générale sur tout la surface de bloc plus un débord de 1 m sur la périphérique pour intégrer le mur de soutènement :

$$\text{Donc : } S_{\text{rad}} = S_{\text{bloc}} + S_{\text{débor}} = 2516.11 \text{ m}^2$$

L'épaisseur de radier doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} < h_r < \frac{L_{\text{max}}}{5} \quad (\text{IX.6})$$

$L_{\text{max}} = 7 \text{ m}$ c'est la plus grande distance entre deux points d'appuis.

$$\text{D'où : } 87.5 \text{ cm} < h_r < 140 \text{ cm}$$

- **Condition de la raideur** : Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression suivante :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad (\text{IX.7})$$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}} \quad (\text{IX.8})$$

Avec :

$E = 35981.73 \text{ MPa}$ (module de young du béton).

K : Coefficient de raideur du sol pour un sol de densité moyen = 40000 kN/m^3 .

b : Largeur de la semelle, les calcul sont faite pour une bande de 1 mètre.

I : Inertie de la section transversale du radier.

$$I = \frac{bh^3}{12} \quad (\text{IX.9})$$

Donc on aura :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h_r \geq 93.26 \text{ cm} \quad (\text{IX.10})$$

- **Condition de cisaillement** : L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier, d'après le règlement CBA93 (Art A.5.1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa pour une Fissuration préjudiciable}$$

V_u : l'effort tranchant de calcul vis – à – vis l'ELU.

$$V_u = \frac{qL}{2}$$

q : La charge sur le radier uniformément répartie pour une bande de 1 mètre

$$q = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{\text{rad}}} = \frac{81255.05 \times 1}{583.97} = 32.29 \text{ kN/ml}$$

$$\text{donc : } V_u = \frac{32.29 \times 7}{2} = 113.03 \text{ kN}$$

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{V_u}{b \times 0.9h} \Rightarrow h \geq \frac{V_u}{0.9b\bar{\tau}_u} = \frac{113.03 \times 10^3}{0.9 \times 1 \times 2.5} = 50.24 \text{ cm.}$$

- **Condition de non poinçonnement** :

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45° , la vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{IX.11})$$

μ_c : Périmètre du contour

✓ **Sous voiles** :

$N_{u,\text{voil}} = 1910.08 \text{ kN}$ Effort normal ultime de voile le plus sollicité

$$\mu_c = 2(e + b + 2h) = 2(0.2 + 2 + 2h) = (4.4 + 4h) \text{ m}$$

On obtient : $6300h^2 + 6930h - 2865.12 = 0$

D'où : $h \geq 32.02 \text{ cm.}$

✓ **Sous poteaux :**

$N_{u,pot} = 3786.95 \text{ kN}$ Effort normal ultime de poteau le plus sollicité

$$\mu_c = 4(a + h) = 4(0.6 + h) = (2.4 + 4h) \text{ m}$$

On obtient : $6300h^2 + 3780h - 5680.43 = 0$

D'où : $h \geq 69.58 \text{ cm}$

➤ **Conclusion :**

Pour satisfaire toutes les conditions précédentes on prend comme hauteur de radier :

$$h = 1.00 \text{ m}$$

Vu que la hauteur est importante on opte pour un radier nervuré.

IX. 3.2.1. Pré dimensionnement du radier nervuré :

- La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$h_p \geq \frac{L_{\max}}{10} = 70 \text{ cm} \text{ soit } h_p = 1.00 \text{ m}$$

$$b_p \geq \frac{h_p}{2} = \frac{120}{2} = 60 \text{ cm} \text{ soit } b_p = 65 \text{ cm} (*)$$

NB : il faut que la largeur des nervures doive être supérieure à la plus grande côté des poteaux de la base pour que le poteau se situe à l'intérieure de la nervure et assure la transmission des charge au nervure et pour faciliter la mise en œuvre de ferrailage.

- L'épaisseur de la dalle :

$$h_{\text{dalle}} \geq \frac{L_{\max}}{20} = 35 \text{ cm} \text{ soit } h_{\text{dalle}} = 0.50 \text{ m}$$

IX. 3.2.2. Calcul des sollicitations :

$$G_{\text{Superstructure}} = 47021.53 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{Superstructure}} = 11850.63 \text{ kN}$$

$$G_{\text{radier}} = 25 \times 0.5 \times 2516.11 + (0.5 \times 0.65 \times 25 \times 255.85) = 33530.16 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{radier}} = 2.5 \times S_{\text{bloc}} = 2418.81 \times 2.5 = 6047.03 \text{ kN}$$
 C'est la charge

d'exploitation sur le niveau (R - 2)

$$G_{\text{Mur}} = 4569.21 \text{ kN}$$

➤ **Les combinaisons de calcul :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 141759.71 \text{ kN}$$

$$N_{\text{ser}} = G + Q = 103018.56 \text{ kN}$$

IX. 3.2.3. Vérification de la surface de radier :

$$\text{A l'ELU : } S_{\text{radier}} = 2516.11 \text{ m}^2 > \frac{N_u}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = 532.93 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{\text{radier}} = 2516.11 \text{ m}^2 > \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = 515.09 \text{ m}^2$$

IX. 3.2.4. Caractéristique géométrique du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \text{ et } Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

S_i : Aire de panneau considéré

$(X_i; Y_i)$: Centre de gravité du panneau considéré

Donc les coordonnées de centre de gravité du radier sont :

$$X_G = 15.45 \text{ m}$$

$$Y_G = 7.87 \text{ m}$$

D'autre part on a les coordonnées de centre d'application des résultantes des charges de la superstructure sont :

$$X_{\text{sup}} = 15.35 \text{ m}$$

$$Y_{\text{sup}} = 7.87 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité entre le centre d'application des résultantes des efforts de la superstructure et le centre de masse de radier :

$$e_x = |15.45 - 15.34| = 0.10 \text{ m}$$

$$e_y = |7.86 - 7.86| = 0.00 \text{ m}$$

✓ **Moment d'inertie** :

Le moment d'inertie de radier se calcule comme suit :

$$I_{xx} = \frac{L_x L_y^3}{12} = \frac{32.90 \times 17.75^3}{12} = 15332.39 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{L_y L_x^3}{12} = \frac{17.75 \times 32.90^3}{12} = 52675.03 \text{ m}^4$$

IX. 3.2.5. Vérification de la stabilité au renversement du radier :

Il est important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux

Le rapport $\frac{M_s}{M_r}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1.5 \quad (\text{IX.12})$$

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre

M_r : Le moment de renversement à la base du radier est donné

par la formule suivante :

$$M_r = M_0 + V \times h \quad (\text{IX.13})$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de la structure calculer dans le chapitre précédent

V : L'effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'infrastructure dans notre cas c'est l'épaisseur de radier
= 1 m

$$M_{\text{Sta},x} = 0.8 \times W \times b_x = 0.8 \times 60809.24 \times 16.45 = 800249.60 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{Sta},y} = 0.8 \times W \times b_y = 0.8 \times 60809.24 \times 8.87 = 431502.34 \text{ kN.m}$$

Et :

$$M_{\text{Ren},x} = 76101.43 + 4629.67 \times 1 = 80731.10 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{Ren},y} = 77757.63 + 4531.06 \times 1 = 82288.69 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{\text{Sta},x}}{M_{\text{Ren},x}} = 9.91 > 1.5$$

$$\frac{M_{\text{Sta},y}}{M_{\text{Ren},y}} = 5.24 > 1.5$$

Conclusion : le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieure à 1.5 donc notre structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux sens.

IX. 3.2.6. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer le non-soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \gamma Z S \quad (\text{IX.14})$$

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

$$W = W_{\text{bat}} + W_{\text{radier}} + G_{\text{Mur}} = 60809.24 \text{ KN}$$

F_s : Coefficient de sécurité vis – à – vis du renversement pris égale à 1.5

γ : poids volumique de l'eau = 10 kN/m³

Z : Profondeur de l'infrastructure dans notre cas égale à l'épaisseur de radier = 1 m

S : surface de radier = 2516.11 m²

$$\text{D'où : } W = 182238.40 > 1.5 \times 10 \times 1 \times 2516.11 = 37741.65 \text{ kN}$$

⇒ Condition vérifiée

IX. 3.2.7. Vérification de la stabilité au renversement du radier selon l'RPA :

D'après le RPA le radier est stable si :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{l}{4}$$

Avec :

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment globale de la structure.

N : Effort normal globale de la structure.

Les efforts de la superstructure sont appliqués au centre de masse de la superstructure, donc pour transmettre les efforts au centre de masse de radier il faut prendre en considération l'excentricité entre le centre d'application des efforts de la superstructure et le centre de masse de radier.

Donc le moment résultant appliquée au centre de masse de radier est la superposition de moment résultant de la superstructure et le moment dû à l'excentricité de l'effort normal.

Tableau (IX.3) : Vérification de la stabilité au renversement du radier

	0,8G+E		0,8G-E		G+Q+E	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
N (kN)	37617.22	37617.22	37617.22	37617.22	58872.18	58872.18
M _{stru} (kN.m)	78524.55	9970.76	-73089	7911.93	78420.18	93817.05
M _{rad} (kN.m)	82286.28	9970.76	-69327.28	7911.93	84307.40	93817.05
e (m)	2.19	0.27	1.84	0.21	1.43	1.59
l/4 (m)	8.23	4.44	8.23	4.44	8.23	4.44
Vérification	$e < l/4$					

IX. 3.2.8. Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment renversant, ce dernier engendre des contraintes de compression et de traction sous le radier, leurs contrainte moyenne doit être inférieure à la contrainte admissible.

La valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5\sigma_{\text{adm}} \quad (\text{IX.15})$$

Avec :

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I} \quad (\text{IX.16})$$

N : effort normal appliqué à la surface de radier,

M : moment fléchissant appliqué à la surface de radier.

B : surface total du radier,

V : distance entre le centre de gravité du radier et l'extrémité de la structure.

I : moment d'inertie du radier.

A cet effet les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison $0.8G \pm E$.
- Aux contraintes de compression (tassement) avec la combinaison $G+Q+E$.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (IX.4) : Vérification des contraintes de sol sous le radier

	0.8G + E		0.8G - Q		G + Q + E	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
N (kN)	37617.22	37617.22	37617.22	37617.22	58872.18	58872.18
M _{rad} (kN.m)	82286.28	9970.76	69327.28	7911.93	84307.40	93817.05
V (m)	16.45	8.87	16.45	8.87	16.45	8.87
I (m ⁴)	52675.03	15332.39	52675.03	15332.39	52675.03	15332.39
S (m ²)	2516.11	2516.11	2516.11	2516.11	2516.11	2516.11
σ ₁ (kN/m ²)	87.09	70.18	86.07	69.00	127.13	155.08
σ ₂ (kN/m ²)	41.73	58.64	42.77	59.84	74.49	46.54
σ _{moy} (kN/m ²)	75.75	67.29	75.24	66.71	113.97	127.94
σ _{adm} (kN/m ²)	200	200	200	200	200	200
Vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

IX. 3.3. Ferrailage du radier nervurée :

Le radier c'est un élément plaque sur sol élastique donc il fonctionne comme un plancher renversé chargé par la réaction du sol, d'où le ferrailage se fait pour les nervures et les dalle du radier à la flexion simple à partir des sollicitations les plus défavorables.

IX. 3.3.1. Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle du radier se fait à la flexion simple en travée et en appuis avec les sollicitations les plus défavorables,

➤ Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations dans les panneaux dalle il faut voir en début si le panneau porte dans un seul sens ou dans les deux sens :

Si $\alpha < 0.4$ le panneau porte dans un seul sens

Si $0.4 < \alpha < 1$ le panneau porte dans les deux sens

En appuis : $M_{ax} = -0.5M_x = -123.75 \text{ kN.m}$

Avec : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

L_x : Le petit portée de panneau

L_y : La grande portée de panneau

Pour faire les calculs on prend le panneau le plus défavorable :

L_x = 7 m

$$L_y = 7 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{7}{7} = 1 \quad \text{donc le panneau porte dans les deux sens}$$

Les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Notre panneau est intermédiaire donc il est encasté aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

✓ Dans le sens de la petite portée :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.75M_x$$

$$\text{En appuis : } M_{ax} = -0.5M_x$$

✓ Dans le sens de la grande portée :

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.75M_y$$

$$\text{En appuis : } M_{ay} = -0.5M_x$$

✓ **Evaluation des Charges et Surcharges :**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{radier}} = \frac{101693.44}{2516.11} = 174.14 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{73876.55}{2516.11} = 126.51 \text{ kN/m}^2$$

Donc à l'ELU :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 0.0506 \times 174.14 \times 7^2 = 247.51 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.6864 \times 247.51 = 169.89 \text{ kN.m}$$

A l'ELS :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 0.0576 \times 126.51 \times 7^2 = 204.69 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.7794 \times 204.69 = 159.53 \text{ kN.m}$$

Donc les moments en travée et en appuis sont :

A l'ELU :

✓ Dans le sens de la petite portée :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.75M_x = 185.63 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_{ax} = -0.5M_x = -123.75 \text{ kN.m}$$

✓ Dans le sens de la grande portée :

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.75M_y = 127.42 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_{ay} = -0.5M_x = -123.75 \text{ kN.m}$$

A l'ELS :

✓ Dans le sens de la petite portée :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.75M_x = 153.51 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_{ax} = -0.5M_x = 102.34 \text{ kN.m}$$

✓ Dans le sens de la grande portée :

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.75M_y = 119.65 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_{ay} = -0.5M_x = -102.34 \text{ kN.m}$$

Tableau (IX.5) : *Tableau récapitulatif des moments de la dalle de radier*

	Petite portée			Grande portée		
	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_{ax} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ay} (kN.m)
ELU	247.51	185.63	-123.75	169.89	127.42	-123.75
ELS	204.69	153.52	-102.34	159.53	119.65	-102.34

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire dans les deux sens avec:

$$b = 100 \text{ cm, } h = 50 \text{ cm, } d = 0.9h = 45 \text{ cm.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (IX.6) : *Tableau récapitulatif de calcul des armatures des panneaux de radier*

position		M_u	μ_U	$\mu_l = 0.372$	Bu	As	A_{min}	choix	A_s adopté
Sens XX	Travée	185.63	0.046	SSA	0.0477	9.79	3.22	5HA16+5HA14	17.75
	Appuis	123.75	0.030	SSA	0.0309	6.34	3.22	5HA16	10.05
Sens YY	Travée	127.42	0.032	SSA	0.0330	6.77	3.00	5HA16+5HA14	17.75
	Appuis	123.75	0.030	SSA	0.0309	6.34	3.00	5HA16	10.05

NB :

La section minimale pour les dalles dans le sens xx est :

$$A_{min} \geq \rho_0 bh \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} \quad (IX.17)$$

Et dans le sens yy est :

$$A_{min} \geq \rho_0 bh \quad (IX.18)$$

Avec $\rho_0 = 0.0006$ pour feE400

✓ **Vérification à l'ELS :**

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{serY}}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (IX.19)$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable} \quad (IX.20)$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A'_s (y - c') - 15A_s (d - y) = 0 \quad (IX.21)$$

La solution de cette équation est donnée par la formule suivante :

$$y = \frac{n(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \quad (IX.22)$$

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s (d - y)^2 + nA'_s (y - C')^2 \quad (IX.23)$$

Tableau (IX.7) : Tableau récapitulatif de vérification des panneaux de radier

	Sens	M _{ser} (kN. m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{st}	Observation
Appuis	XX	102.34	10.24	217936.22	4.81	144.86	σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _{st} < σ̄ _{st}
	YY	102.34	10.24	217936.22	4.81	144.86	σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _{st} < σ̄ _{st}
Travée	XX	153.52	13.04	345870.21	5.79	112.76	σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _{st} < σ̄ _{st}
	YY	119.65	13.04	345870.21	4.51	65.82	σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _{st} < σ̄ _{st}

IX. 3.3.2. Ferrailage des nervures :

Les nervures sont calculées comme une poutre continue repose sur plusieurs appuis, pour faire les calculs on prend les nervures les plus sollicitant.

➤ **Evaluation des charges et surcharges :**

On a : $G = 104.18 \text{ kN/m}^2$

Et : $Q = 22.33 \text{ kN/m}^2$

à l'ELU : $Q_u = 1.35G + 1.5Q = 174.14 \text{ kN/m}^2$

à l'ELS : $Q_{ser} = G + Q = 126.51 \text{ kN/m}^2$

➤ **Calcul des sollicitations de la nervure :**

On a la charge uniformément répartie équivalent à la charge trapézoïdale égale à :

$$P = \frac{L_x Q}{2} \left(1 - \frac{L_x}{2L_y} \right) \tag{IX.24}$$

Et la charge uniformément répartie équivalent à la charge triangulaire égale à :

$$P = \frac{L_x Q}{4} \tag{IX.25}$$

Avec :

Q : la charge surfacique de la dalle

L_y : la grande portée de panneau

L_x : la petite portée de panneau

Tableau (IX.8) : Charge uniformément répartie équivalente de la nervure

	Travée 1	Travée 2	Travée 3
ELU (kN/ml)	409.23	525.90	422.29
ELS (kN/ml)	297.30	382.05	306.78

A partir de logiciel RDM 6 on tire les valeurs des moments et des efforts tranchants maximaux en travée et sur appuis :

$$M_{a,u} = 1546 \text{ kN.m}$$

$$M_{t,u} = 1011 \text{ kN.m}$$

$$M_{a,ser} = 1123 \text{ kN.m}$$

$$M_{t,ser} = 734 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 1640 \text{ kN}$$

➤ **Calcul de ferrailage des nervures :**

Ce sont des poutres disposées le long de radier de section (100 x 65) cm, le calcul de ferrailage s'effectue en travée et sur appuis à la flexion simple en considérant les sollicitations les plus défavorables:

Les résultats de calcul de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (IX.9) : Tableau récapitulatif de calcul des armatures de la nervure

	M_u	μ_U	$\mu_1=0.371$	β_u	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	choix	$A_{s,adp}$
Appuis	1546	0.13	$\mu_U < \mu_1$	0.1405	39.57	7.67	5HA25+10HA20	55.96
Travée	1011	0.087	$\mu_U < \mu_1$	0.0915	25.77	7.67	5HA25+2HA20 +3HA16	36.85

NB : 4HA20+2HA16 en appuis en chapeau de longueur $\frac{L}{4} = \frac{7}{4} = 1.75m$.

Vue la grand importance de la hauteur des nervure on prévoit des armatures de peau :

$$A_p = 3\text{cm}^2 \times \text{périmètre de la retombée en mètre} = 4.95 \text{ cm}^2 \text{ Donc on prend}$$

$$A_p = 4HA14$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

Tableau (IX.10) : Tableau récapitulatif de vérification de la nervure à l'ELU

	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	$V_u(\text{kN})$	$\tau_u(\text{MPa})$	$\bar{\tau}_u(\text{MPa})$	OBS	$\Sigma U_i(\text{mm})$	$\tau_{su}(\text{MPa})$	$\bar{\tau}_{su}(\text{MPa})$	OBS
Travée	0	0	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	668.82	0	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
Appui	1640	2.66	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1020.5	1.88	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

➤ **Vérification à l'ELS :**

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'_s(y - c') - 15A_s(d - y) = 0$$

La solution de cette équation est donnée par la formule suivante :

$$y = \frac{n(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

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

Tableau (IX.11) : Tableau récapitulatif de vérification de la nervure à l'ELS

	M _{ser} (kN.m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{st}	Observation
Appuis	1123	38.28	3915850	10.98	144.01	σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _{st} < σ̄ _{st}
Travée	734	32.58	2902937	8.24	136.73	σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _{st} < σ̄ _{st}

➤ **Calcul des armatures transversales dans les nervures :**

✓ **Selon le BAEL 91/99 :**

En flexion simple on utilise souvent la formule simplifiée suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28}^*}{0.9d\sigma_s} \quad (\text{Art 5.1.2.3}) \text{BAEL91/99}$$

$$f_{t28}^* = \text{Min}\{f_{t28}; 3.3 \text{ MPa}\}$$

$$S_t \leq \text{Min}\{0.9d; 40 \text{ cm}\} \quad (\text{Art 5.1.2.2}) \text{BAEL91/99}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4b_0} \quad (\text{Art 5.1.2.2}) \text{BAEL91/99}$$

✓ **Selon RPA (Art 7.5.2.2) RPA 99/2003 :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_1\right\} \quad \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{en zone courante}$$

Avec :

A_t : Section des armatures transversales

S_t : Espacement entre les armatures transversales

Donc :

$$S_t \leq \text{Min}\{85.5 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \text{Min}\left\{\frac{100}{4}; 12 \times 1.6\right\} = 19.20 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{100}{2} = 50 \text{ cm en zone courante}$$

Donc on prend :

$$S_t = 10 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t = 15 \text{ cm en zone courante}$$

$$\text{Et : } A_t \geq \frac{2.8-0.3 \times 2.1}{0.9 \times 348} \times 60 \times 10 = 3.05 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0.003 b_0 S_t = 1.80 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $A_t = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification La flèche** : (Art B.6.5, 1) BAEL91/99

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

On fait la vérification pour la travée la plus défavorable.

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.1428 > 0.0625) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{\text{ser, travée}}}{10 M_{0\text{ser}}}\right) \Rightarrow (0.1428 > 0.040) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0069 < 0.0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec:

$$h_t = 100 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; d = 95 \text{ cm} ; L = 7 \text{ m} ; A_s = 39.27 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{ser, travée}} = 734 \text{ kN.m} ; M_{0\text{ser}} = 1835.75 \text{ kN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

IX. 3.3.3. Ferrailage des débords :

Le débord du radier est assimilé à un consol de largeur $L = 1 \text{ m}$, le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$.

$$M_u = \frac{QL^2}{2} = \frac{174.14 \times 1^2}{2} = 87.07 \text{ kN.m}$$

$$M_s = \frac{QL^2}{2} = \frac{126.51 \times 1^2}{2} = 63.26 \text{ kN.m}$$

Tableau (IX.12) : Tableau récapitulatif de ferrailage des débords

M_u	μ_U	$\mu_1=0.371$	β_u	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2)$	choix	A_s adopté
87.07	0.0217	$\mu_U < \mu_1$	0.0225	4.62	5.59	5HA16	10.05

➤ **Vérification à l'ELS** :

Tableau (IX.13) : Tableau récapitulatif de vérification des débords

	$M_{\text{ser}}(\text{kN.m})$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	σ_{st}	Observation
Travée	63.26	10.24	217936.22	4.09	208.38	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

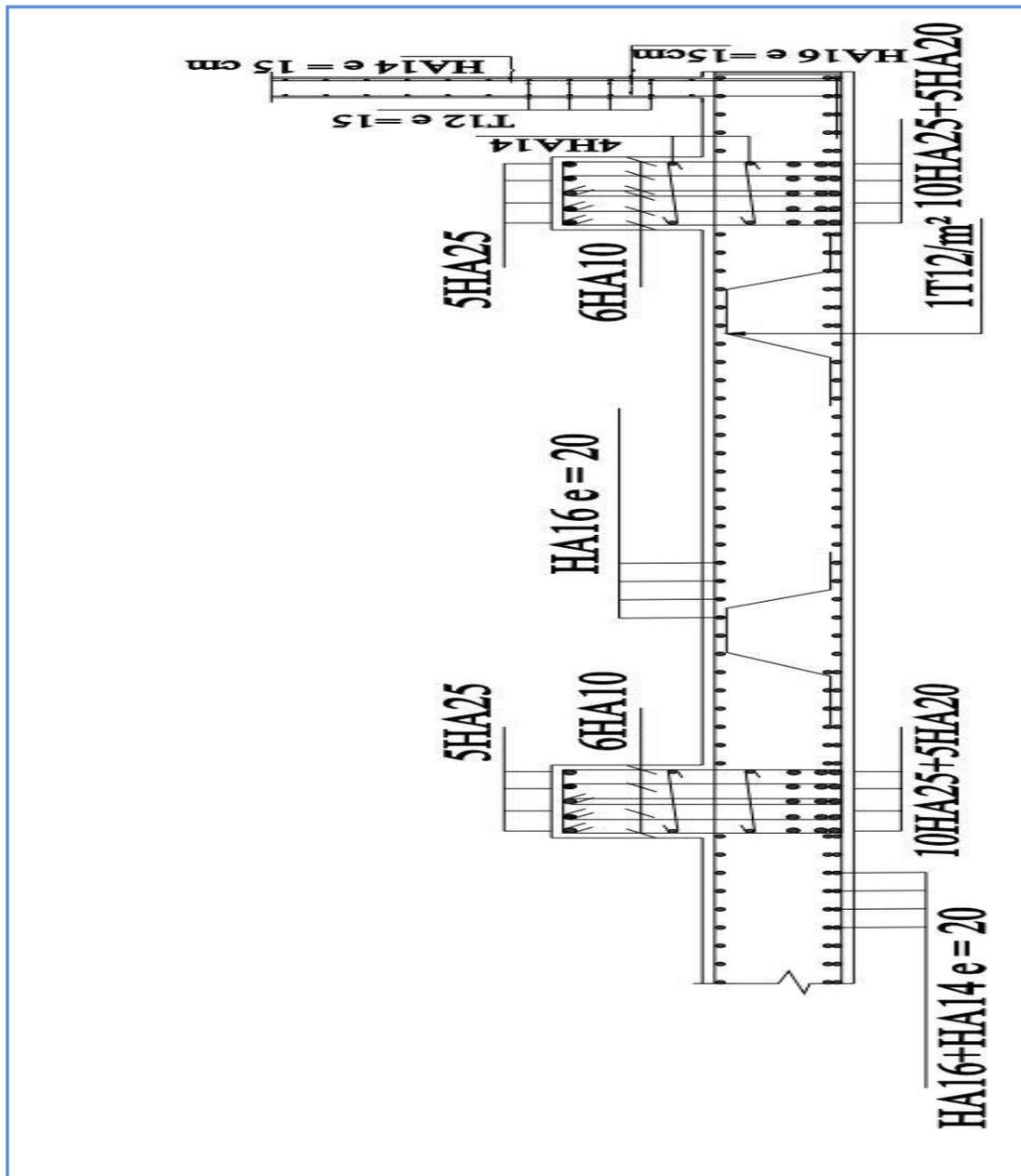


Figure (IX.3) : Schéma de ferrailage du radier en appui sens X-X et Y-Y avec le mur de soutènement

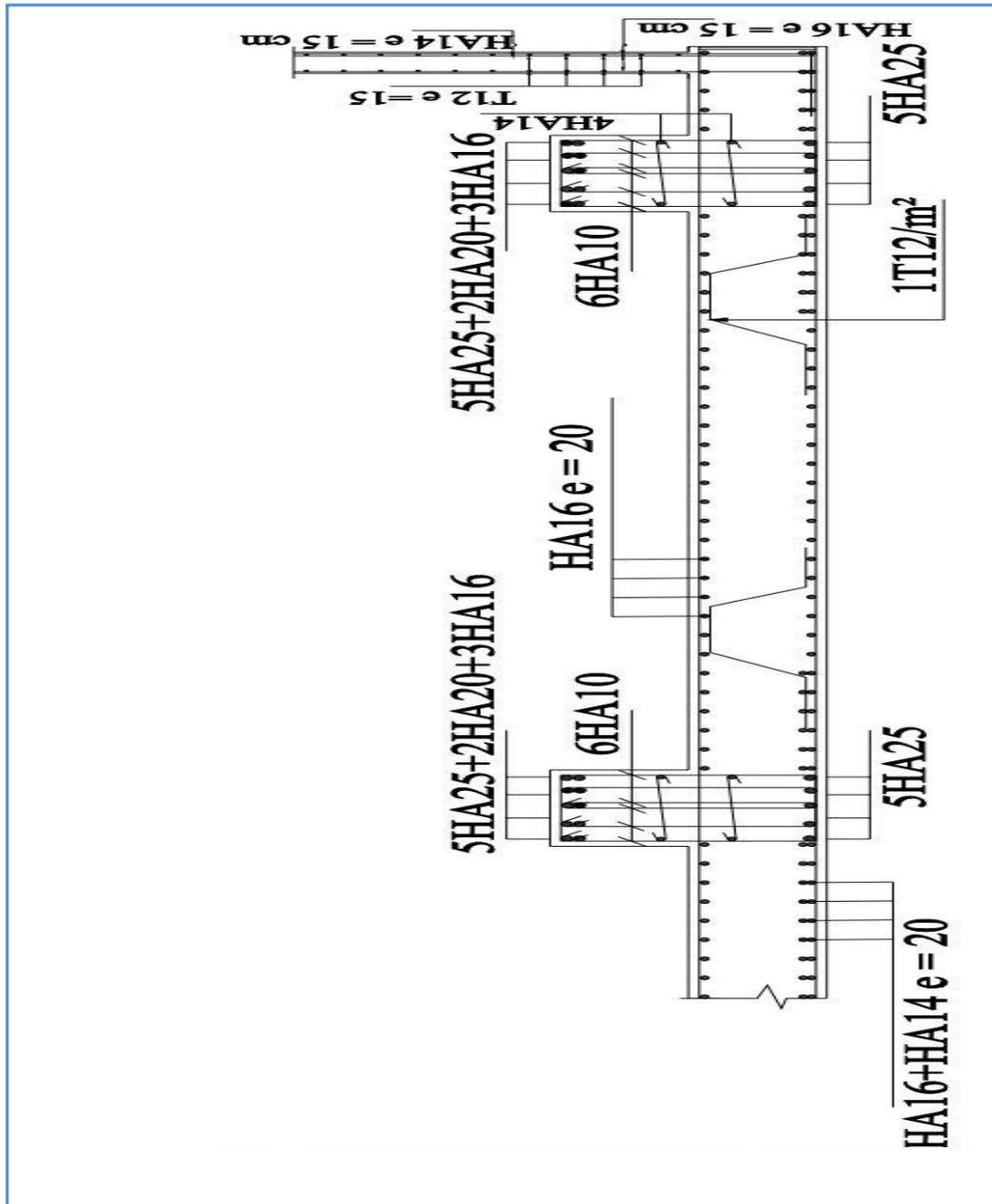


Figure (IX.4) : Schéma de ferrailage du radier en travée sens X-X et Y-Y avec le mur de soutènement

Conclusion :

La fondation est un élément aussi important que la structure. Elle assure non seulement le transfert des efforts vers le sol, mais aussi la stabilité de l'ouvrage. La fondation choisie a été vérifiée au poinçonnement et au tassement afin de limiter les déformations.

PARTIE III :
ÉTUDES FINANCIÈRES

CHAPITRE X :
DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

X. 1. Introduction :

Le devis est un sous-document donnant en détail les travaux prévus selon les différents corps d'état concernant la nature de la construction et les matériaux à employer. Il est nécessaire pour établir le devis, que ce soit quantitatif ou estimatif, et le planning d'exécution des travaux sur chantier.

X. 2. Devis descriptif :

Le devis descriptif est une étape indispensable non seulement pour dresser le détail quantitatif et estimatif, mais aussi pour l'élaboration du planning d'exécution de l'ouvrage. Il permet aussi de déterminer au préalable les différents matériaux à utiliser, les travaux à effectuer, ainsi que les ressources humaines et matérielles nécessaires.

Tableau (X.1) : Devis descriptif du projet

N°	Désignation	Concerne	Description	Unité
1.00			Installation et repli de chantier	
1.01	Baraquement	Installation de chantier	Aménagement et organisation des voies d'accès Établissement du magasin de stockage et du bureau de chantier Installation provisoire en eau et électricité Établissement du logement du gardien	Fft
	Matériels		Transport des engins, des matériels nécessaires affectés au chantier Déplacement total ou partiel de ces installations au cours du chantier	
	Personnels		Facture, confection et pose des panneaux de chantier Amenée des personnels sur le site	
1.02	Matériels	Repli de chantier	Enlèvement des matériels du chantier	Fft
	Nettoyage		Repliement des installations Remise en état de tous les lieux d'intervention	
2.00			Terrassement	
2.01	Débroussaillage et décapage Dessouchage	Emprise de la construction	Arrachage de toute végétation existante Enlèvement des racines et souches éventuelles	m ²
	Nettoyage		Transport et évacuation des débris jusqu'à un lieu de dépôt Enlèvement des déchets et autres ordures	
2.02	Déblais	Assise du bâtiment	Excavation à une profondeur de 2,5m des terres pour mise à la côte de la plateforme Chargement, transport sur toute distance et déchargement des matériaux	m ³
			Mise en dépôt des déblais de quantité nécessaire aux remblais	
2.03	Fouille avec dressement des fonds	Canalisation d'assainissement	Extraction des terres Chargement, transport sur toute distance et déchargement des matériaux	m ³
			Mise en dépôt provisoire des terres à réemployer	

N°	Désignation	Concerne	Description	Unité
2.04	Remblai	Matelas de substitution	Chargement, transport et déchargement des quartzites et des GCNT 0/315 Épandage, réglage, arrosage et compactage parc ouche	m ³
2.05	Remblais	Comblement des fouilles et mise en même niveau du terrain	Chargement, transport et déchargement des matériaux en provenance de déblais Épandage, réglage, arrosage et compactage par couche	m ³
2.06	Évacuation des terres excédentaires	Terres excédentaires après mise en œuvre de la fondation et des ouvrages d'assainissements	Chargement, transport, déchargement des terres vers un lieu agréé	m ³
3.00			Ouvrages en infrastructure	
3.01	Béton dosé à 150 kg/m ³	Béton de propreté sous radier, fosse septique et regard	Fourniture des matériaux nécessaires à la fabrication du béton/malaxage Préparation et mise en œuvre de béton ordinaire Q150	m ³
3.02	Coffrage métallique	Radier nervuré	Façonnage des armatures HA(TOR) et montage pour ligature en fil recuit Fourniture et transport des matériaux nécessaires pour la confection des coffrages	m ²
3.03	Béton dosé à 350kg/m ³		Mise en œuvre de coffrage en bois ordinaire avec étaie et buttage Fourniture des matériaux nécessaires à la fabrication du béton Préparation et mise en œuvre de béton Q350 de CEMI 42,5 Coulage, pervation du béton entre le coffrage	m ³

N°	Désignation	Concerne	Description	Unité
3.04	Hérissonnage avec du tout-venant 0/315	Dallage	Fourniture et mise en place de 20 cm d'hérissonnage entout venant 0/315	m ³
			Réglage et compactage par le passage de rouleau vibreur	
	Couche de forme		Fourniture et mise en place d'une couche de forme en sable de 5 cm d'épaisseur	
			Réglage et compactage par le passage de rouleau vibreur	
	Couche de béton de 10 cm dosé à 300 kg/m ³		Fourniture des matériaux nécessaires à la fabrication du béton	
			Préparation et mise en œuvre du béton Q350 de CEM I 42, 5	
			Réglage et compactage par le passage de rouleau vibreur	
			Fourniture des matériaux nécessaires à la fabrication d'asphalte	
			Préparation et mise en œuvre d'une couche de revêtement en asphalte	
Chape flottante en asphalte	Réglage et compactage par le passage de rouleau			
4.00	Ouvrages en superstructure			
4.01	Coffrage métallique	Poteaux, poutre, escalier, rampe, dalle, acrotère,	Fourniture et transport des matériels nécessaires pour la confection des coffrages	m ²
			Mise en œuvre de coffrage horizontal et vertical	
4.02	Armatures de béton		Fourniture et transport des aciers HA (TOR) nécessaires pour la confection de tous diamètres	kg
		Façonnage des armatures et montage pour ligature en fil de fer recuit		
4.03	Béton dosé à 350 kg/m ³		Mise en place des tubes orange dans le coffrage	m ³
		Fourniture des matériaux nécessaires à la fabrication du béton		
		Préparation du béton Q350 de CEM I 42,5		
			Coulage, pervibration du béton entre le coffrage	

N°	Désignation	Concerne	Description	Unité
5.00			Maçonnerie et ravalement	
5.01	Maçonnerie	Murs rideaux	Structure mur rideau, système à huisseries vissées et arrêt extérieur enjoliveur de couvre-joints clipsé Panneau en tôle d'aluminium, constitué de deux tôles en aluminium de 1.5 mm d'épaisseur, laquées sur une face et âme de matériau isolant de 30 mm d'épaisseur Double vitrage sur mur rideau, vitre en verre non trempé à l'extérieur. Fenêtre s'ouvrant sur un mur rideau, système à huisseries vissées et arrêt extérieur enjoliveur de couvre-joints clipsé Répercussion des arrêts st des ancrages divers	m ²
5.02	Enduit	Murs et béton	Fourniture des matériaux nécessaires Mise en œuvre de l'enduit au mortier de ciment Q400 en une couche de 10 à 15 mm d'épaisseur	m ²
6.00			Assainissement	
6.01	Évacuation des EV, EU et EP	Salles d'eaux Toiture terrasse	Fourniture et pose des tuyaux en PVC, des coudes, colliers et les accessoires nécessaires Fourniture des tuyaux en PVC, des coudes, colliers et les accessoires nécessaires Pose des tuyaux assemblés par colle spéciale, posé sur collier et boulonnés tous les 2m	ml
6.02	Traitement des EV, EU et EP	Regard	Regard en béton d'épaisseur 8cm Parois intérieures en duites au mortier hydrofuge avec gorge à bouteille Recouvrement par tampons de visite en BA avec anneau de levage en fer galvanisé	U
6.03		Fosse septique	Mise en œuvre des compartiments de chute et de décantation Mise en œuvre du filtre avec système de distribution en plaques perforés de BA y compris le système d'évacuation, d'aération, mâche fer, ventilation	U
6.04	Canalisation des EP, EV et EU vers réseaux existants	Buse en ciment	Mise en œuvre de la buse de ciment non armé mais vibré sur un lit de sable de 10 cm, Dressement des pentes, calages, joints au mortier Q350 et raccordement aux regards	U

N°	Désignation	Concerne	Description	Unité
6.05	Puisard	EV et EU	Mise en place du puisard en béton de 4m de diamètre et de 3m de profondeur Mise en œuvre des blocages de pierres de granulométries différentes, de la dalle avec tampon de visite en BA	U
7.00	Plomberie et sanitaire			
7.01	Alimentation en eaux	Salles d'eaux	Fourniture des tuyaux, manchons, tés, coudes et sujétions Mise en place des canalisations primaires et secondaires	Fft
7.02	Appareils sanitaires		Fourniture et pose des appareils	U
8.00	Électricité			
8.01	Matériels électriques	Bâtiment entier	Fourniture des câbles et matériels nécessaires Fourniture et installation des matériels électriques	U
8.02	Protection		Pose de prises de terre	U
9.00	Revêtement sol et mur			
9.01	Revêtement sol	Plancher	Préparation et mise en œuvre de chape en asphalte Fourniture des matériaux nécessaires	m ²
9.02	Carrelage	Salles d'eaux	Préparation du mortier Q500 Pose de revêtement en carreaux sol et mural de hauteur 1, 50m	m ²
9.03	Garde-fou	Rampe et escalier	Fourniture et mise en place des garde-fous	ml
9.04	Porte isoplane à un vantail (0,70x2, 10)	Accès aux toilettes	Fourniture et pose de la porte à un vantail Quincaillerie et serrurerie	U
9.05	Barrière métallique	Accès parking	Fourniture et pose d'une barrière électrique, y compris toutes sujétions Quincaillerie et serrurerie	U
9.06	Fenêtre à persienne vitré	Toilettes	Fourniture et pose des fenêtres Quincaillerie et serrurerie	m ²

N°	Désignation	Concerne	Description	Unité
10.00			Peinture	
10.01	Peinture acrylique intérieure	Surfaces enduites intérieures sauf locaux sanitaires	Préparation du support Fourniture des matériaux Ampliation en deux couches croisées	m ²
10.02	Peinture vinylique extérieure	Surfaces enduites extérieures	Préparation du support Fourniture des matériaux Application en deux couches croisées Rebouchage, ponçage et époussetage	m ²
10.03	Peinture à l'huile intérieure	Salles d'eaux	Préparation du support Fourniture des matériaux Application en deux couches croisées Rebouchage, ponçage et époussetage	m ²
11.00			Équipements spéciaux	
11.01	Ascenseur	Circulation des personnes	Installation et montage des ascenseurs	ml
11.02	Extincteur	Dispositifs de sécurité	Fourniture et pose des extincteurs à chaque niveau	U
11.03	Bouche d'incendie		Fourniture et pose des bouches d'incendies	

X. 3. Détail quantitatif et estimatif (DQE) :

Il s'agit de déterminer les prix de vente unitaires hors taxes des ouvrages élémentaires afin d'en déduire le montant hors taxes et le montant total toutes taxes comprises à l'aide de la quantité de prestations à réaliser.

Tableau (X. 2): *Récapitulation du DQE*

N°	Désignation des Ouvrages	Montant
1	Installation et repli de chantier	130 804 319,20
2	Lot Terrassement	396 970 460,00
3	Lot Infrastructure	128 979 390,20
4	Lot Superstructure	577 496 484,63
5	Lot Assainissement	965 551,33
6	Lot Plomberie et sanitaire	3 729 225,58
7	Lot Electricité	10 897 475,64
8	Lot Revêtement sol et mur	185 240 668,42
9	Lot Menuiserie en aluminium	600000,00
10	Lot Menuiserie en métallique	1 520 884,21
11	Lot Peinture	892 300,00
12	Lot Equipement spéciaux	22 692 613,49
MONTANT GLOBAL EN H.T		1 460 789 372,70
TVA (17%)		248 334 193,36
MONTANT GLOBAL EN T.T.C		1 709 123 566,06

Arrêté le montant du présent récapitulatif en TTC à la somme de : **Un milliard sept cent neuf millions cent vingt-trois mille cinq cent soixante-six Dinars et six CTS (1 709 123 566,06 DA TTC)**, y compris Taxe sur la valeur ajoutée d'un montant de: **deux cent quarante-huit millions trois cent trente-quatre mille cent quatre-vingt-treize Dinars et trente-six CTC (248 334 193,36 DA TVA)**.

Conclusion :

Une entreprise, pour tous travaux à effectuer, se doit de calculer son bénéfice. Elle prend en compte plusieurs paramètres afin de déterminer le coefficient de déboursé. Ensuite, elle élabore un détail quantitatif et estimatif, en se référant à ses propres sous détails de prix. Le montant est cohérent au projet lui-même.

CHAPITRE XI :
PLANNING D'EXECUTION

XI. 1. Introduction :

Le présent planning d'exécution des travaux a été établi en fonction des différentes tâches contenues dans le devis descriptif précédent. Il ne prend en compte que des grands travaux et n'est donc qu'un planning prévisionnel général. Néanmoins, il nous permet d'évaluer la durée globale d'exécution du programme immobilier, de l'installation du chantier à son repli.

Pour l'établissement du planning, nous avons utilisé le « Microsoft Project », un logiciel capable de donner avec précision le délai d'exécution de travaux, en définissant les paramètres de base tels que le début et la fin des travaux, la durée des travaux pour chaque tâche, etc. En considérant le planning d'approvisionnement de chantier, le planning d'utilisation du personnel, le planning d'utilisation du matériel et du rendement des équipes de l'entreprise, nous pouvons établir le planning d'exécution des travaux.

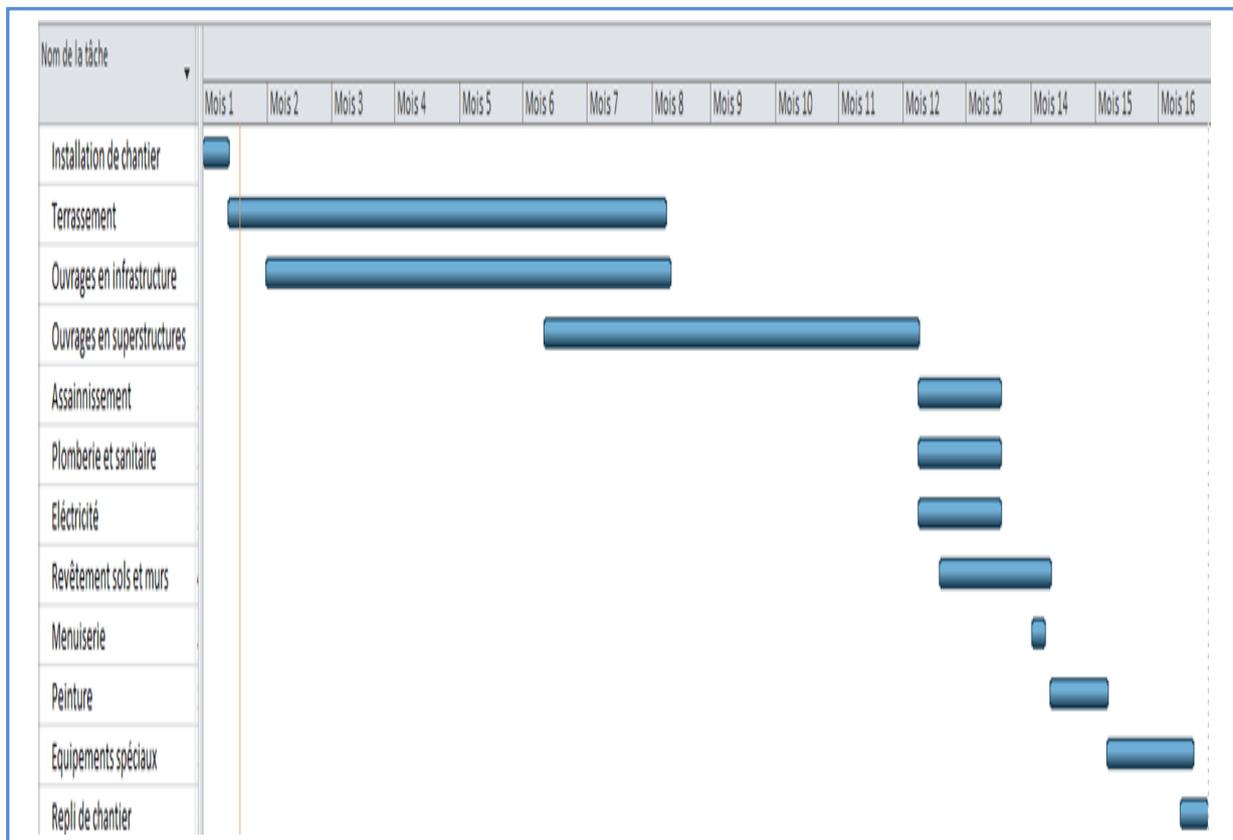


Figure (XI.1) : *Planning d'exécution du projet*

Conclusion :

Le planning d'exécution détermine non seulement le délai contractuel d'exécution, mais aussi l'organisation de la phase de construction dès l'installation du chantier jusqu'au repli. Il est essentiel que l'ingénieur des travaux sache gérer ses ressources afin de respecter le planning. Ce dernier ne peut être interrompu qu'en cas de résiliation du contrat ou en cas d'aléas de chantier.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion générale :

Au terme de ce mémoire intitulé «ETUDE D'UN PARKING R+3 A TIARET», nous avons déduit que la réalisation d'un tel projet présente une importance capitale vis-à-vis des problèmes quotidiens des habitants.

Certes la réalisation d'un projet de telle envergure sera un défi dans tous les domaines. Il permettra de limiter le problème d'insuffisance de parking dans la région et donnera, évidemment, une nouvelle image de modernité.

D'une manière générale, dans une discipline bien définie, la formation de l'homme n'est jamais complète, elle est toujours à parfaire.

Ce projet de fin d'étude est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Au-delà des difficultés que nous avons rencontrées, nous avons réalisé notre étude dans le respect strict des plans d'architectures et du cahier des charges fourni par le maître de l'ouvrage. Les résultats obtenus, nous paraissent conformes aux exigences réglementaires et de sécurité.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à nous documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant notre cursus de formation, ce qui nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances dans le domaine de la conception et de l'étude des structures de bâtiment.

A travers la réalisation de cette étude, nous pensons que nous avons globalement réussi à accomplir les objectifs fixés. Toutefois, nous sommes convaincus que dans le domaine du génie civil, l'acquisition de l'expérience a besoin de temps et surtout de pertinence.

Nous espérons, enfin qu'à travers ce travail, nous reflétons un bon niveau de formation en génie civil. Et nous souhaitons que l'étude réalisée, soit à la hauteur des ambitions de tous ceux qui nous ont fait confiance et particulièrement ceux qui nous ont confié ce travail, consacré leurs temps et offert les meilleures conditions de travail.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail va constituer une référence fiable et crédible pour les promotions à venir.

Bibliographies

Bibliographies

➤ **Règlements** :

- ✚ Béton Armé (BAEL 91/ Modifier 99).
- ✚ Charges Et Surcharges.
- ✚ Règles De Conception Et De Calcul Des Structures En Béton Armé (CBA93).
- ✚ Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A99/2003).

➤ **Livre** :

- ✚ Belazougui. M, Calcul Des Ouvrages En Béton Armé, office des publications universitaires, Alger 2004.
- ✚ Cherait. Y, Calcul Des Ouvrages en béton armé, office des publications universitaires, Alger 2015.
- ✚ Cherait. Y, Conception Des Bâtiments En Zone Sismique, office des publications universitaires, ALGER 2012.
- ✚ Henry. Thonier, Conception Et Calcul Des Structures De Bâtiment (Tome 1), Editions Presses De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées, PARIS 1992.
- ✚ Henry. Thonier, Conception Et Calcul Des Structures De Bâtiment (Tome 2), Editions Presses De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées, PARIS 1993.
- ✚ Henry. Thonier, Conception Et Calcul Des Structures De Bâtiment (Tome 3), Editions Presses De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées, PARIS 1995.
- ✚ Henry. Thonier, Conception Et Calcul Des Structures De Bâtiment (Tome 4), Editions Presses De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées, PARIS 1996.
- ✚ Henry. Thonier, Conception Et Calcul Des Structures De Bâtiment (Tome 5), Editions Presses De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées, PARIS 1998.
- ✚ Henry. Thonier, Conception Et Calcul Des Structures De Bâtiment (Tome 6), Editions Presses De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées, PARIS 1999.

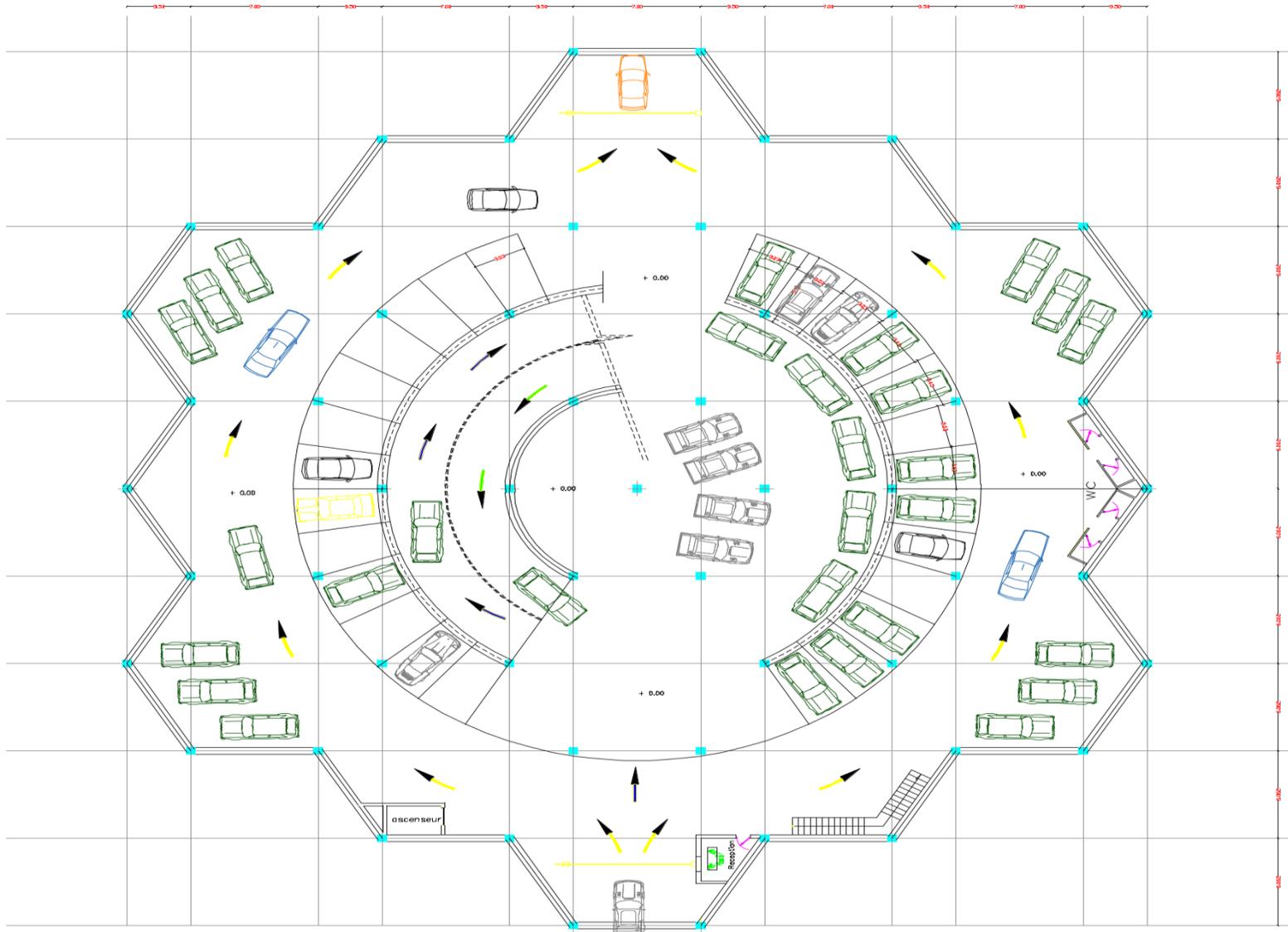
- ✚ Jean Marie Husson, Étude des structures en Béton Tome 1 – 2, Le Moniteur
- ✚ Manfred. A & Crisinel, Conception Et Dimensionnement Des Halles Et Bâtiment (Volume11), Presses Polytechniques Et Universitaires Romandes, Lausanne 2001.
- ✚ Manfred. A & Rolf. B, Notions Fondamentales Et Méthodes De Dimensionnement Volume 10, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes (PPUR), 2006.
- ✚ Pecker. A, Dynamique Des Sols, Editions Presses De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées, PARIS 1984.
- ✚ WARDENIER. J, Profils Creux Pour Application Structurelles, comité international pour le développement et l'étude de la construction tubulaire, copie gratuite pour étudiants.

Webographie :

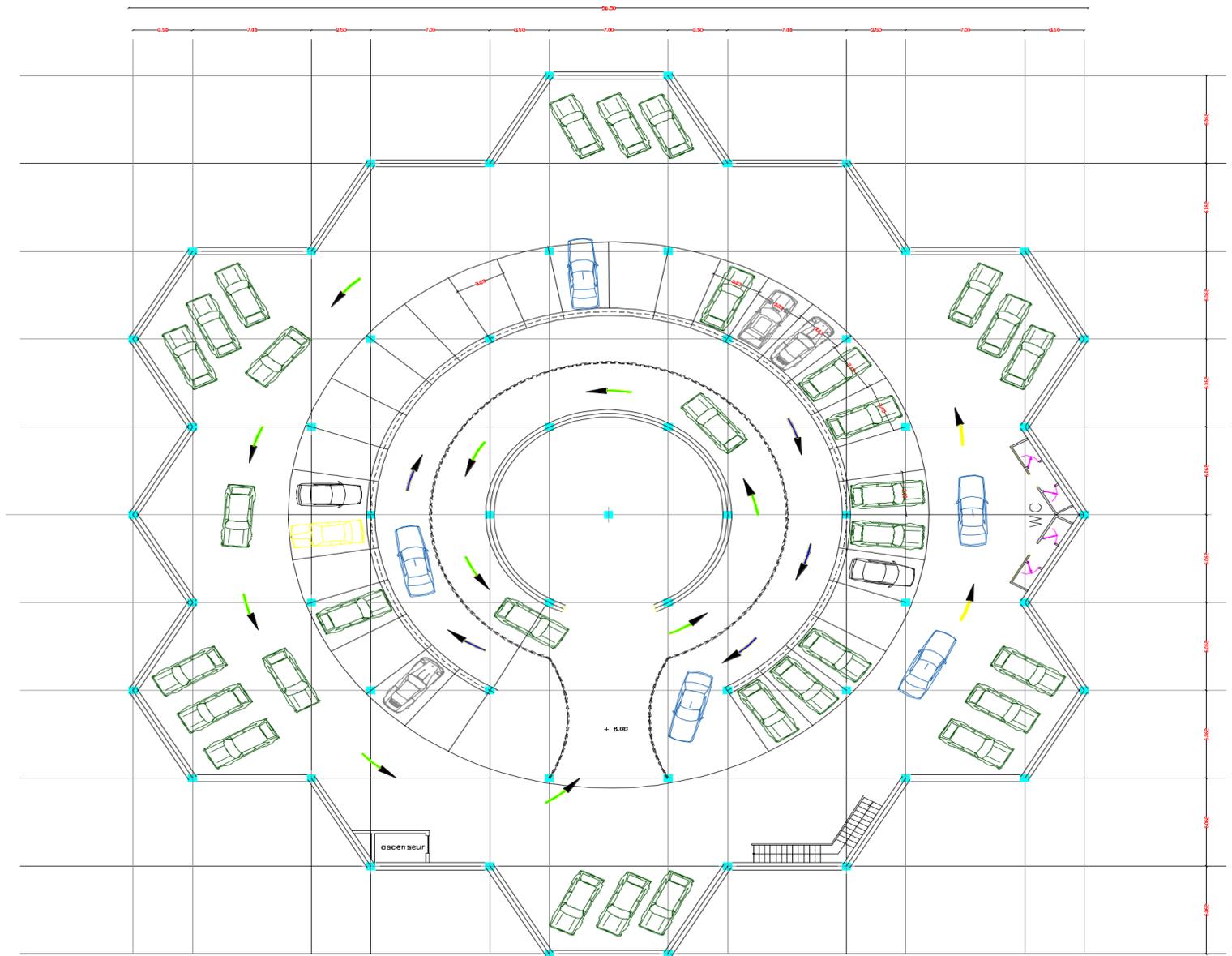
- ✚ <http://www.google.com/>
- ✚ <http://www.wikipedia.org//>
- ✚ <http://www.cours-genie-civil.com/>
- ✚ <http://www.ons.dz/>
- ✚ <http://www.algerie.prix-construction.info/>

ANNEXE

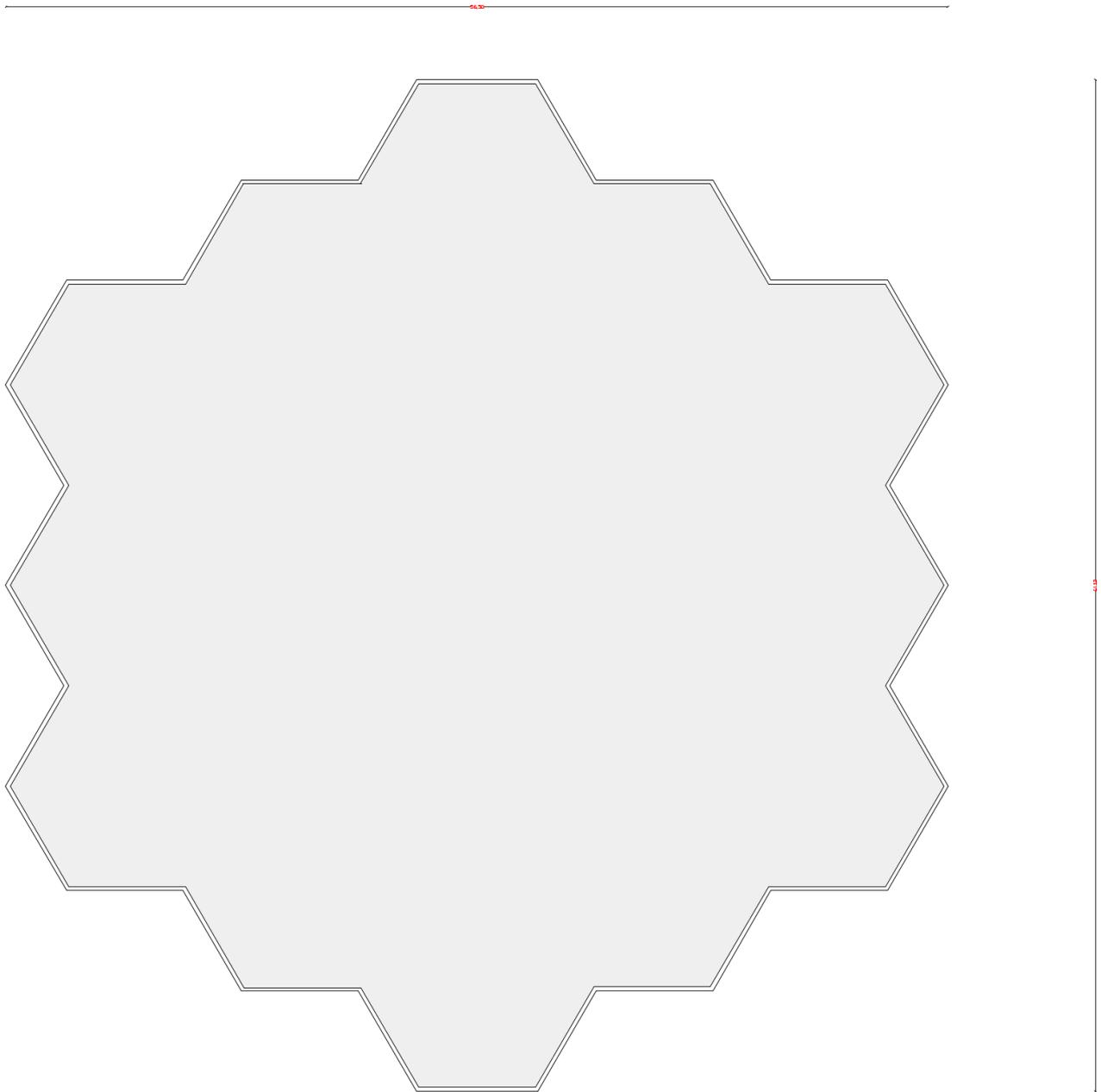
Annexe I : Plan d'architecture



Plan du RDC



Plan du 2ème étage



Plan du terrasse inaccessible

Annexe II : Devis quantitatif et estimatif

N°	Désignation des ouvrages	U	Quantité	Prix unit	Montant
I	Installation et repli de chantier				
I.1	Installation de chantier	fft	1	80700089,00	80700089,00
I.2	Repli de chantier	fft	1	50 104230,20	50 104230,20
Total installation et repli de chantier					130 804 319,20
II	Terrassement				
II.1	Décapage et nettoyage du site	m ³	1100	3328,00	3 660 800,00
II.2	Excavation	m ³	8700	18 750,00	163 125 000,00
II.3	Remblai Matelas de substitution	m ³	1560	58 853,80	91 811 928,00
II.4	Remblai Comblement des fouilles	m ³	7140	15 461,80	110 397 252,00
II.5	Evacuation des excédents de terres	m ³	1560	17 933,00	27 975 480,00
Total terrassement					396 970 460,00
III	Ouvrages en infrastructures				
III.1	BétondepropretéQ150	m ³	58	37 744,70	2 189 192,60
III.2	BétondoséàQ350pourradier nervuré	m ³	148	217 711,60	32 221 316,80
III.3	Coffrage en bois pour radier nervuré	m ²	493	10 571,60	5 211 798,80
III.4	Acier rond à haute adhérence	kg	5916	13 370,00	79 096 920,00
III.5	Dallage avec hérissonnage	m ³	180	57 000,90	10 260 162,00
Total ouvrages en infrastructures					128 979 390,20
IV	Ouvrages en superstructure				
IV.1	Béton dosé à Q350	m ³	823	105 540,06	86 859 469,38
IV.2	Coffrage en bois pour les éléments en BA	m ²	2745	10 200,77	28 001 113,65
IV.3	Acier rond à haute adhérence	kg	45170	9672,00	436 884 240,00
IV.4	Maçonneries en rideau	m ²	840	30 656,74	25 751 661,60
Total ouvrages en superstructure					577 496 484,63
V	Assainissement				
V.1	PVC	ml	87	8634,78	751 225,86
V.2	Coudes	U	12	3840,06	46 080,72
V.3	Regardsdedimension0,80x0,80	U	3	12 211,65	36 634,95
V.4	Canal maçonné	ml	25	1490,20	37 255,00
V.5	FosseseptiqueenBApour144personnes	U	1	79 424,61	79 424,61
V.6	Raccordement au réseau général	U	1	6958,83	6958,83
V.7	Puisard	U	1	7941,36	7941,36
Total assainissement					965 551,33

N°	Désignation des ouvrages	U	Quantité	Prix unit	Montant
VI	Plomberie et sanitaire				
VI.1	Tuyau PVC d'alimentation en eau	ml	58	4430,71	256 981,18
VI.2	Coudes	U	8	3840,06	30 720,48
VI.3	Lavabo	U	24	72 371,40	1 736 913,60
VI.4	Chaise anglaise	U	24	43 734,88	1 049 637,12
VI.5	Porte papier à rouleau	U	24	27 290,55	654 937,20
Total plomberie et sanitaire					3 729 225,58
VII	Electricité				
VII.1	Fildesection2x1, 5mm	ml	200	2920,59	584 118,00
VII.2	Fildesection3x2, 5mm	ml	170	12 590,35	2 140 359,50
VII.3	Lampeànéon18W	U	6	18 299,35	109 796,10
VII.4	Lampeànéon36W	U	18	27 077,58	487 396,44
VII.5	Lampeànéon58W	U	264	25 213,75	6 656 430,00
VII.6	Interrupteurs	U	288	2494,61	718 447,68
VII.7	Prise20A	U	24	2483,90	59 613,60
VII.8	Prise bipolaire + terre	U	12	1282,21	15 386,52
VII.9	Disjoncteur15A	U	6	9755,04	57 452,24
VII.10	Disjoncteur20A	U	6	9779,26	58 675,56
VII.11	Disjoncteur30A	U	1	9800,00	9800,00
Total électricité					10 897 475,64
VIII	Revêtement sol et mur				
VIII.1	Chape flottante en asphalte(e=2cm)	m²	4200	34 720,21	145 824 882,00
VIII.2	Carrelage salle d'eaux et cage d'escalier	m²	74	80 000,00	5 920 000,00
VIII.3	Enduit dosé à Q300desmursetdesossatures	m²	5359	6250,38	33 495 786,42
Total revêtement sol et mur					185 240 668,42
IX	Menuiserie en aluminium				
IX.1	Portepleine0, 80x2, 00	U	24	25 000,00	600000,00
Total menuiserie en aluminium					600000,00
X	Menuiserie métallique				
X.1	Garde-fou pour rampe et escalier	ml	155	8 252,05	1 279 067,75
X.2	Barrière d'entrée	U	2	120 908,23	241 816,46
Total menuiserie métallique					1 520 884,21

N°	Désignation des ouvrages	U	Quantité	Prix unit	Montant
XI	Peinture				
XI.1	Travaux préparatoires	fft	1	100000,00	100000,00
XI.2	Lavage	fft	1	180000,00	180000,00
XI.3	Peinture extérieur acrylique	m²	850	300,00	255 000,00
XI.4	Peinture intérieur acrylique pour salle d'eau	m²	341	300,00	102 300,00
XI.5	Peinture intérieur acrylique sauf salle d'eau	m²	850	300,00	255 000,00
Total peinture					892 300
XII	Equipements spéciaux				
XII.1	Ascenseur	ml	8	2 071 085,04	16 568 680,32
XII.2	Extincteur	U	14	6 862,72	96 078,08
XII.3	Bouche d'incendie	U	7	65 375,95	457 631,65
XII.4	Escalier de secours	U	2	2 785 111,72	5 570 223,44
Total Equipements spéciaux					22 692 613,49