الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد – تلمسان –

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **MASTER**

En : Génie civil

Spécialité : structure

Par : LASFER Nor Hene et KABLI Nouria

Sujet

Étude technico-économique d'un bâtiment R+10 en béton armé

Soutenu publiquement en juin 2024, devant le jury composé de

Mme.BOURABAH Maghnia Asmahane	Université de Tlemcen	Présidente
Mme. AISSAOUI Nassima	Université de Tlemcen	Examinatrice
M.HOUTI Farid Brahim	Université de Tlemcen	Encadreur
M.BENAMAR Abderrahmane	Université de Tlemcen	Co-Encadreur

Année universitaire : 2023 /2024

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَٰنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Nous débutons en exprimant notre reconnaissance envers Dieu pour toutes les bénédictions qu'Il nous a accordées et pour nous avoir guidés tout au long de ce projet.

Nos remerciements les plus sincères vont à tous les enseignants qui ont partagé leur savoir avec nous, nous permettant ainsi d'acquérir les connaissances nécessaires pour mener à bien ce travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et notre respect à notre encadreur, **M. HOUTI Farid Brahim**, ainsi qu'à **M. BENAMAR Abderrahmane**, pour leurs précieux conseils et leur soutien constant tout au long de ce projet. Nous souhaitons également remercier chaleureusement l'ensemble du corps enseignant du département de Génie Civil pour leur dévouement et leur accompagnement.

Enfin, nous adressons nos remerciements aux membres du jury **Mme BOURABAH Maghnia Asmahane** et **Mme. AISSAOUI Nassima** pour leur temps et leur expertise qu'ils ont consacrés à l'évaluation de notre travail.

Dédicaces

Nous dédions humblement ce travail à nos chers parents, frères et sœurs, ainsi qu'à toute notre famille, pour leur soutien inconditionnel, leur amour et leur soutien matériel tout au long de notre parcours. Nous vous remercions du fond du cœur de nous avoir accompagnés à chaque étape, car c'est grâce à vous que nous sommes arrivés là où nous sommes aujourd'hui.

Nous tenons également à dédier ce travail à tous nos amis, sans exception, qui ont été une source de joie, de soutien et d'inspiration tout au long de notre vie étudiante.

Résumé :

Notre projet consiste à étudier un bâtiment à usage commercial et habitation qui est implanté dans la wilaya d'Oran.

La première partie représente une description du projet et une introduction aux caractéristiques des matériaux utilisés, ainsi que la réglementation et les logiciels utilisés.

Dans la deuxième partie, nous avons réalisé un prédimensionnement des éléments de structure et des éléments secondaires avec des charges selon R.P.A. 99 version 2003.

La troisième partie est la modélisation pour déterminer les sections finales à l'aide du logiciel SAP2000.

La quatrième partie concerne les assemblages des éléments, suivis du calcul et de la vérification de l'infrastructure.

La cinquième partie est liée à l'étude technico-économique.

Enfin, nous avons traduit les dimensions de l'ensemble de la structure en plans de mise en œuvre à l'aide d'AutoCAD.

Summary:

Our project consists of studying a building for commercial and residential use located in the state of Oran.

The first part represents a description of the work and an introduction to the characteristics of the materials used, as well as the regulations and software used.

In the second part we carried out pre-dimensions of structural elements and secondary elements with reduced loads in accordance with Regulation R.P.A 99 version 002003.

The third part is a model for determining the final sections using the SAP2000 program.

The fourth part concerns element assemblies followed by computation with infrastructure verification.

The fifth part is related to the administrative and economic study.

Finally, we translated the dimensions of the entire structure into implementation plans using AutoCAD.

ملخص:

يتكون مشروعنا من دراسة مبنى للاستخدام التجاري والسكني يقع في ولاية وهران.

الجزء الأول يمثل وصفًا للعمل ومقدمة عن خصائص المواد المستخدمة وكذلك الأنظمة والبرمجيات المستخدمة.

الجزء الثاني قمنا بإجراء قياس مسبق للعناصر الإنشائية والعناصر الثانوية ذات الأحمال المخفضة وفقاً للوائح R.P.A 99طبعة 2003.

الجزء الثالث هو النمذجة لتحديد الأقسام النهائية باستخدام SAP 2000

الجزء الرابع يتعلق بتجميعات العناصر متبوعة بالحسابات مع التحقق من البنية التحتية.

أما الجزء الخامس فيرتبط بالدراسة الإدارية والاقتصادية. وأخيرًا، قمنا بترجمة أبعاد الهيكل بأكمله إلى خطط تنفيذية باستخدام برنامج أوتوكاد.

SOMMAIRE

Remerciements
Dédicaces
Résumé
Sommaire
Liste des figures
Liste des tableaux
Notations

Introduction générale.....1

Chapitre I : Présentation du projet

I.1 Introduction.....3
I.2. Présentation de l'ouvrage.....3
I.2.1. Caractéristiques géométriques.....3
I.2.2. L'ossature.....3
I.2.3. Les planchers.....3
I.2.4. Les escaliers 3
I.2.5. Local d'ascenseur.....4
I.2.6. Maçonnerie.....4
I.2.7. L'Acrotère 4
I.2.8. Balcon.....4
I.2.9. Revêtements.....4
I.3. Caractéristiques des matériaux.....4
I.3.1. Béton 4
I.3.2. Acier.....7
I.3.3. Coefficient d'équivalence 8
I.4. Hypothèses de calcul.....8

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

II.1. Introduction 10
II.2. Descente des charges.....10
II.2.1. Charges d'exploitation.....10
II.2.2. Plancher du RDC usage commerciel en dalle pleine.....10
II.1.3. . Plancher du RDC usage commerciel plancher à corps creux.....11
II.1.4. Plancher des étages courants 11
II.1.5. Terrasse inaccessible 12
II.1.6. Terrasse inaccessible (cage d'escaliers) 13
II.1.7. Mur intérieurs 13
II.1.8. Mur extérieurs 14
II.1.9. Balcon 14
II.1.10. Palier 14
II.1.11. Volée 15
II.2. Prédimensionnement des éléments 15
II.2.1. Prédimensionnement des planchers 15
II.2.2. Prédimensionnement des poutres 17

II.2.3. Prédimensionnement des poteaux ……18
II.2.4. Prédimensionnement des balcons ……20
II.2.5. Prédimensionnement de L'acrotère ……21
II.2.6. Prédimensionnement des escaliers ……..21

Chapitre III: Etude des éléments secondaire

III.1. Introduction……27
III.2.Etude des poutrelles……27
III.2.1.Détermination des dimensions des poutrelles ……..……..……..27
III.2.2.Types de poutrelles ……..……28
III.2.3.Moments fléchissant et efforts tranchants.……..…..30
III.2.4.Moments fléchissant et efforts tranchants obtenues par le SAP2000……..……..32
III.2.5.Ferraillage des poutrelles……..……38
III.2.6 Ferraillage des poutrelles au niveau du plancher RDC en corps creux…….……43
III.3.Etude de la dalle pleine du RDC…..……...……44
III.4.Etude des balcons ……...……48
III.4.1.Calcul du ferraillage ……..48
III.5. Etude de l'acrotère ……51
III.5.1.Détermination des sollicitations ……51
III.5.2.Détermination de la section des armatures ……....52
III.5.3.Vérification de l'existence des armatures comprimées ……..52
III.6. Etude des éscaliers……..……54
III.6.1. Détermination des moments fléchissant et des réactions ……54
III.6.2.Calcul du ferraillage ……..60
III.7.Les poutres palières ……64
III.7.1.Prédimensionnements ……64
III.7.2.Evaluation des charges et calcul des moments fléchissant ……...……65
III.7.3.Calcul du ferraillage ……...66
III.8.Etude de l'ascenseur……71
III.8.1.Introduction ……71
III.8.2.Vérification de la dalle au poinçonnement……...71
III.8.4.Les moments dus aux charges concentrées ……72
III.8.5.Moment due aux charges reparties ……..73
III.8.6.Calcul de ferraillage……74

Chapitre IV : Etude dynamique de la structure

IV.1.Introduction.……80
IV.2.Présentation du programme SAP2000……...……80
IV.3.Modélisation de la structure……80
IV.3.1. Modélisation de rigidité……80
IV.3.2. Modélisation de masse……..80
IV.4.Méthodes de calcul……..81
IV.4.1. Méthode statique équivalente……...……81
IV.4.1.1.Principe ……..……..81

IV.4.1.2 Domaine d'application……..……82
IV.4.1.3 Modélisation……..82
IV.4.1.4. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente……82
IV.4.2. Méthode d'analyse modale spectrale ……...88
IV.4.2.1. Disposition des voiles……...88
IV.4.2.2. Poids de la structure W……92
IV.4.2.4. Spectre de réponse de calcul……95
IV.4.2.5. Distribution de la résultante de la force sismique selon la hauteur……...96
IV.4.2.6. Vérification du coefficient de comportement R ……...97
IV.4.2.7. Résultante des forces sismiques de calcul……97
IV.4.3. Vérification des déplacements ……98
IV.4.4. Justification vis-à-vis l'équilibre d'ensemble……..99

Chapitre V: Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction.....102
V.2. Les poteaux 102
V.2.1. Combinaison des charges 102
V.2.2. Vérification spécifique sous sollicitations normales 102
V.2.3. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....103
V.2.4. Ferraillage des poteaux.....105
V.3. Les poutres.....108
V.3.1. Combinaison des charges 108
V.3.2. Ferraillage des poutres.....108
V.3.2.1. Poutres principales.....108
V.3.2.2. Poutres secondaires.....114
V.4. Etude des voiles 121
V.4.1.Introduction 121
V.4.2. Combinaison des charges.....121
V.4.3. calcul des voiles.....121
V.4.4. Détermination des sollicitations 121
V.4.5. Ferraillage des voiles.....122

Chapitre VI : Étude géotechnique

VI.1. Introduction 125
VI.2. Choix de type de fondation.....125
VI.3. Etude des semelles isolées et flantes.....125
VI.3.1. Semelle isolée.....125
VI.3.2. Semelle filante.....125
VI.2.3. Radier général 126
VI.3.3.1. Dimensionnement 126
VI.3.3.2. Caractéristiques géométriques du radier 128
VI.3.3.3 Evaluation des charges agissantes sur le radier.....128
VI.2.3.4. Moment d'excentricité dus aux charges verticales..... 129
VI.2.3.5. Evaluation et Vérification des contraintes sous le radier 129
VI.3.3.6 Calcul du ferraillage.....130

Chapitre VII : Étude économique

VII.1. Introduction 135
VII.2. Le management de projet 135
VII.3. Projet 135
VII.3.1. Cycle de vie d'un projet..... 135
VII.3.2 Les différents intervenants dans un projet.....136
VII.4. Objectifs.....137

VII.4.1. Définition de MS Project 137
VII.4.2. Création d'un projet sur MS Project 137
VII.5. Planification du projet 138
VII.5.1. WBS (Work Break-down Structure) 138
VII.5.2. Diagramme de GANTT 139
VII.5.3. Chemin critique..... 139
VII.6. Définition des ressources..... 139
VII.6.1. Ressources humaines 139
VII.6.2. Ressources matérielles..... 139
VII.7. Etude économique..... 140
Conclusion..... 149
Bibliographie
Annexes

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation du projet

Figure. I.1. Evolution de la résistance du béton à la traction ftj en fonction de celle a la compression fcj..... ……5
Figure. I.2. Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELU.....6
Figure. I.3. Diagramme déformations-contraintes.....7

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

Figure. II.1. Constituants de la dalle du RDC (dalle pleine) 10
Figure.II.2. Constituants de la dalle de plancher à corps creux…….. 11
Figure. II.3. Constituants des dalles des étages courants..... 11
Figure. II.4. Constituants de la dalle de la terrasse inaccessible..... 12
Figure. II.5. Constituants de la dalle de la cage d'escaliers..... 13
Figure. II.6. Le poteau le plus sollicité 19
Figure II.7. Les charges permanentes et d'exploitations sur balcon……20
Figure II.8. Dimension de l'acrotère……..…….....21
Figure II.9. Schéma statique……21
Figure II.10.Schéma d'un escalier……...……...22
Figure II.11.vue en plan de la cage d'escalier……...……22

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Figure.III.1 : Dimensions des poutrelles..... …….....27
Figure.III.2: Schéma d'une poutrelle.....28
Figure.III.3. Moments fléchissant des différents types de poutrelles à l'ELU obtenus par SAP 2000 …….....33
Figure.III.4. Efforts tranchants des différents types de poutrelles à l'ELU obtenus par SAP 2000 …….....34
Figure.III.5. Moments fléchissant des différents types de poutrelles à l'ELU obtenus par SAP 2000…….....35
Figure.III.6.Efforts tranchants des différents types de poutrelles à l'ELU obtenus par SAP2000…….....36
Figure.III.7.Moments fléchissant des différents types de poutrelles à l'ELS obtenus par SAP 2000…….....36
Figure.III.8.Efforts tranchants des différents types de poutrelles à l'ELS obtenus par SAP2000…..... 37
Figure III.9: ferraillage des poutrelles..... .....…….....43
Figure III.10:Schéma statique de la dalle et des moments fléchissant.....44
Figure III.11 : Schéma de ferraillage de balcon.....51
FigureIII.12. Section de calcul de l'acrotère.....52
Figure III.13.Schéma de ferraillage de l'acrotère…….....54
Figure.III.14 : Ferraillage d'escalier type 1…….....64
Figure III.15. Schéma de ferraillage de la poutre palière…….....70
Figure III.16. Schéma d'un ascenseur mécanique .....…….....71

Figure.III.17. Schéma statique de la dalle d'ascenseur…….....72

Figure.III.18 . Ferraillage supérieur de la dalle d'ascenseur …….....78
Figure.III.19 . Ferraillage supérieur de la dalle d'ascenseur …….....78

Chapitre IV : Etude dynamique de la structure

Figure. IV.1. Structure sur logiciel SAP2000.....……....81
Figure. IV.2. Structure contreventée modélisée sur logiciel SAP2000 92
Figure. IV.3. Spectre de réponse R=5..... 96

Chapitre V :Étude des éléments structuraux

Figure.V.1. Dessin de ferraillage du poteau du RDC.....108
Figure V.2. Ferraillage longitudinale des poutres principales 114
Figure V.3. Ferraillage longitudinale des poutres secondaires.....120

Chapitre VI :Étude géotechnique

Figure.VI.1. un radier nervuré……..…….133

Chapitre VII :Étude économique

Figure.VII.1. Concept du projet..... 135
Figure.VII.2. Cycle de vie d'un projet .....……..……...136
Figure.VII.3. Objectif principal d'un projet..... 137
Figure.VII.4. Courbe financière du projet .....……...……...146
Figure.VII.5. . Histogramme des coûts fournis par mois..... 146
Figure.VII.6. Histogrammes de la disponibilité des ingénieurs..... 147

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation du projet

Tableau I.1. Caractéristiques géométriques du bâtiment 3

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

Tableau II-1:les charges d'exploitation.....10
Tableau II-2:La descente des charges d'un plancher en dalle pleine.....10
Tableau II-3:La descente des charges d'un plancher corps creux.....11
Tableau II-4:La descente des charges d'un plancher étage courant.....12
Tableau II-5:La descente des charges d'un plancher terrasse inaccessible.....12
Tableau II-6:La descente des charges de la dalle de la cage d'escaliers.....13
Tableau II-7:La descente des charges d'un mur interieur.....13

Tableau II-8:La descente des charges d'un mur éxterieur.....14
Tableau II-9:La descente des charges d'un balcon.....14
Tableau II-10:La descente des charges d'un palier.....14
Tableau II-11:La descente des charges d'un volée.....15
Tableau II-12:Tableau de calcul des sections des poteaux.....20

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau.III.1. Charges supportées par les poutrelles.....30
Tableau.III.2.Différents efforts à l'ELU et à l'ELS.....37
Tableau .III.3. Ferraillage des travées des poutrelles.....42
Tableau .III.4. Ferraillage des appuis des poutrelles.....43
Tableau .III.5 Ferraillage des travées des poutrelles.....43
Tableau .III.6 Ferraillage des appuis des poutrelles.....43
Tableau III.7.Ferraillage de la dalle pleine du RDC.....48
Tableau.III.8. Ferraillage des escaliers.....64
Tableau.III.9. Charges et moments fléchissant en ELU et ELS des poutres palières.....65
Tableau.III.10. Ferraillage des poutres palières.....70
TableauIII.11 : Sollicitations de la dalle d'ascenseur.....73

Chapitre IV : Etude dynamique de la structure

Tableau IV-1:Coefficient d'accélération du sol.....83
Tableau IV-2 Période du sol.....84
Tableau IV-3: Conditions minimales sur les files de contreventement.....86
Tableau IV-4:Contrôle de la qualité de l'exécution.....88
Tableau IV.5: Périodes et masses modales de la structure.....91
Tableau IV.6. Valeurs du poids de chaque niveau du bâtiment.....92
Tableau IV.7. Centre de torsion de chaque niveau de la structure.....94
Tableau IV.8. Centre de masse de chaque niveau de la structure.....94
Tableau IV.9. Valeurs des forces sismiques et des efforts tranchants des différents niveaux pour R=5.....97
Tableau IV.10. Valeurs des efforts tranchants à la base statiques et dynamiques.....98
Tableau IV.11. Vérification du déplacement dans le sens X.....98

Tableau IV.12 .Vérification du déplacement dans le sens Y.....99
Tableau IV.13. Valeur de M_s et M_r suivant X.....99
Tableau IV.14. Valeur de M_s et M_r suivant Y.....100

Chapitre V :Étude des éléments structuraux

Tableau V-1: Vérification spécifique sous sollicitation normales.....102
Tableau V-2: Vérification spécifique sous sollicitation normales.....103
Tableau V-3:Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....104
Tableau V-4: Les sollicitations des poteaux (Nmax ,Mcorr).....104
Tableau V-5: Les sollicitations des poteaux (Ncorr,Mmax).....104
Tableau V-6: Ferraillage des poteaux.....106
Tableau V-7. Ferraillage transversal et espacements entre les cadres.....108
Tableau V-8. Moments fléchissant des poutres principales en (KN.m) 108
Tableau V-9. Vérification de la contrainte de cisaillement.....112
Tableauv-10. Ferraillage longitudinal et transversal des poutres principales.....114
Tableau V-11. Moments fléchissant des poutres secondaires en (KN.m).....114
Tableau V-12. Vérification de la contrainte de cisaillement.....118
tableauv-13. Ferraillage longitudinal et transversal des poutres principales.....120
Tableau V-14 :Sollicitations des voiles.....121
Tableau V-15. Vérification des contraintes tangentielles.....123
Tableau V-16. Ferraillage de voile.....123

Chapitre VI : Étude géotechnique

Figure.VI.1. Ferraillage de la dalle et de nervure.....133

Chapitre VII : Étude économique

Tableau VII.1. Ressources matérielles du projet (Matériaux).....140
Tableau VII.2. La durée de chaque tache.....140

Notations :

G : Action permanente
Q : Action d'exploitation
E : Action accidentelle
$\bar{\sigma}_{bc}$:$\overline{T}$: Contrainte admissible du béton
σ_{bc}: Contrainte du béton
$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'acier
σ_{st}: Contrainte d'acier
$\bar{\tau}$u : Contrainte admissible de cisaillement
ε_{bc}: Déformation du béton en compression.
f_{bc}: Contrainte de calcul
f_{cj}: Résistance à la compression
f_{tj} : Résistance à la traction
f_{c28}: Résistance caractéristique a 28jours
Eij : Déformations instantanées.
Ev: Déformations différées.
υ : Coefficient de poisson.
Ast : Section d'armature
Ar : Armature de répartition
γ_b : Coefficient de sécurité de béton
γ_s : Coefficient de sécurité d'acier
Θ : Coefficient d'application
η : Facteur de correction d'amortissement
Ix, Iy : Moment d'inertie
iy, i: Rayon de giration
$\mu_{u_}$: Moment ultime réduite
α : Position relative de la fibre neutre
z: Bras de levier
d : Distance séparent entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures
d' : Distance entre les armatures et la fibre neutre
Cp : Facteur de force horizontal
Es : Module d'élasticité longitudinal
λ : L'élancement mécanique des poteaux.
Br : Section réduite
Mu : Moment fléchissant à l'état limite ultime
Ms : Moment fléchissant à l'état limite service
Mt : Moment en travée
Ma : Moment en appuis
V : Effort tranchant
N : Effort normal
A : Coefficient d'accélération de zone
D : Facteur d'amplification dynamique
R : Coefficient de comportement global de la structure
Q : Facteur de qualité W : Poids total de la structure
Wi : Poids sismique au niveau « i »
Ct : Coefficient de période
β : Coefficient de pondération
f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
L_f : Longueur de flambement.

f: Flèche admissible.
f : Flèche.
ϕ_1: Diamètre d'une barre d'acier longitudinal
ϕ_t: Diamètre d'une barre d'acier transversale
St : Espacement
ELU : Etat limite ultime.
ELS : Etat limite service.
K : Coefficient de raideur du sol.
Lsa: Longueur de scellement

Le développement économique des pays industrialisés favorise la construction verticale afin de gagner de l'espace.

Tant que l'Algérie est située dans la zone de rencontre des plaques tectoniques, elle représente donc une zone à forte activité sismique, et pour cette raison elle a toujours été exposée à une activité sismique intense.

Chaque tremblement de terre majeur suscite un regain d'intérêt pour la construction sismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés par le séisme de Boumerdes le 21 mai 2003 n'étaient pas de conception sismique. Pour ce faire, il est nécessaire de respecter les normes et recommandations applicables (RPA99/2003, BAEL et CBA93) qui renforcent suffisamment la structure.

Chaque étude de projet de construction a des objectifs :
- Sécurité (la plus importante) : assurer la stabilité de la structure.
- Économie : utilisé pour réduire les coûts (dépenses) du projet.
- confort
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la construction est déjà considérée comme un avantage économique, car moins coûteux par rapport aux autres matériaux (ossature bois ou métal) avec de nombreux autres avantages comme par exemple :
- Flexibilité d'utilisation.
- Durabilité (durée de vie).
- Ignifugé.

Dans le cadre de ce projet, nous avons étudié l'effet de la position des voiles sur l'ensemble de la structure en béton armé. Dans notre cas, nous étudierons un bâtiment en béton armé, composé de bâtiments commerciaux au rez-de-chaussée et de résidences aux autres étages dans la ville d'Oran, située en zone sismique modérée.

Chapitre I :

Présentation du projet

I.1 Introduction :

La stabilité d'une structure dépend de la résistance des différents éléments structurels (poteaux, poutres, voiles, etc.) à différentes contraintes (compression, flexion, etc.). La résistance de ces composants dépend du type de matériau utilisé ainsi que de ses dimensions et caractéristiques. Ainsi, pour le calcul des éléments qui composent les ouvrages, nous nous basons sur la réglementation et les méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifiées en 2003), qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et des dimensions des éléments résistants et le renforcement de la structure.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+10+S/Sol) à usages multiples et consiste à :

* Sous-sol désigné comme un parking.
* Rez-de-chaussée (rez-de-chaussée) à usage commercial.
*Du premier étage au dixième étage à usage résidentiel. Chaque niveau contient quatre appartements (2 F3 et 2 autres F4)

Le bâtiment est situé dans la daira **d'Oued Tlilat,** dans la wilaya **d'Oran**, qui est classée selon la réglementation sismique algérienne (RPA 99/édition 2003) en zone sismique modérée **(Zone IIa).**

I.2.1. Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de notre bâtiment sont présentées dans le tableau 1.1.

Tableau I.1. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Dimensions en élévation	Hauteur du sous-sol	3.00 m
	Hauteur du RDC	3.60 m
	Hauteur des étages courants	2.88 m
	Hauteur de la buanderie	3.25 m
	Hauteur totale du bâtiment	38.65 m
Dimensions en plan	Longueur totale en plan	25.50 m
	Largeur totale en plan	20.30 m

I.2.2. L'ossature :

Le bâtiment est constitué par des portiques en béton armé et des voiles de contreventement suivant les deux sens.

I.2.3. Les planchers :

En raison de la forme géométrique du bâtiment et en fonction du type de coffrage nous avons choisi deux types de plancher :

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

I.2.4. Les escaliers :

Le bâtiment est équipé d'un escalier composé d'un palier et de paillasses réalisés en béton armé sur place.

I.2.5. Local d'ascenseur :

Les ascenseurs sont des dispositifs essentiels dans les bâtiments modernes, offrant un moyen pratique et efficace de déplacement vertical entre les différents niveaux.

I.2.6. Maçonnerie :

*** Murs extérieurs :** Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une âme d'air de 5 cm (10+5+10).

*** Murs intérieurs :** Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.2.7. L'Acrotère :

Au niveau de la terrasse (inaccessible), le bâtiment est entouré d'une barrière en béton armé (60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur), dont le rôle est de protéger les murs extérieurs des inondations des eaux pluviales.

I.2.8. Balcon :

Par définition, un balcon est une projection sur la façade d'un immeuble.

I.2.9. Revêtements :

- Carrelage de 2 cm pour les différents planchers et escalier.
- Enduit de plâtre de 2 cm pour les cloisons et plafonds.
- Mortier de ciment pour le crépissage des façades extérieures.

I.3. Caractéristiques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux Règles Techniques de Construction et de Conception des Ouvrages en Béton Armé (BAEL91) et à toutes les réglementations applicables en Algérie (RPA 99 version 2003 et CBA 93).

I.3.1. Béton :

Le béton est un matériau composé d'un mélange de ciment (CEMII/A 42.5), de granulats (sable et graviers) et d'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en insérant des barres d'acier (barres d'acier) dans le béton pour équilibrer les forces de traction. La production de béton dépend de la taille du chantier et peut être réalisée soit par une simple bétonnière sur site, soit par l'installation d'une bétonnière. Les bétonnières sont utilisées lorsque le volume et la productivité sont élevés et que le temps de production est suffisamment long sur un chantier particulier.

- **la masse volumique du béton :**

La masse volumique du béton varie entre 2200 (Kg/m^3) et 2400(Kg/m^3) . On considère réglementairement que la masse volumique du béton armé est de 2500(Kg/m^3)

- **la déformation thermique du béton :**

La déformation thermique est l'augmentation ou la diminution de la longueur

$\Delta I = I * * \Delta t$ Tel que :

Δt : La variation de température

ΔI : Le coefficient de dilatation, varie entre $7 et\ 12 * 10^{-6}$pour le béton, et sera pris égal à $10 * 10^{-6}$ Pour le béton armé

I : La longueur initiale

- **La résistance du béton à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression f_{cj} jours d'âge déterminé à partir d'essai sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.
La résistance caractéristique à la compression f_{cj} à l'âge de j jours, est Pour $j \leq 60$ jours:

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.38j} * f_{c28} \text{ ; pour } f_{c28} \leq 40MPa$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} * f_{c28} \text{ ; pour } f_{c28} > 40MPa$$

$j \geq 60$ jours:

Pour :

$$f_{cj} = 1.1\ f_{c28}$$

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à l'âge de 28 jours.

Pour notre étude on prend : $f_{c28} = 25MPa$

- **La résistance du béton à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj}, est

$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$ Si $f_{c28} \leq 60MPa$

$f_{tj} = 0.275{f_{cj}}^{2/3}$ Si $f_{c28} > 60MPa$

Pour t=28j, on a $f_{t28} = 0.6 + 0.06 * 25 \rightarrow$ $\mathbf{f_{t28} = 2.1MPa}$

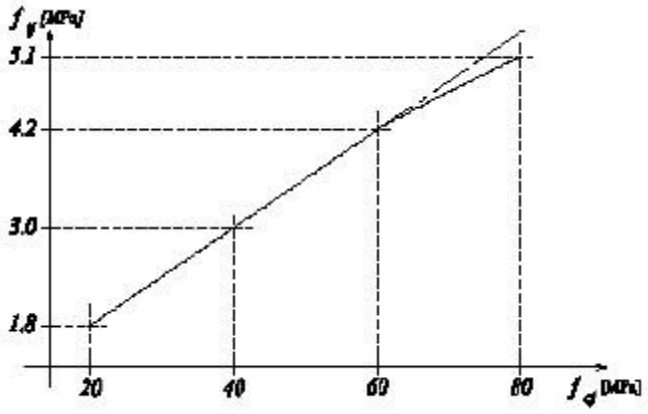


Figure. I.1. Evolution de la résistance du béton à la traction ftj en fonction de celle a la compression fcj

- **la déformation longitudinale du béton :**
  - ✓ **Déformations instantanées :**

D'après CBA 93 $\mathbf{E_{ij} = 32164.2\ MPa}$ déduite de la formule $\mathbf{E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}}$

  - ✓ **Déformations différées :**

Du CBA 93 $\mathbf{E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}}$ et donc $\mathbf{E_{vj} = 1.08 * 10^4\ MPa}$ a prendre en compte sous des charges à long terme où les effets du retrait (réduction du volume de la pièce due à l'évaporation de l'eau restant libre dans le béton.) et du fluage (augmentation de la déformation avec le temps sous charge constante à long terme.) sont très influents.

- **Le coefficient de poisson :**

  Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

  $\upsilon = 0$ Aux états limites ultimes (béton fissuré).

  $\upsilon = 0.2$ Aux états limites de services (béton non fissuré).

- **Les contraintes limites :**

***Etat limite ultime :**

Les demandes de comptes doivent être considérées comme résultant de combinaisons d'actions dont les plus passives sont retenues. La contrainte spécifique du béton comprimé est :

$$\mathbf{f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta\, \gamma_b}}$$

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{pour durée} > 24h \\ 0.9 & 1h < \text{durée} < 24h \\ 085 & \text{pour une durée} < 1h \end{cases}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.50 & \text{cas général} \\ 1.15 & \text{cas accidentel} \end{cases}$$

Donc dans notre cas $\mathbf{f_{bu} = 14.17\ MPa}$

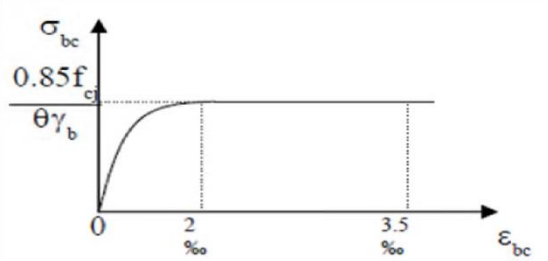


Fig. I.2. Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELU

***Etat limite de service :**

La contrainte de compression du béton est limitée à $\mathbf{0.6 f_{cj}}$ **.** Donc dans notre cas :

$$\mathbf{\overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa}$$

***Contrainte limite de cisaillement :**

$$\mathbf{\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}}$$

Avec : V_u: L'effort tranchant ultime
b_0 : Largeur de la section.
d : Hauteur utile
On vérifie par la suite :

$\tau_u \leq \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\ MPa\right) = 3.33\ Mpa$ Si la fissuration est peu préjudiciable.

$\tau_u \leq \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right) = 2.50\ Mpa$ Si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

I.3.2. Acier :

Pour résoudre le problème du manque de résistance à la traction du béton, des barres d'armature sont noyées dans les pièces en béton pour absorber les forces de traction.

Les aciers utilisés sont :

- Ronds lisses FeE235 pour les armatures transversales.
- Aciers à haute adhérence « H.A » FeE400 pour les armatures longitudinales.
- Treillis soudés (150*150 mm) ² avec $\phi \leq 6$ mm .

- **Module d'élasticité longitudinale :**

L'acier possède également un module d'élasticité longitudinal. Sa valeur est constante quelle que soit la nuance d'acier :

$$E_s = 2 * 10^5\ MPa$$

- **Contraintes limites :**

***Etat limite ultime :**

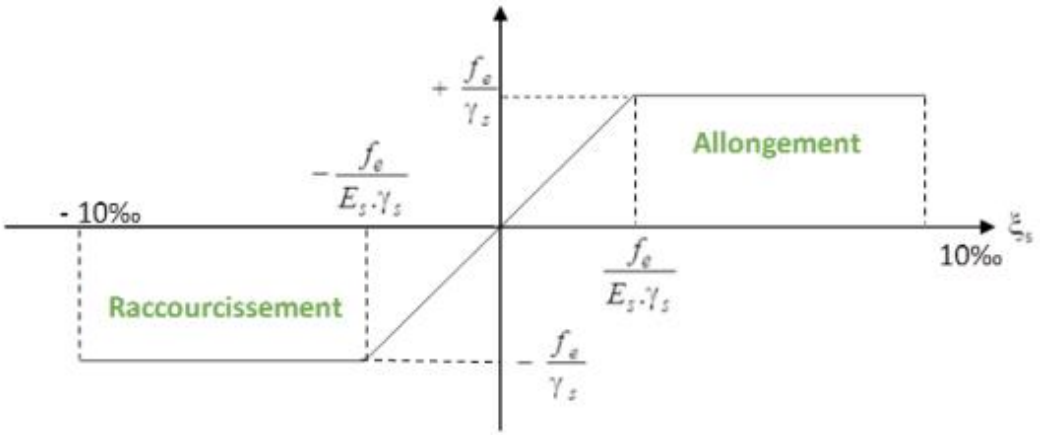


Fig. I.3. Diagramme déformations-contraintes. [C.B.A93 /A.2.2.2]

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation générale} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

***Etat limite de service :**

On limite les contraintes de l'acier seulement si on limite l'ouverture des fissures.

- **Fissuration peut nuisible** : pas de limitation
- **Fissuration préjudiciable :**

$$\overline{\sigma_{st}} \leq \sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} * f_e; 110\sqrt{\eta * f_{tj}}\right)$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(266.66; 201.63) = \mathbf{201.63MPa}$$

-Fissuration très préjudiciable :

$$\overline{\sigma_{st}} \leq \sigma_{st} = \min\left(\frac{1}{2} * f_e; 90\sqrt{\eta * f_{tj}}\right)$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(200; 164.97) = \mathbf{164.97MPa}$$

η : Coefficient de fissuration

$\boldsymbol{\eta = 1}$ pour les ronds lisses **RL**

$\boldsymbol{\eta = 1.6}$ pour les armatures a haute adhérence **HA**

Avec : $\sigma_{bc} = f_e/\gamma_s$

I.3.3. Coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté « n » est donnée par la formule :

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

Avec : $\mathbf{E_s}$: Module de déformation de l'acier.

$\mathbf{E_b}$: Module de déformation du béton.

I.4.les hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est $\mathbf{f_{c28} = 25MPa}$
- La résistance du béton à la traction est $\mathbf{f_{t28} = 2.1MPa}$
- Le module d'élasticité différé de béton est $\mathbf{E_{vj} = 10818.8656MPa}$
- Le module d'élasticité instantané de béton est $\mathbf{E_{ij} = 32164.1951MPa}$
- Pour l'acier :
  - Longitudinales on choisit le « FeE400 » H.A.
  - Transversales on choisit « le FeE235 » R.L.
  - Treillis soudés (de la dalle de compression) « FeE500 » H.A.

Chapitre II :

Descente de charge et prédimensionnement

II. Introduction :

La descente de charge est le principe de distribution et de transmission des charges dans une structure. Les dimensions prédéterminées des éléments résistants (poutres, poteaux, voiles) sont rendues non résistantes.

Sollicitations verticales :

Elles sont causées par des charges permanentes et des charges de fonctionnement excessives sur les planchers, les poutres et les poteaux et sont finalement transmises au sol par les fondations.

Sollicitations horizontales :

Ils sont généralement d'origine sismique et sont abordés par des éléments de contreventement se compose de portiques et de voiles.

Le prédimensionnement de tous les éléments du cadre est conforme aux normes B.A.E.L 91, CBA93 et le R.P.A 99 V2003.

II.1. Descente des charges :

II.1.1. Charges d'exploitation :

Tableau II-1: les charges d'exploitation.

Q habitation	1.5 KN/m²
Q commerce	5 **KN/m²**
Q bureaux	2.5 **KN/m²**

II.1.2. Plancher du RDC usage commerciel en dalle pleine:

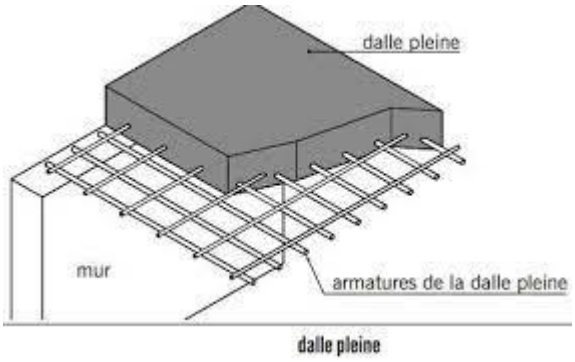


Figure.II.1. Constituants de la dalle du RDC (dalle pleine).

Tableau II-2: La descente des charges d'un plancher en dalle pleine.

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Charge (KN/m^2)
1	**Carrelage**	0.02	20	0.4
2	**Mortier de pose**	0.02	20	0.4
3	**Lit de sable**	0.02	18	0.36
4	**Dalle en dalle pleine**	0.2	25	5
5	**Enduit de ciment**	0.02	18	0.36
6	**Cloisons**	0.1	10	1
				7.52

Charges permanentes : G=7.52 KN/m^2

Surcharge d'exploitation : usage de commerce Q=5 KN/m^2

II.1.3. Plancher du RDC usage commerciel plancher à corps creux :

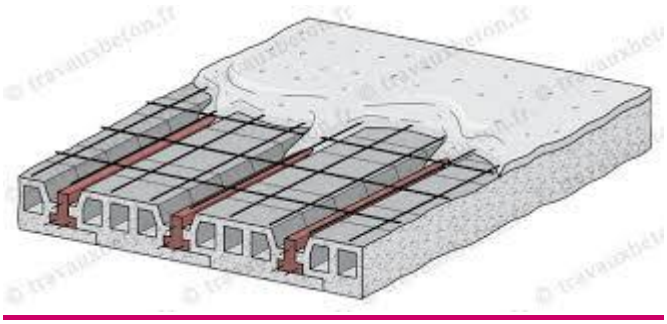


Figure.II.2. Constituants de la dalle de plancher à corps creux

Tableau II-3 : La descente des charges d'un plancher corps creux

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Charge (KN/m^2)
1	**Carrelage**	0.02	20	0.4
2	**Mortier de pose**	0.02	20	0.4
3	**Lit de sable**	0.02	18	0.36
4	**Dalle en corps creux**	0.21	/	3
5	**Enduit de ciment**	0.02	18	0.36
6	**Cloisons**	0.1	10	1
				5.16

Charges permanentes : G=5.16 KN/m^2

Surcharge d'exploitation : usage de commerce Q=5 KN/m^2

II.1.4. Plancher des étages courants :

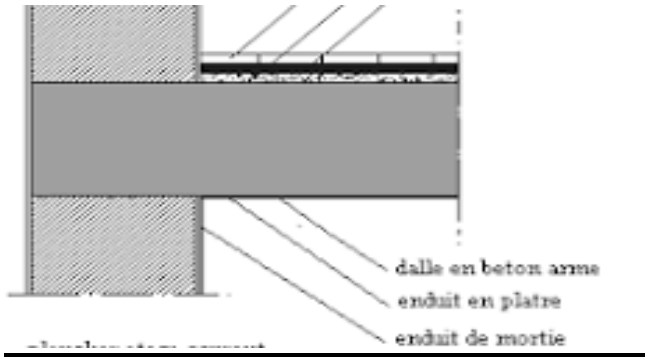


Figure.II.3. Constituants des dalles des étages courants

Tableau II-4 : La descente des charges d'un plancher étage courant.

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Charge (KN/m^2)
1	**Carrelage**	0.02	20	0.4
2	**Mortier de pose**	0.02	20	0.4
3	**Lit de sable**	0.02	18	0.36
4	**Dalle en corps creux**	0.21	/	3
5	**Enduit de plâtre**	0.02	10	0.2
6	**Cloisons**	0.1	10	1
				5.36

Charges permanentes : G=5.36 KN/m^2

Surcharge d'exploitation : usage d'habitation Q=1.5 KN/m^2

II.1.5. Terrasse inaccessible :

Figure.II.4. Constituants de la dalle de la terrasse inaccessible.

Tableau II-5 : La descente des charges d'un plancher terrasse inaccessible.

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Charge (KN/m^2)
1	**Couche de gravier**	0.05	17	0.85
2	**Etanchéité multicouche**	0.02	6	0.12
3	**Forme de pente**	0.06	22	1.32
4	**Isolation thermique**	0.05	4	0.2
5	**Dalle corps creux +dalle de compression**	0.21	/	3
6	**Enduit en ciment**	0.02	18	0.36
				5.85

Charges permanentes : G=5.85 KN/m^2

Surcharge d'exploitation : Q=1 KN/m^2

II.1.6. Terrasse inaccessible (cage d'escaliers) :

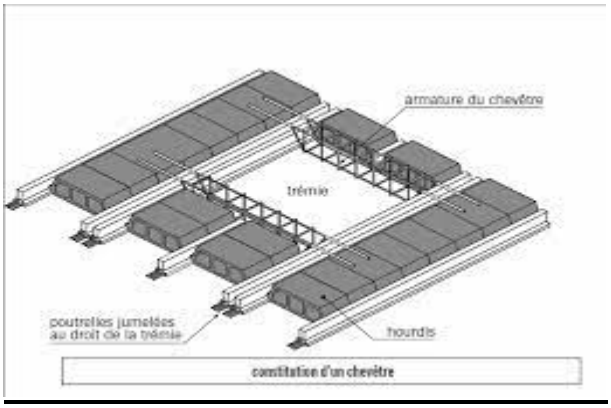


Figure.II.5. Constituants de la dalle de la cage d'escaliers

Tableau II-6 : La descente des charges de la dalle de la cage d'escaliers

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Charge (KN/m^2)
1	**Couche de gravier**	0.05	17	0.85
2	**Etanchéité multicouche**	0.02	6	0.12
3	**Forme de pente**	0.06	22	1.32
4	**Isolation thermique**	0.05	4	0.2
5	**Dalle pleine**	0.15	25	3.75
6	**Enduit en plâtre**	0.02	10	0.2
				6.44

Charges permanentes : G=6.44 KN/m^2
Surcharge d'exploitation : Q=1 KN/m^2

II.1.7. Mur intérieurs :

Tableau II-7 : La descente des charges d'un mur intérieur.

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Charge (KN/m^2)
1	**Enduit extérieur**	0.02	12	0.24
2	**Brique creuse**	0.1	9	0.9
3	**Enduit intérieur**	0.02	12	0.24

Charges permanentes : G=1.38 KN/m^2

II.1.8. Mur extérieurs :

Tableau II-8 : La descente des charges d'un mur éxterieur.

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Charge (KN/m^2)
1	Enduit extérieur	0.02	12	0.24
2	Brique creuse	0.1	9	0.9
3	Brique creuse	0.15	9	1.35
4	Lame d'aire	0.05	/	/
5	Enduit extérieur	0.02	12	0.24

Charges permanentes : G=2.73 KN/m^2

II.1.9. Balcon :

Tableau II-9 : La descente des charges d'un balcon.

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Charge (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36

Charges permanentes : G=5.27 KN/m^2
Surcharge d'exploitation : Q=3.5 KN/m^2

II.1.10. Palier :

Tableau II-10:La descente des charges d'un palier.

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Charge (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Palier	0.14	25	3.5
4	Enduit en ciment	0.02	18	0.36

Charges permanentes : G=4.66KN/m^2
Surcharge d'exploitation : Q=2.5KN/m^2

II.1.11. Volée :

Tableau II-11:La descente des charges d'un volée.

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Charge (KN/m^2)
1	**Carrelage horizontal**	0.02	20	0.4
2	**Mortier horizontal**	0.02	20	0.4
3	**Carrelage vertical**	0.02	20 *17/30	0.22
4	**Mortier vertical**	0.03	20 * 17/30	0.34
5	**Contre marche en BA**	0.17	25/2=12.5	2.12
6	**Volée en BA**	0.15	$\frac{25}{cos(\alpha)}$	4.53
7	**Garde de corps**	0.1	10	1
8	**Enduit en ciment**	0.02	18/cos (α)	0.43
				9.44

Charges permanentes : G=9.44KN/m^2
Surcharge d'exploitation : Q=2.5KN/m^2

II.2. Prédimensionnement des éléments :

II.2.1. Prédimensionnement des planchers :

Dans notre structure, les plancher des étages courants sont en corps creux, le réez de chaussé et la buanderie en dalle pleine.

II.2.1.a. Planchers étages courants et terrasse inaccessible (corps creux) :

L'épaisseur du plancher est conditionnée par :

$$h \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec : L : longueur de la poutrelle entre nu d'appuis

$$h \geq \frac{4.70}{22.5} = 0.209m$$

Donc on prend h=21 cm (16 cm corps creux + 5 cm dalle de compression).

II.2.1.b. Planchers du RDC et cage d'ascenseur et d'escaliers (dalle pleine) :

- **Planchers du RDC :**

$h \geq L_x/30$ Si $\frac{L_x}{L_y} < 0.4$

$h \geq L_x/40$ Si $0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1$

L_y C'est la plus grande travée $\mathbf{L_y = 4.60\ m}$

$L_x = 4.50$

$\frac{L_x}{L_y} = \frac{4.50}{4.60} = 0.97$

$0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1$ ➔Dalle portante dans les deux sens

$h \geq \frac{L_x}{40} = \frac{4.50}{L_y}$

$h \geq 0.0025$

➔ On prend **h= 20 cm**

- **Cage d'ascenseur et d'escaliers :**

$L_x = L_y = 4.70$ m

$\frac{L_x}{L_y} = 1$

$h \geq \frac{L_x}{40} = \frac{470}{40} = 0.1175$

h= 15 cm ➔ Dalle portante dans les deux sens

- **Les voiles :**

Selon RPA 99 Version 2003

Zone II a : Nombre d'étages ≥ 4

La hauteur ≥ 2

Le RPA 99 version 2003 considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisants la condition suivantes :

$a > \frac{h_e}{20}$ $l \geq 4a$

Sous-sol :

$a > \frac{3}{20} = 0.15$ Donc on prend **a=20cm**

$l \geq 4 * 20$ ➔ **$l \geq 80$**

RDC :

$a > \frac{3.6}{20} = 0.18$ Donc on prend **a=20cm**

$l \geq 4 * 20$ ➔ **$l \geq 80$**

Les étages :

$a > \frac{2.88}{20} = 0.144$ Donc on prend **a=15cm**

$l \geq 4 * 20$ ➔ **$l \geq 80$**

II.2.2. Prédimensionnement des poutres :

D'après l'article 7.5 de la RPA99/ 2003, les poutres doivent respecter les dimensions Suivantes :

b ≥ 20cm

h ≥30cm

h/b ≤ 4.0

b max ≤ 1,5h + b1

Les poutres doivent respecter les dimensions suivantes pour satisfaire les conditions de limitation des flèches.

D'après les règles du BAEL 91 on a :

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

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

L : distance entre axe de poteaux et on choisit la plus grande portée.

h : hauteur de la poutre

II.2.2.a. Prédimensionnement des poutres principales :

- **Hauteur des poutres principales :**

L max (cm)	$\frac{L_{max}}{15}$ (cm)	h(cm)	$\frac{L_{max}}{10}$ (cm)
510	34	45	51

On adopte h= 45 cm

- **La largeur des poutres principales :**

h (cm)	0.3 h (cm)	b(cm)	0.7 h (cm)
45	13.5	30	31.5

On adopte b= 30 cm

La vérification selon RPA99/2003 :

$$\begin{cases} h = 45 \geq 30\ cv \\ b = 30 \geq 20\ cv \\ \frac{h}{b} = 1.5 \leq 4\ cv \end{cases}$$

La vérification de rigidité :

$$\frac{h}{Lmax} = \frac{45}{510} = 0.088$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{Lmax} > \frac{1}{16}\ cv$$

Alors la dimension de poutre principale est (45*30) cm

II.2.2.b.Prédimensionnement des poutres secondaires :

- **Hauteur des poutres secondaires**

L max (cm)	$\frac{L_{max}}{15}$ (cm)	h(cm)	$\frac{L_{max}}{10}$ (cm)
500	33.33	40	50

On adopte h= 35 cm

- **La largeur des poutres secondaires**

h (cm)	0.3 h (cm)	b (cm)	0.7 h (cm)
40	12	30	28

On adopte b= 30 cm

La vérification selon le RPA99/ver 2003 :

$h = 40 \geq 30\ cv$
$b = 30 \geq 20\ cv$
$\frac{h}{b} = 1.5 \leq 4\ cv$

La vérification de rigidité :

$$\frac{h}{Lmax} = \frac{40}{500} = 0.08$$

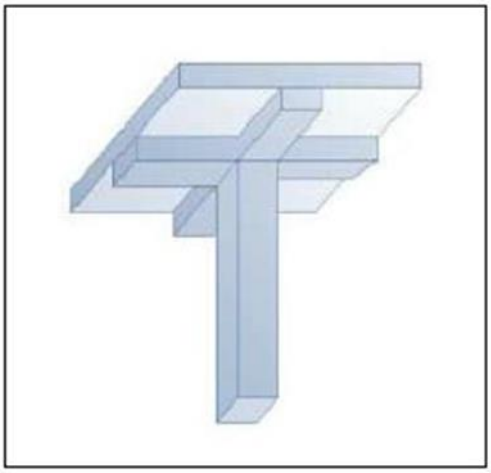
$\frac{1}{16} = 0.0625$

$\frac{h}{Lmax} > \frac{1}{16}$ CV

Alors la dimension de poutre secondaire est (40*30) cm

II.2.3. Prédimensionnement des poteaux :

Le prédimensionnement des poteaux est réalisé en vérifiant la résistance de la section choisie, d'après le calcul des contraintes en compression simple en ELU, en supposant que le béton reprend seul l'effort vertical, en calculant la charge d'affaissement sur un ou plusieurs poteaux, en tenant compte de la réduction de charge.



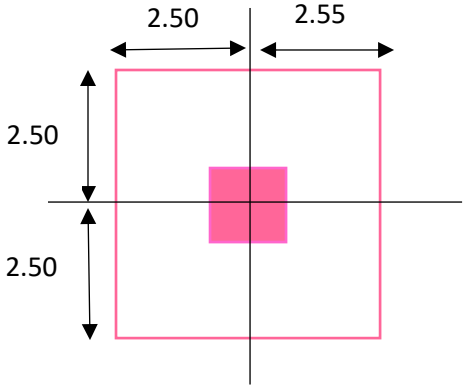


Figure II.6. Le poteau le plus sollicité

- **Pour le sous-sol (parking) :**

Nu=1*25,25*12= 303t

Nu=3.03 MN λ=35

$\beta = 1 + 0.2(\frac{\lambda}{35})^2 = 1.2$ (Poteau rectangulaire)

$$Br \geq \frac{1.2 * 3.03}{\frac{14.17}{0.9} + 0,85\frac{1}{100}\frac{400}{1.15}}$$

$$\mathbf{Br \geq 0.1944}$$

Br≥ $(a - 0.02)^2$

Donc on prend **a=b= 50 cm**

- **Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003) :**

Min (a, b) ≥ 25 cm ➔C.V

Min (a, b) $\geq \frac{he}{20} = \frac{300}{20} = 15$

$1/4 < \frac{a}{b} = 1 < 4$ ➔ C.V

- **Vérification au flambement :**

Ix=Iy=$\frac{a^4}{12} = \frac{50^4}{12} = 520833.33cm^4$

ix=iy = $\sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{520833.33}{50*50}} = 14.43\ cm$ $L=3m$

$$\lambda x = \lambda y = \frac{lf}{i} = \frac{0.7 * l}{i} = \frac{2.1}{14.43} < 50\ CV$$

Tableau II-12: Tableau de calcul des sections des poteaux

Niveau	N (MN)	B(m)	L(m)	a (cm)	b (cm)	L(m)	$\lambda_x = \lambda_y$
Sous-sol	3,03	0,19442868	3	50	50	2,1	14,55
RDC	2,7775	0,17822629	3,6	50	50	2,52	17,46
Etage 1	2,5225	0,16186348	2,88	45	45	2,016	15,52
Etage 2	2,2725	0,14582151	2,88	45	45	2,016	15,52
Etage 3	2,02	0,12961912	2,88	40	40	2,016	17,41
Etage 4	1,7675	0,11341673	2,88	40	40	2,016	17,41
Etage 5	1,515	0,09721434	2,88	35	35	2,016	19,96
Etage 6	1,2625	0,08101195	2,88	35	35	2,016	19,96
Etage 7	1,01	0,06480956	2,88	30	30	2,016	23,28
Etage 8	0,7575	0,04860717	2,88	30	30	2,016	23,28
Etage 9	0,505	0,03240478	2,88	30	30	2,016	23,28
Etage 10	0,2525	0,01620239	2,88	30	30	2,016	23,28

REMARQUE :

Pour les étages 9 et 10 on a gardé la section des poteaux 30*30 car la section 25*25 n'a pas vérifiée les conditions du flambement (l'élancement trouvé est supérieur à 25 cm).

II.2.4. Prédimensionnement des balcons :

Par définition, un balcon est une projection sur la façade d'un immeuble.

Surcharge d'exploitation : Q= 3.5 KN/m^2

G_{Mur} = 1.38 KN/m^2

Selon le BAEL91 e ≥ L/10 Avec :

L: largeur de balcon

L= 120 cm

e ≥120/10 => e ≥12 cm

On prend e=15 cm

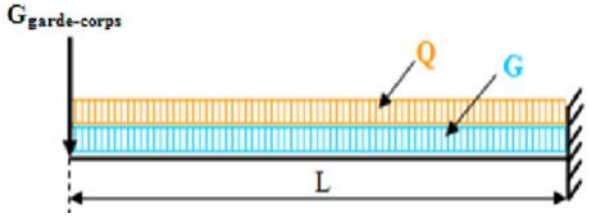


Figure II.7.Les charges permanentes et d'exploitations sur balcon

II.2.5. Prédimensionnement de L'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé recouvrant la toiture.

• **Le rôle de l'acrotère:**

- Empêche l'écoulement de l'eau.
- Il a un aspect esthétique.
- Protéger les personnes.

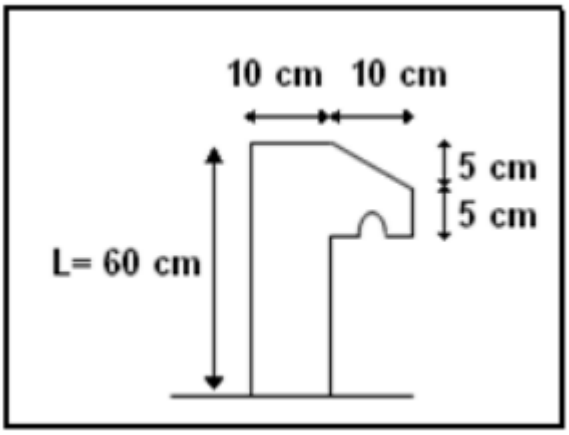


Figure II.8.Dimension de l'acrotère

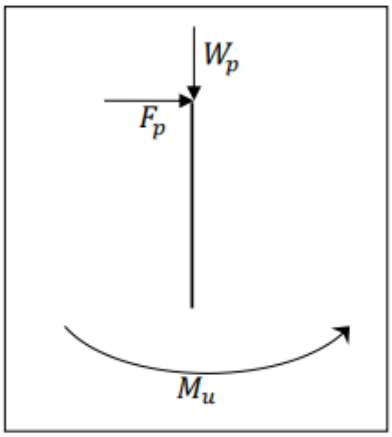


Figure II.9. schéma statique

II.2.6. Prédimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont des éléments non structurels constitués d'une série de marches successives et permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

Description:

L'escalier se compose généralement de:

- **La paillasse :** une dalle inclinée en béton armé, elle supporte les marches et les contres marches.
-**Palier de repos :** L'escalier est équipé d'une petite dalle dite palier de repos, permettant aux usagers de se reposer.
-**L'emmarchement :** la longueur d'une marche.
-**Le giron (g) :** la largeur d'une marche.
-**Contre marche (h)** : la hauteur de marche.
-**Garde de corps :** à pour rôle d'éviter les risques de chute.

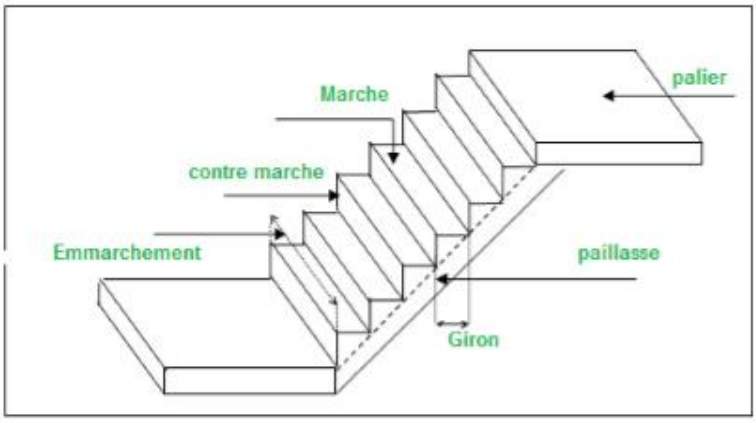


Figure II.10.Schéma d'un escalier.

Figure II.11.vue en plan de la cage d'escalier

En fixant la hauteur des contremarches à h = 17 cm ; on trouve le nombre de contremarches correspondant : n = 153 / 17 = 9
Ce qui va nous donner un giron de g = 30 cm.
Les dimensions choisies vérifient la double inégalité de Blondel :
60 cm $\leq g + 2h = 64\ cm\ \leq 65\ cm$
h =17 cm
g =30 cm

Les volées d'escaliers sont calculées comme des poutres inclinées dont la largeur est égale à un mètre.

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule suivante, qui a pour but la limitation de la flèche :

e$\geq \max(\frac{portée}{30}, 10)$

On généralise et on prend : **e=15cm**

- **Nombre de marches et contre marches :**

n = $\frac{He}{h'} = \frac{360}{17} = 21\ cm\ contre\ marches$

Nombre de marches **n'=n-1=20 marches**

pour la première volée : $n_1 = 6$; $n'_1 = 5$

pour la deuxième volée : $n_2 = 9$; $n'_2 = 8$

pour la troisième volée : $n_3 = 6$; $n'_3 = 5$

- **Longueur de la ligne de foulée :**

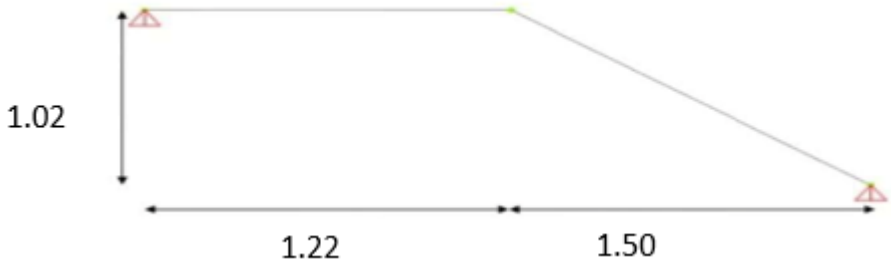
$L_{1=g*n'_1=150cm}$

$L_{2=g*n'_2=240cm}$

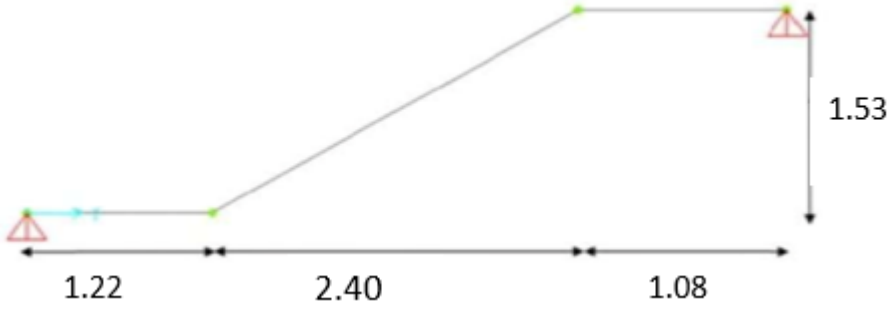
$L_{3=g*n'_3=150cm}$

- **L'inclinaison des paillasses :**

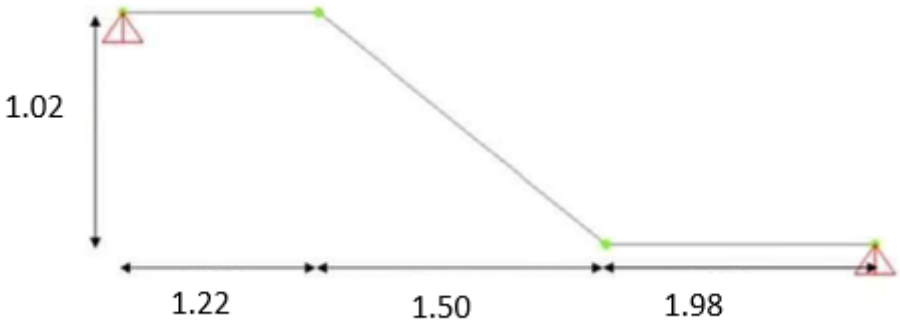
Type -1- (RDC)



Type -2- (RDC+EC)



Type -3- (RDC)



$\alpha_1 = arctg\left(\frac{102}{150}\right) = 34.21°$

$\alpha_2 = arctg\left(\frac{153}{240}\right) = 32.51°$

$\alpha_3 = arctg\left(\frac{102}{150}\right) = 34.21°$

Nous avons un seul angle de 34.21° pour les 3 types de volées

- **La hauteur :**

$$h_{1=h\prime*n_1=102cm}$$

$$h_{2=h\prime*n_2=153cm}$$

$$h_{3=h\prime*n_3=102cm}$$

- **Paillasse :**

$$\frac{L}{30\cos(\alpha)} \leq e \leq \frac{L}{20\cos(\alpha)}$$

6.04cm$\leq e \leq$ 9.07cm

9.6cm$\leq e \leq 14.51cm$

6.04cm$\leq e \leq 9.07cm$

- **Palier :**

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

L=30× $\left(\frac{21}{3} - 1\right) = 180cm$

$$\frac{180}{30} \leq e \leq \frac{180}{20}$$

9cm≤ $e \leq 12cm$

On prend e=10 cm

Chapitre III :

Etude des éléments secondaires

III.1. Introduction :

Le plancher est un espace horizontal séparant deux niveaux, formant le plancher de l'étage et également une couverture pour l'espace intérieur. Le plancher est un élément infiniment rigide et peut être en bois, en acier ou en béton armé.

Dans notre structure, nous avons deux types de revêtements de sol :

- ✓ **Sol en béton armé (dalle pleine) :** sous-sol - escalier
- ✓ **Plancher creux (16+5 cm)** = poutres + corps creux + dalle de pression : planchers existants.

III.2. Etude des poutrelles :

➢ **Méthode de calcul :**

Il existe plusieurs méthodes de calcul des poutrelles, ainsi que les moments fléchissant et les efforts tranchants tel que :

- La méthode forfaitaire
- La méthode de Caquot
- La méthode des trois moments

La méthode de calcul utilisée dans notre cas est la méthode des trois moments car les conditions des deux autres méthodes n'ont pas été vérifiées.

Les moments et les efforts tranchants sont également obtenus à l'aide du logiciel SAP 2000.

III.2.1. Détermination des dimensions des poutrelles :

Selon le BAEL.91 les poutrelles avec la dalle de compression travaillent comme une section en T.

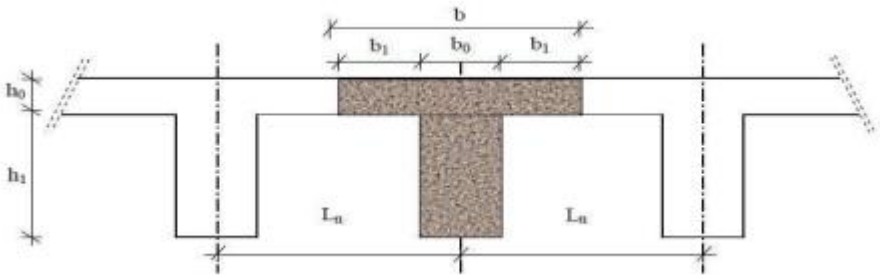


Figure.III.1 : Dimensions des poutrelles.

$0.4h_t \leq b_0 \leq 0.8h_t$

$0.4*20 \leq b_0 \leq 0.4*20 \rightarrow 8 \leq b_0 \leq 16$ on prend $b_0 = 12\ cm$

$b_1 = Min\left(\frac{L_n - b_0}{2}\ ;\ \frac{L}{10}\ ; 6h_0 \leq b_0 \leq 8h_0\right)$

Avec :

Ln : largeur entre axe des nervures

L : Longueur de portée max

Ln = 60cm d'après les normes Algériennes (DTR b.c.2.2) : charge et surcharge d'exploitation

$b_1 = Min\ (\frac{60-12}{2}\ ;\ \frac{4.70}{10}\ ; 6*4 \leq b_1\ \leq 8*4)$

$\rightarrow\quad b_1 = \text{Min}\ (24; 47; 24 \leq b_1\ \leq\ 32\ )$

On prend b_1 =24cm

b = 2 $b_1 + b_0$

on aura donc b=60cm

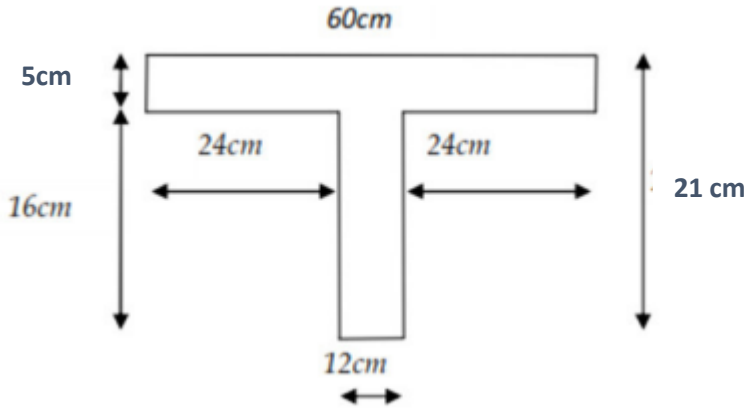


Figure.III.2: Schéma d'une poutrelle

Notre poutrelle a les Caractéristiques géométriques suivantes :

- $h_{0=}5cm$

-$h_{t=}16cm$

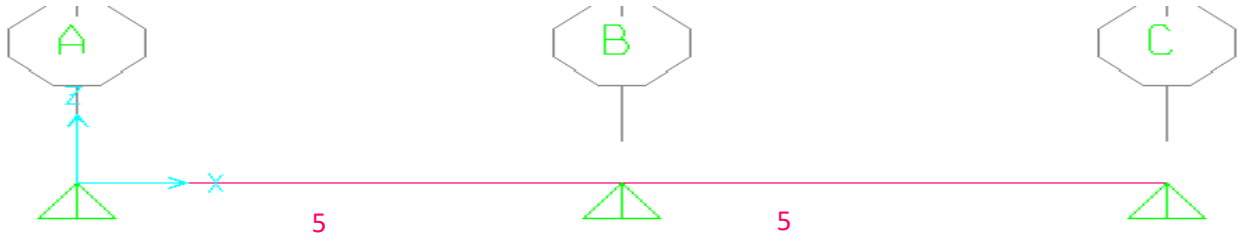
-$b = 60cm$

-$b_{0=}12cm$

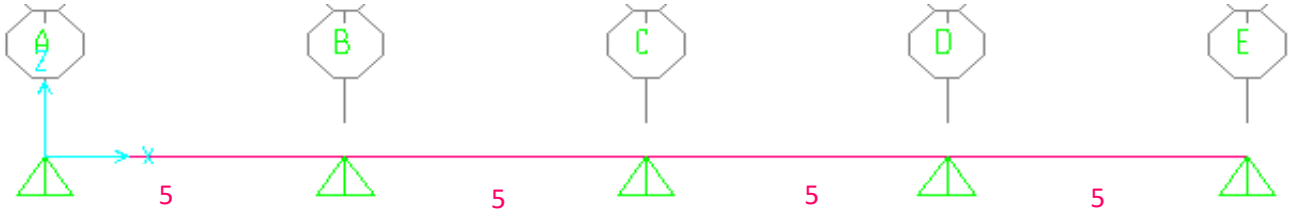
III.2.2.Types de poutrelles :

Etages courants :

G= 5.36 KN/m^2 Q=1.5 KN/m^2



Type-1-

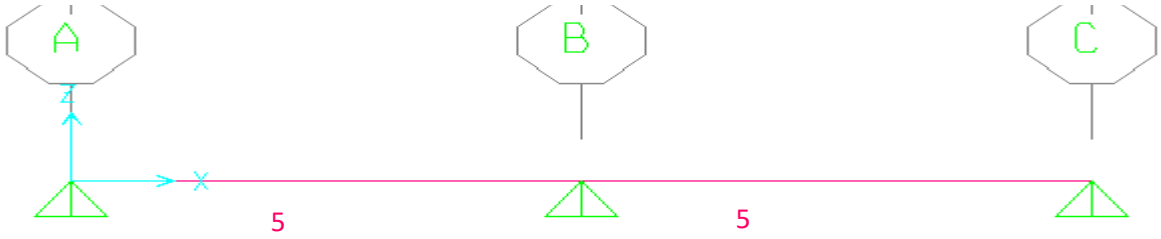


Type-2-

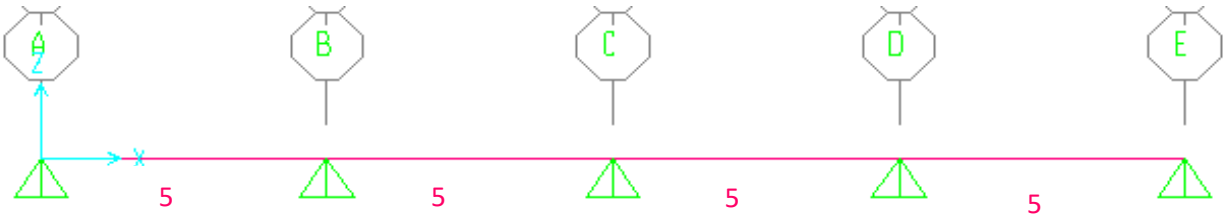
Type-3-

Terrasse inaccessible :

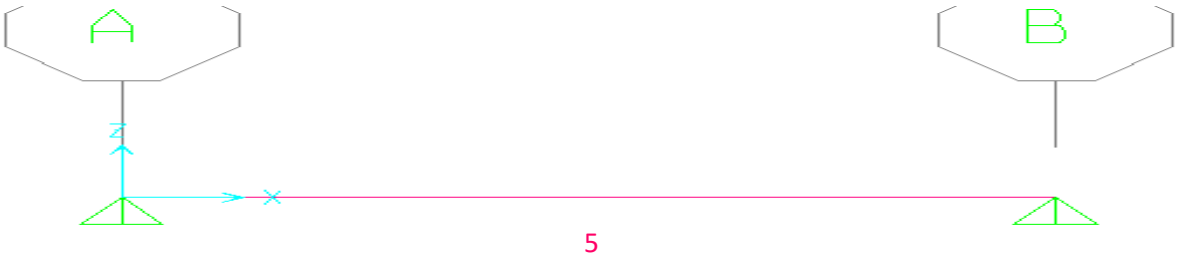
G= 5.85KN/m^2 Q=1 KN/m^2



Type-1-



Type-2-



Type-3-

Tableau.III.1. Charges supportées par les poutrelles

Niveau	b(m)	h(m)	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	ELU (KN/ml) (1.35G+1.5Q) *b	ELS (KN/ml) (G+Q) *b
Etage Courant	0.6	0.21	5.36	1.5	5.69	4.11
Terrasse Inaccessible	0.6	0.21	5.85	1	5.63	4.11

III.2.3. Moments fléchissant et efforts tranchants :

Méthode des trois moments :

ELU :

- **Travées 0-1-2 :**

- Au nœud 1 :

$M_0*L_0+2M_1*(L_0+L_1)+M_2*L_1)+6A=0$

$M_0= M_2=0$

$2M_1*(L_0+L_1)+6A=0$

$A=EI_z*(W_d+W_g)$

W_d et W_g : respectivement les rotations à droite et à gauche de l'appui

$w_d = \frac{ql^3}{24EI_z}$

$w_g = \frac{-ql^3}{24EI_z}$

$6A = \frac{ql^3}{2}$

q=(1.35G+1.5Q)*0.6=5.69 KN/m

$6A = \frac{5.695^3}{2}$ =355.725 $KN.m$

$2M_1*(5+5)+355.725=0$

$M_1 = -355.725/20$

$M_1 = -18.54KN.m$

Calcul des sollicitations :

R_0 *L $-\frac{ql^2}{2} = M_1$

$M_1 = -18.54\ KN.m$

$R_0 = 10.669$KN

$0 \leq x \leq 5$

M(x)= R_0 x $-\frac{qx^2}{2}$

M(0)=0

M(5)= $-18.54\ KN.m$

T(x)= $R_0 - qx$

T(x)= 10.669KN

T(5)=−18.54KN

T(x)= 0 $R_0 - qx$ =0

X=$\frac{R_0}{q}$= 1.87

M_{max}(1.87)= 10.32 $KN.m$

ELS:

- **Travées 0-1-2 :**

-Au nœud 1 :

q=(G+Q)*0.6=4.116 KN/m

6A=$\frac{4.116^3}{2}$=257.25

2M_1*(5 +5)+ 257.25=0

$M_1 = -257.25/20$

$M_1 = -13.48\ KN.m$

Calcul des sollicitations :

R_0 *L $-\frac{ql^2}{2}$ =M_1

M_1 =$-13.48\ KN.m$

$R_0 = 7.71$KN

$0 \leq x \leq 5$

M(x)= R_0 x $-\frac{qx^2}{2}$

M(0)=0

M(5)= $-13.48\ KN.m$

T(x)= $R_0 - qx$

T(0)=7.71KN

T(5)=$-13.478\ KN$

T(x)= 0 $R_0 - qx$ =0

X=$\frac{R_0}{q}$= 1.87

M_{max}(1.87)= 7.42 $KN.m$

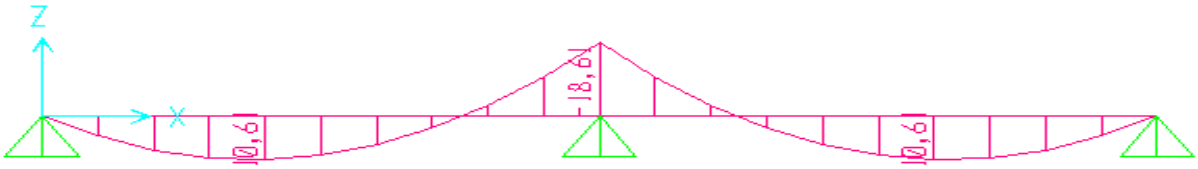
III.2.4. Moments fléchissant et efforts tranchants obtenues par le SAP2000:

Le logiciel SAP 2000 nous a permis d'obtenir les moments fléchissant et les efforts tranchants des poutrelles.

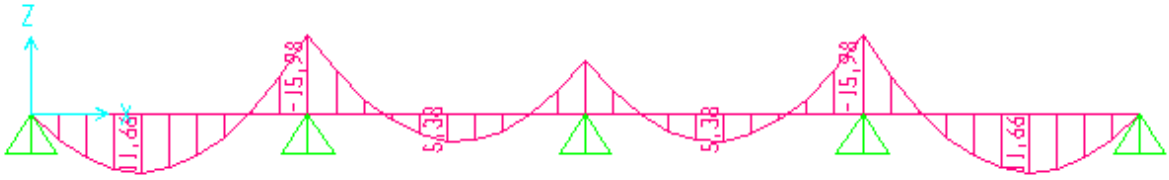
- **Etages courants :**

ELU :

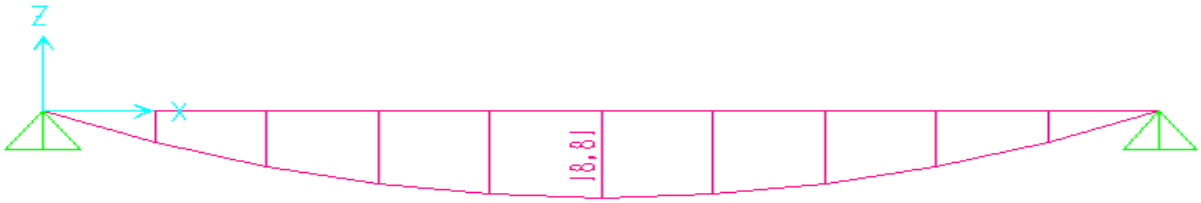
Moments fléchissant :



Type-1-



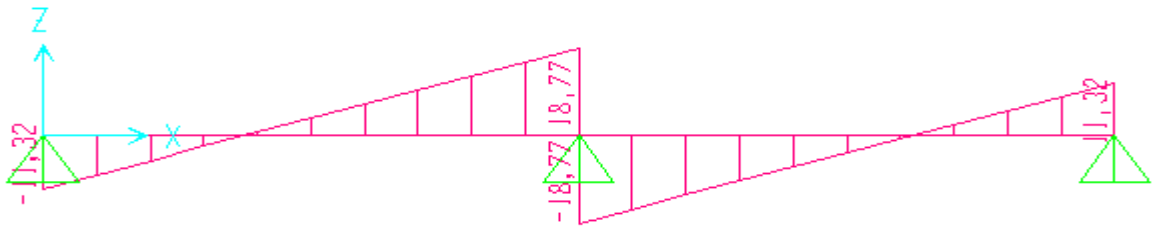
Type-2-



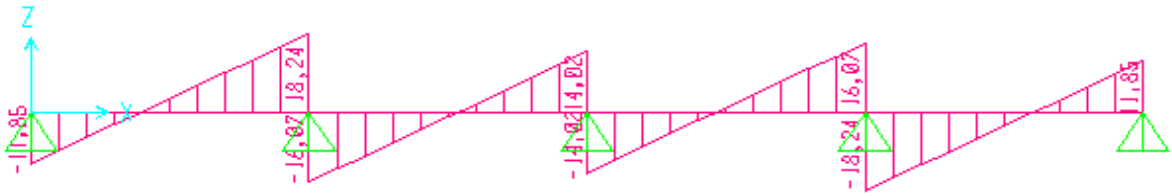
Type-3-

Figure.III.3. Moments fléchissant des différents types de poutrelles à l'ELU obtenus par SAP 2000

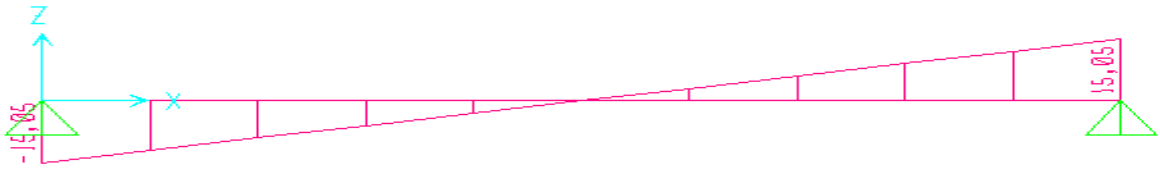
Efforts tranchants :



Type-1-



Type-2-



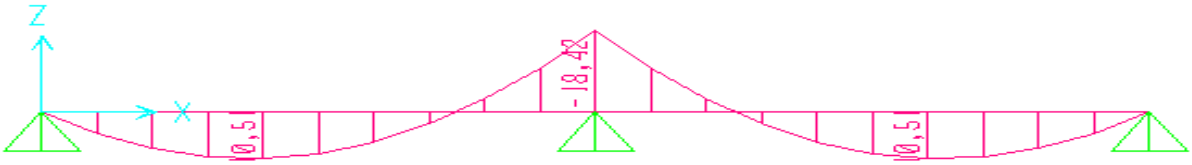
Type-3-

Figure.III.4. Efforts tranchants des différents types de poutrelles à l'ELU obtenus par SAP 2000

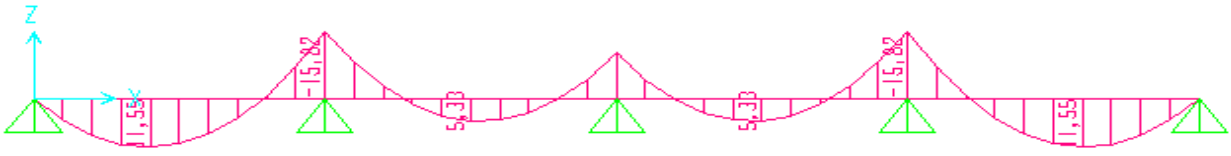
- **Terrasse inaccessible :**

ELU :

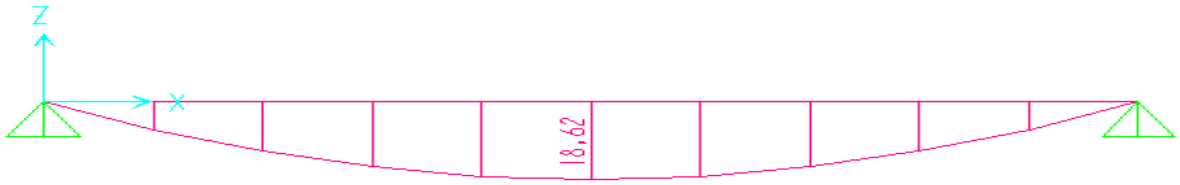
Moments fléchissant :



Type-1-



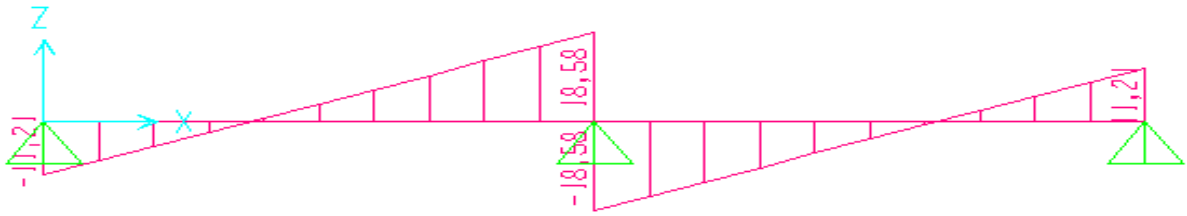
Type-2-



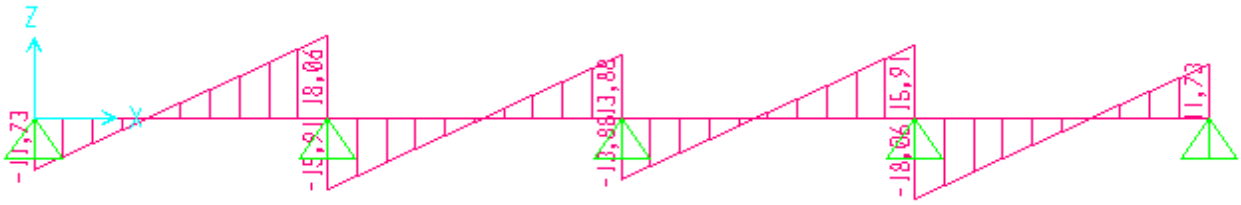
Type-3-

Figure.III.5. Moments fléchissant des différents types de poutrelles à l'ELU obtenus par SAP 2000

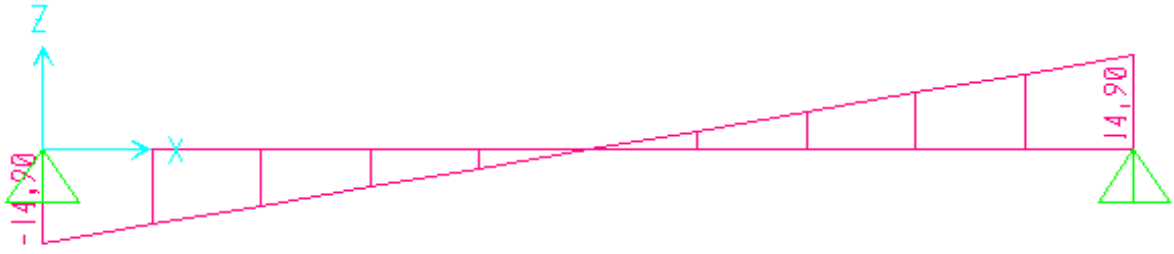
Efforts tranchants :



Type-1-



Type-2-



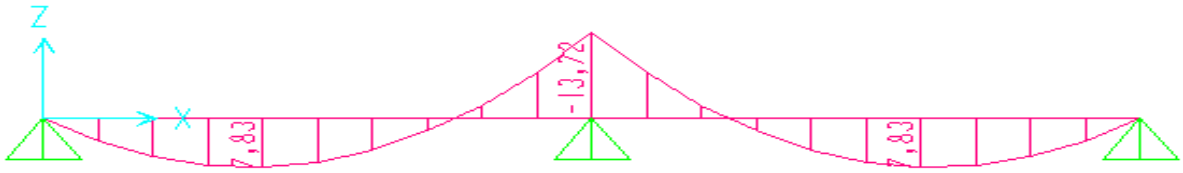
Type-3-

Figure.III.6. Efforts tranchants des différents types de poutrelles à l'ELU obtenus par SAP2000

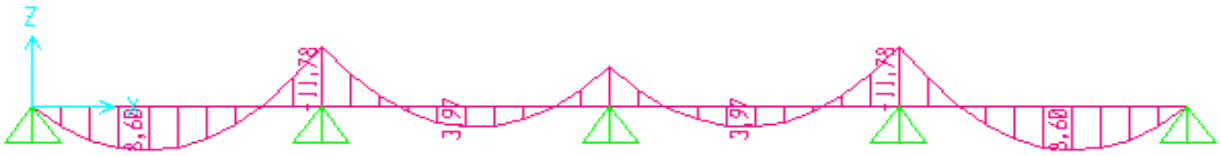
- **Etages courants et Terrasse inaccessible :**

ELS :

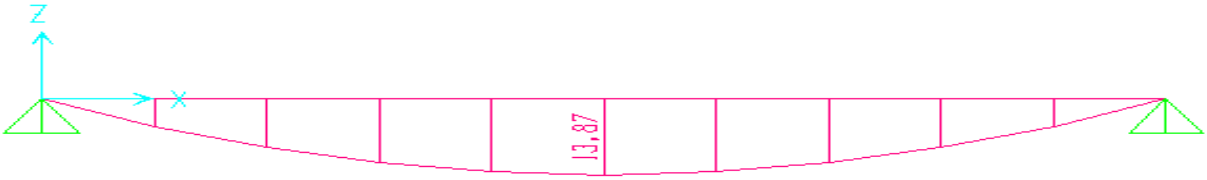
Moments fléchissant :



Type-1-



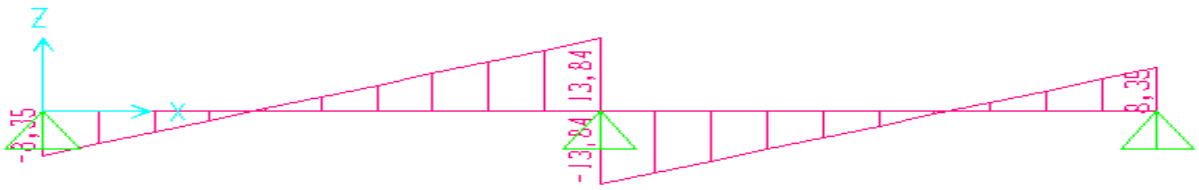
Type-2-



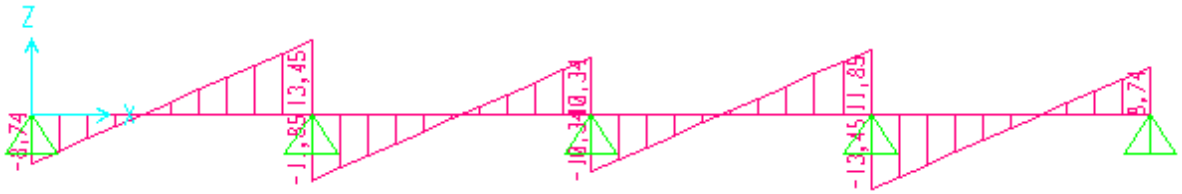
Type-3-

Figure.III.7. Moments fléchissant des différents types de poutrelles à l'ELS obtenus par SAP 2000

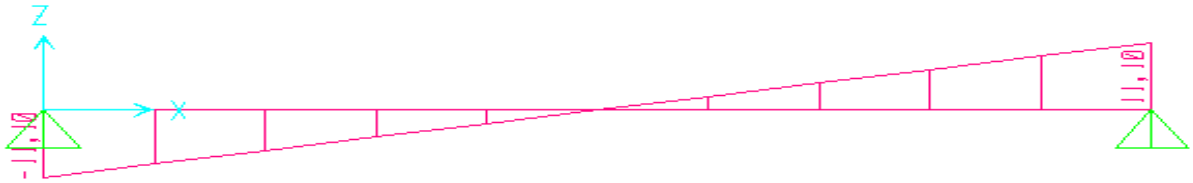
Efforts tranchants :



Type-1-



Type-2-



Type-3-

Figure.III.8. Efforts tranchants des différents types de poutrelles à l'ELS obtenus par SAP2000.

Tableau.III.2. Différents efforts à l'ELU et à l'ELS

Niveau	Type	$M_{travées}$		M_{appuis}		T_{max}	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
Etage courant	1	10.61	7.83	18.61	13.72	18.77	13.84
	2	11.66	8.60	15.98	11.78	18.24	13.45
	3	18.81	13.87	0	0	15.05	11.10
Terrasse inaccessible	1	10.51	7.83	18.42	13.72	18.58	13.84
	2	11.55	8.60	15.82	11.78	18.06	13.45
	3	18.62	13.87	0	0	14.90	11.10

III.2.5. Ferraillage des poutrelles :

- **En travées :**

ELU :

Du **Tableau.2.** on a le moment ultime max en travée :

M_{max}=18.81KN.m

M_t=b*h_0*fbu$(d - \frac{h_0}{2})$

b=0.6m ; $h_0 = 0.05$; $h = 0.21m$

d=0.9*h=0.189m

f_{bc}=14.17Mpa

M_t=0.6*0.05*14.17$(0.189 - \frac{0.05}{2})$=0. 0697MN.m →momet qui équilibre la table.

$M_u < M_t$ (l'axe neutre sera à l'interieur de la table)

Le calcul du ferraillage se fait comme une section rectangulaire.

$\mu_u = \frac{18.81*10^{-3}}{0.6*0.189^2*14,17} = 0,0619 \leq \mu_R = 0,392$

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

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0619}) = 0,0875$

$z = d\ (1 - 0,4\ \alpha) = 0.182m$

$\sigma st = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348Mpa$

$A_{st} = \frac{Mu}{z*\sigma st}$

$A_{st} = \frac{18.81*10^{-3}}{0.182*348} = 2.97 * 10^{-4}\ m^2 = 2.97cm^2$

On prend 3T12 =3.39 cm^2

Condition de non fragilité :

$A_{st} \geq$ max [(b*h)/1000 0.23. b.d. f_{t28}/ f_e]

$A_{st} \geq$ max [(60*21) /1000 ;0.23*60*18.9*2.1/400)]

$A_{st} \geq$ max [1.26 ;1.36]

$A_{st} \geq 1.36$ → cv

ELS :

Ce type de poutrelle est soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme suite:

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{fc_{28}}{100}$$

$$Avec\ \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$M_u = 18.81\ KN.m$

$M_s = 13.87\ KN.m$

$\gamma = \frac{18.81}{13.87} = 1.36$

$\alpha \leq \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100}$

α =0,0875 $\leq 0.44 \rightarrow$ cv

Vérification des contraintes :

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}bc = 0{,}6 * 25 = 15Mpa$ **C.V**

σst = pas de limite fissuration peu préjidiciable **C.V**

Donc le ferraillage calculé en ELU convient à l'ELS

- **En appuis :**

ELU:

Mu= 18.61 KN.m

$\mu_u = \frac{18.61 * 10^{-3}}{0.12 * 0.189^2 * 14{,}17} = 0{,}306 \leq \mu_R = 0{,}392$

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

$\alpha = 1{,}25(1 - \sqrt{1 - 2.* 0.306}) = 0{,}483$

$z = d\ (1 - 0{,}4\ \alpha\ ) = 0.146m$

$\sigma st = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348Mpa$

$A_{s\,t} = \frac{Mu}{z * \sigma st}$

$A_{st} = \frac{18.61 * 10^{-3}}{0.189 * 348} = 2.83 * 10^{-4}\ m^2 = 2.83cm^2$

On prend 2T14 =3.08 cm^2

ELS:

$I = \frac{bx^2}{2} - nAst * (d - x) = 0$

$I = \frac{12x^2}{2} + 15 * 3.08(18.9 - x) = 0$

$6x^2$+67.8x-1220.4=0

$\Delta = b^2 - 4ac = 67.8^2 - 4 * 6 * 1220.4 = 30769.44$

$\sqrt{\Delta}$=175.41

$x_1 = \frac{-b-\sqrt{\Delta}}{2a}$

$x_2 = \frac{-b+\sqrt{\Delta}}{2a}$

x=9.545cm

Moments d'inertie :

$I = \frac{bx^3}{3} - nAst * (d-x)^2 = 0$

$I = \frac{12*9.545^3}{3} + 15 * 3.08(18.9 - 9.545)^2 = 0$

$I = 8672.97 cm^4$

Vérification des contraintes :

$\sigma bc = \frac{Ms.x}{I}$

$\sigma bc = \frac{0.01372 * 0.09545}{8672.97 * 10^{-8}}$

$\sigma bc = 14.27 Mpa \leq \bar{\sigma} bc = 0{,}6 * 25 = 15 Mpa$ **C.V**

σst = pas de limite fissuration peu préjidiciable

Vérification au cisaillement :

$\tau_u = \frac{T_{u\,max}}{b_{0*d}}$

$\tau_u = \frac{18.77*10^{-3}}{0.12*0.189}$

$\tau_u = 0.83$

$\tau_u = \min(0.2 * \frac{fc_{28}}{\gamma_b}; 5)$

$\bar{\tau u} = \min(3.33; 5Mpa) = 3.33\ Mpa$

$\tau_u < \bar{\tau u}$ $Donc$ **C.V**

Vérification au glissement :

- **En appuis :**

$T_u - \frac{\text{Mu}}{0.9 * d} \leq 0$

$18.77 * 10^{-3} - \frac{18.61 * 10^{-3}}{0.9 * 0.189} = -0.09$

$-0.09 < 0$ **C.V**

Vérification de la flèche :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{470}{500} = 0.94cm$$

$I_0 = \frac{bx^3}{12} + n * Ast * (h/2 - d')^2$

$I_0 = \frac{0.6*0.21^3}{12} + 15 * 3.08 * 10^{-4} * \left(\frac{0.21}{2} - 0.1 * 0.21\right)^2$

$I_0 = 5.11 * 10^{-4}$ cm^4

$$\lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{\left(2 + 3 * \frac{b_0}{b}\right) * \varphi}$$

$$\varphi = \frac{\text{Ast}}{b_0 * d} = \frac{3.08 * 10^{-4}}{0.12 * 0.189} = 0.02$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 * 2.1}{\left(2 + 3 * \frac{0.12}{0.6}\right) * 0.02} = 2.02$$

$$\mu = 1 - 1.75 * \frac{f_{t28}}{4\varphi\sigma_{st} + f_{t28}} = 0.99$$

$$l_{fi} = 1.1 * \frac{I_0}{1 + \lambda_i * \mu} = 1.1 * \frac{5.11 * 10^{-4}}{1 + 2.02 * 0.99} = 1.77 * 10^{-4}\ m^4$$

$$f = \frac{M_{ts*}\ L^2}{10E_i\ l_{fi}} = \frac{13.87 * 4.7^2 * 10^{-4}}{10 * 3216.2 * 1.71 * 10^{-4}} = 0.005m$$

0.5cm< $0.94cm$ ***CV***.

Ferraillage transversal :

$\emptyset t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \emptyset_{l\,min}; \frac{b_0}{10}\right)$

$\emptyset t \leq \min(0.6; 1.2; 1.2)$

$\emptyset_t = 6mm$

$A_t = 2 * \frac{\pi * 0.6^2}{4} = 0.57$ cm^2

Choix : $A_t = 2T8$

Espacements entre les barres :

D'après les règles du RPA 99 v.2003:

Zone nodale :

$S_T \leq \min(12 * \emptyset_{l\,min}, \frac{h}{4}, 30\text{ cm})$

$S_T \leq 5.25$

On prend St=7 cm

Zone courante :

$S_{T'} \leq \frac{h}{2} \quad S_{T'} \leq 10.5$

$S_{T'} = 10cm$

Ancrage des barres :

$$\boldsymbol{l_s = \frac{\emptyset}{4} * \frac{f_e}{\bar{\tau}s}}$$

$\bar{\tau}s = 0.6 * \Psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.835$

$l_s = \frac{1.2*10^{-2}}{4} * \frac{400}{2.835} = 0.42\text{m}$

On prend $l_s = 45cm$

On adopte un crochet à $\theta = 90°$

$\alpha = 1.87$

$\beta = 2.19$

$\varphi = 0.4$

$r = 5.5\ \emptyset\ (HA)$

$L_2 = l_s - \alpha * L_1 - \beta \quad avec\ L_1 = 10\ \emptyset$

$L_2 = 450 - 1.87 * (10 * 12) - 2.19 * (5.5 * 12)$

$L_2 = 43.66mm$

$L = L_2 - r + \frac{\emptyset}{2} = 43.66 + 5.5 * 12 + 6 = 115.66mm$

$L = 11.566$ cm

Tableau .III.3. Ferraillage des travées des poutrelles

Niveau	Type	M_u	A_{st}	Choix
Etage Courant	1	10.61	1.48	3T12
	2	11.66	1.72	3T12
	3	18.81	2.97	3T12
Terrasse Inaccessible	1	10.51	1.54	3T12
	2	11.55	1.66	3T12
	3	18.62	2.78	3T12

Tableau. III.4. Ferraillage des appuis des poutrelles

Niveau	Type	M_u	A_{st}	Choix
Etage Courant	1	18.61	2.83	2T14
	2	15.98	2.89	2T14
	3	0	0	
Terrasse Inaccessible	1	18.42	3.03	2T14
	2	15.82	2.58	2T14
	3	0	0	

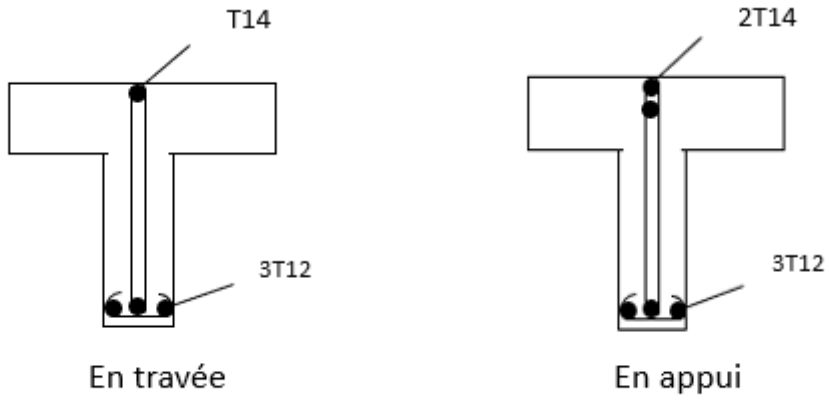


Figure III.9: ferraillage des poutrelles.

III.2.6 Ferraillage des poutrelles au niveau du plancher RDC en corps creux:

On applique **la méthode forfaitaire** :

Tableau .III.5 Ferraillage des travées des poutrelles

Niveau	Mu (KN.m)	Ast	choix
RDC	21.7	7.64	3T20

Tableau. III.6 Ferraillage des appuis des poutrelles

Niveau	Mu (KN.m)	Ast	En appuis
RDC	13.57	5.29	2T20

Conclusion :

Le ferraillage calcules des poutrelles au niveau du plancher RDC est important (3T20 =9.42 cm^2 en travée et 2T20 : 6.28 cm^2 en appui).

Donc on utilise une dalle pleine.

III.3.Etude de la dalle pleine du RDC :

Lx=5m Ly=5.10m

$$\frac{lx}{ly} = 0.98 \; on \; a \;\; 0.4 < \frac{lx}{ly} \leq 1$$

Dalle portante dans les deux sens

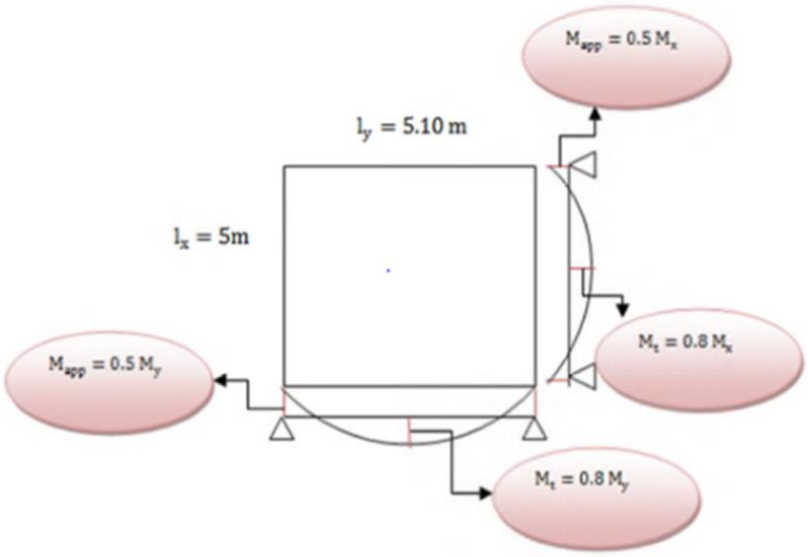


Figure III.10:Schéma statique de la dalle et des moments fléchissant

III.3.1. Détermination des moments fléchissant :

Méthode BAEL :

ELU :

Pu=1.35G+1.5Q

Pu=1.35*7.52+1.5*5=17.652KN/m

$M_x = \mu_x * pu * l^2$

$M_y = \mu_y * M_x$

On a $\frac{lx}{ly} = 0.98 \; donc \; du \; tableau : \; \mu_x = 0.0384 \; et \; \mu_y = 0.9545$

M_x=0.0384*16.652*5^2=16.95 KN/m

$M_y = 0.9545 * 16.95 = 16.18$ KN/m

$M_t = 0.8 * M_{x\ ou\ y}$

M_a=0.5*$M_{x\ ou\ y}$

ELS:

Ps=G+Q

Pu=7.52+5=12.52KN/m

$M_x = \mu_x * ps * l^2$

$M_y = \mu_y * M_x$

$\mu_x = 0.0457\ et\ \mu_y = 0.9694$

M_x=0.0457*12.52*5^2=14.30KN/m

$M_y = 0.9694 * 14.30 = 13.87$ KN/m

$M_t = 0.8 * M_{x\ ou\ y}$

M_a=0.5*$M_{x\ ou\ y}$

III.3.3. Ferraillage :

- **En travées :**

ELU :

Mu= 16.95 KN.m

$\mu_u = \frac{0.8*16.95*10^{-3}}{1*0.18^2*14,17}$

μ_u =0,03≤ μ_R = 0,392

α = 1,25 (1 - $\sqrt{1 - 2\mu}$)

$\alpha = 1{,}25(1 - \sqrt{1 - 2\,.\,0{,}03}) = 0{,}04$

$z = d\ (1 - 0{,}4\ \alpha\ )$=0.18m

$\sigma st = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15}$=348Mpa

$A_{s\,t} = \frac{Mu}{z*\sigma st}$

$A_{st} = \frac{13.56*10^{-3}}{0.18*348} = 2.18 * 10^{-4}$ m^2 = 2.18 cm^2

On prend 4T12 =4.52 cm^2

ELS:

$I = \frac{bx^2}{2} - nAst * (d - x)$=0

$I=\frac{100x^2}{2}+15*4.52\ (18-x)=0$

$50x^2$+67.8x-1220.4=0

$\Delta= b^2-4ac=67.8^2-4*50*1220.4=248676.84$

$\sqrt{\Delta}$=498.67

$x_1=\frac{-b-\sqrt{\Delta}}{2a}$

$x_2=\frac{-b+\sqrt{\Delta}}{2a}$

x=4.31cm

Moments d'inertie :

$I=\frac{bx^3}{3}-nAst*(d-x)^2=0$

$I=\frac{100*4.31^3}{3}+15*4.52\ (18-4.31)^2=0$

I=15377.8 cm^4

Vérification des contraintes :

$\sigma bc=\frac{Ms.x}{I}$

$$\sigma bc=\frac{0.8*0.01430*0.0431}{15377.8*10^{-8}}=3.206MPa$$

σbc =3.206 MPa ≤ $\bar{\sigma}$bc=0,6*25=15Mpa **C.V**

$$\sigma st=\frac{nMs(d-x)}{I}$$

$\sigma st=\frac{15*0.8*0.01430*(0.18-0.0431)}{15377.8*10^{-8}}$

$\sigma st=152.76Mpa \leq \bar{\sigma}st=\min(\frac{1}{2}fe\ ;110\sqrt{nft28})=201.63Mpa$ **C.V**

Donc le ferraillage calculé en ELU convient à l'ELS

- **En appuis :**

ELU :

Mu= 16.95 KN.m

$\mu_u=\frac{0.5*16.95*10^{-3}}{1*0.18^2*14,17}=0,02\leq \mu_R=0,392$

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

$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\ .0,03})=0,03$

$z = d\ (1 - 0{,}4\ \alpha\ )$=0.177m

$\sigma st = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15}$=348Mpa

$A_{s\,t}=\frac{Mu}{z*\sigma st}$

$A_{st}=\frac{8.475*10^{-3}}{0.177*348} = 1.37 * 10^{-4}$ m^2 = 1.37cm^2

On prend 4T12 =4.52cm^2

ELS:

$I=\frac{bx^2}{2} - nAst * (d - x)$=0

$I=\frac{100x^2}{2} + 15 * 4.52\ (18 - x)$=0

$50x^2$+67.8x-1220.4=0

$\Delta = b^2 - 4ac = 67.8^2 - 4 * 50 * 1220.4 = 248676.84$

$\sqrt{\Delta}$=498.67

$x_1=\frac{-b-\sqrt{\Delta}}{2a}$

$x_2=\frac{-b+\sqrt{\Delta}}{2a}$

x=4.31cm

Moments d'inertie :

$I=\frac{bx^3}{3} - nAst * (d - x)^2$=0

$I=\frac{100*4.31^3}{3} + 15 * 4.52\ (18 - 4.31)^2$=0

I=15377.8 cm^4

Vérification des contraintes :

$\sigma bc=\frac{Ms.x}{I}$

$\sigma bc = \frac{0.5 * 0.01430 * 0.0431}{15377.8 * 10^{-8}} = 2Mpa$

σbc=2Mpa ≤σ̄bc =0,6*25=15Mpa **C.V**

$\sigma st = n * \frac{Ms(d - x)}{I}$

$\sigma st=\frac{15*0.5*0.01430*(0.18-0.0431)}{15377.8 *10^{-8}}$

σst=95.48$Mpa \leq \bar{\sigma}st=\min(\frac{1}{2}fe ; 110\sqrt{nft28})$=201.63Mpa **C.V**

Donc le ferraillage calculé en ELU convient à l'ELS.

Tableau III.7. Ferraillage de la dalle pleine du RDC

Niveau	Mu (KN.m)	En travées	En appuis
RDC	16.95	4T12/ml	4T12/ml

III.4. Etude des balcons :

En construction, un balcon est une structure en béton armé. Il s'agit d'une dalle pleine d'une épaisseur comprise entre 8 et 20 cm encastrée dans des poutres horizontales, entourée d'un mur de protection.

$\frac{l}{L} \leq 0.4$

$\frac{l}{L} = \frac{120}{500} = 0.24 < 0.4$

Portant dans 1 sens

Calcul de la charge due au poids du mur :

P= G_{Mur} *h

P= 1,38*1,20 = 1,656 KN/ml

Combinaisons fondamentales :

E.L.U :

Qu =1,35 G +1 ,5 Q = 12.20 KN/ml

Pu=1,35 P= 2,236 KN

E.L.S :

Qs = G + Q= 8,65 KN/ml

Ps = P = 1,656KN/ml

III.4.1.Calcul du ferraillage :

ELU:

Mu=- $[\frac{qu \times l^2}{2} + Pu \times l]$

Mu=- $[\frac{12.20*1.2^2}{2} + 2.236 * 1.2]$

Mu = -11.46 KN.m

Tu = qu* L+ pu = 12,20×1,2+2 ,236

Tu= 16.876 KN

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

d = 0,9×h = 0,9×0,15= 0,135m

$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{11.46\times10^{-3}}{14.16\times1\times0.135^2}$

$\mu = 0.044 < 0.392$

$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma s} = 348\ MPa$

α = 1.25(1 − $\sqrt{1-2\mu}$)=0.0625

Z=d(1-0.4α) $= 0.13\ m$

Détermination des armatures :

A=$\frac{Mu}{\sigma_s \times z}$ =$\frac{11.46\times10^{-3}}{0.13\times348}$ =2.53 cm^2

Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]

Amin=0,23×b×d×$\frac{f_{t28}}{fe} = 0.23\times1\times0.135\times\frac{2.1}{400} = 1.63cm^2$

A_{adoptif} =max(A_{cal} ; $A_{\min}$) = 2.53 cm²/ ml

Choix :

4T12→ $A = 4.52cm^2$ e=15cm

Armature de répartition :

Ar=$\frac{At}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13\ cm^2$

4T8→ $A = 2.01cm^2$ e=15cm

Etat limite service (ELS) :

Ms=- [$\frac{qu\times l^2}{2} + Ps\times l$]

Ms=- [$\frac{8.65*1.2^2}{2} + 1.656*1.2$] =-8.215 KN.m

Ts = qs* L+ ps = 8.65×1,2+1.656

Ts= 12.036 KN

Détermination des contraintes :

Le calcul se fait selon les règles de C.B.A 93, la fissuration est Considérée comme Préjudiciable.

$\bar{\sigma}_{acier}$ = min($\frac{2}{3}fe$; 110 $\sqrt{\eta\times f_tj}$) Fissuration préjudiciable, avec : η = 1,6 (C.B.A 93 A.4.5.3)

$\bar{\sigma}_{acier}$ = min(266.67; 201.63) = 201.63 MPa

D=$\frac{15A}{b} = \frac{15\times4.52}{100} = 0.678\ cm$

E=$\frac{30Ad}{b} = \frac{30\times4.52\times13.5}{100} = 18.31cm^2$

Y1=-D+$\sqrt{D^2+E} = -0.678 + \sqrt{0.678^2 + 18.31}$

Y1=3.65 cm

I=$\frac{b\times y1^3}{3} + n \times A \times (d-y1)^2 = \frac{100\times3.65^3}{3} + 15 \times 4.52 \times (13.5-3.65)^2$

I=8199.030cm^4

K=$\frac{Mser}{I} = \frac{8215}{8199.030} = 1.002$

σb = K× $y1$=1,002× 3,65 = 3.657 MPa

σb= 0,6×fc28 = 15MPa

σs= 15×K× (d-y1) =15×1,002× (0,678-3,65)

σs= 44.67 MPa

Conclusion:

σb = 3.657 MPa < $\bar{\sigma}$b= 15MPa

σs= 44.67MPa < σs= 201.63 MPa

Vérification au cisaillement :

$\tau u = \frac{Tmax}{b\times d}$ [BAEL91r99 /art-A.5.1,1]

T max = 16.876 KN

$\tau u = \frac{16.876\times10^3}{1\times0.135} = 0.125MPa$

$\bar{\tau u}$ =Min (0,15× $\frac{fc28}{\gamma b}$; 3 MPa) = 2.5 MPa

τu = 0.125 MPa< $\bar{\bar{\tau u}}$ = 2.5 MPa

Il n'y a pas de risque de bétonnage

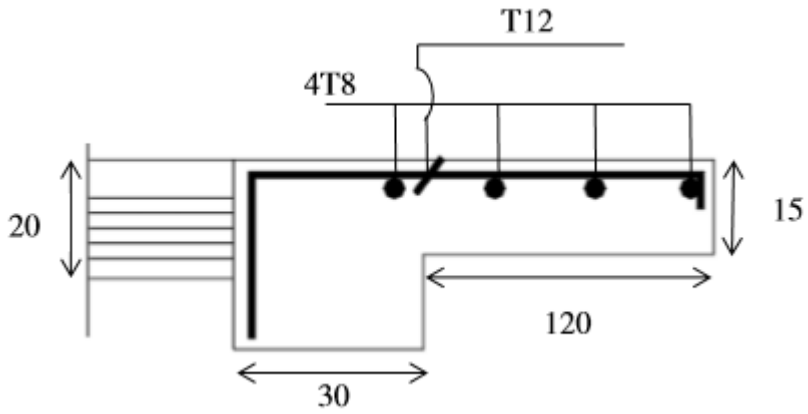


Figure III.11 : Schéma de ferraillage de balcon.

III.5. Etude de l'acrotère :

Est un élément de protection qui entoure un balcon inaccessible et ressemble à une console encastrée dans le sol.

Il subit une force de compression normale due à son poids Wp et un moment dû à la force horizontale Fp donnée par le RPA99 (version 2003).

Le calcul sera fait pour une bande de 1 m de largeur et 10 cm d'épaisseur en flexion composée.

La section la plus dangereuse se situe au niveau des encastrements. L'acrotère est exposée aux intempéries, les fissures préjudiciables.

Déterminer la contrainte générée par le séisme :

Selon le RPA99V2003 (article 6.2.3) les éléments non structuraux sous l'influence des forces horizontales doivent être calculés selon la formule suivante :

$$FP = 4\ A\ Cp\ Wp$$

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone (zone II a), A =0,15

Cp : facteur de force horizontale (élément en console). CP =0,80

Wp : poids de l'acrotère.

S : la surface de l'acrotère

$S=\frac{0,05\times0,1}{2}+(0,05\times0,1)+0,6\times0,1=0,0675\ m^2$

Wp=0,0675 × 25 =1,68 KN/ml.

Fp = 4×0,15×0,80×1,68=0.806KN/ml

III.5.1.Détermination des sollicitations :

E L U :

La surcharge d'exploitation : $Qu = 1{,}5Fp \Rightarrow Qu = 1.209KN$

La charge permanente : $Nu = 1{,}35Wp \Rightarrow Nu = 2.268\ KN$

Moment d'encastrement : $Mu = hQu \Rightarrow Mu$ = 0,725 KN.m

E L S :

La surcharge d'exploitation : $Qs = Fp \Rightarrow Qs$= 0,806 KN

La charge permanente : $Ns = Wp \Rightarrow Ns$= 1,68 KN

Moment d'encastrement : $Ms = hQs \Rightarrow Ms$ = 0,483KN.m

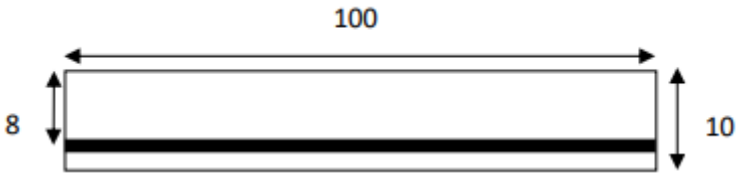
III.5.2. Détermination de la section des armatures :

Le ferraillage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm, la section de calcul est (100×10) cm².

Position du point d'application de l'effort normal (N) :

D'après le BAEL91 (page 168).

ELU:



FigureIII.12. section de calcul de l'acrotère.

$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.725}{2.268} = 0.31m$

$e0 = 0,31 > \frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0,02 = 0,03m$

⇒ L'effort normal est un effort de compression se trouve à l'extérieur de la section ;

⇒ La section est partiellement comprimée (S.P.C) ; donc le calcul se fait en flexion simple avec un moment fictifs Mu calculé par rapport aux armatures tendues.

$Mf = Nu \times (e0 + \frac{h}{2} - c) = 2.268 \times (0.31 + \frac{0.10}{2} - 0.02) = 0.7711$ KN.m

III.5.3. Vérification de l'existence des armatures comprimées :

ELU :

$\mu = \frac{Mf}{\sigma b \times b \times d^2} = \frac{0.7711 \times 10^{-3}}{14.16 \times 100 \times 8^2} = 0.0085$

μ= 0,0085 < μl= 0,392 (Acier FeE400) ⇒ A' n'existe pas

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0106$

$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.0796\ m$

Détermination des armatures :

A1=$\frac{Mu}{\sigma_s \times z}$ =$\frac{0.7711 \times 10^5}{348 \times 100 \times 8}$ =0.27 cm^2

Sollicitation réelle (flexion composé) :

A = A1=$\frac{Nu}{100 \times \sigma_s} = 0.27 - \frac{2.268 \times 10^3}{100 \times 348} = 0.204\ cm^2$

A '=0

Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]

$f_{t28} = 2.1MPa$

$A_{min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{fe} = 0.23 * 100 * 8 * \frac{2.1}{400} = 0.966cm^2$

A = max(A cal ; Amin) ⇒ As = $0.966cm^2$

Choix des armatures : 5T8→ At= 2,51 cm²

Armature de répartition :

Ar=$\frac{At}{4} = \frac{2.51}{4} = 0{,}62$ cm²/ml on adopte 1T10 avec Ar = 0,79 cm²

ELS :

Vérification des contraintes de cisaillement : Suivant l'article A.5.1.1 des règles BAEL91modifié99, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau u \leq \text{Min}(0.2\ \frac{fc28}{\gamma b},\ 5\text{MPa})$$

Contrainte tangente :

$\tau u = \frac{Tmax}{b \times d}$

Tmax= 1,5×Fp = 1,5×0.806= 1.209 KN

$\tau_u = \frac{1.209 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.0151MPa$

Contrainte tangente limite :

$\bar{\tau}u$= Min($0.2\frac{fc28}{\gamma b}$, 5MPa)

$\bar{\tau}u$= Min($0.2\frac{25}{1.5}$, 5MPa)=3.33 MPa

τu= 0,0151 Mpa < $\bar{\tau}u$ = 3.33 Mpa

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

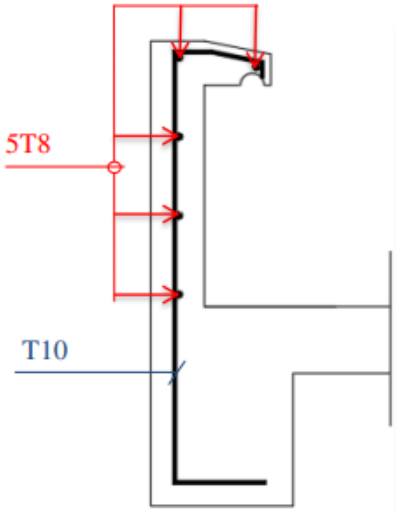


Figure III.13.Schéma de ferraillage de l'acrotère.

III.6. Etude des escaliers:

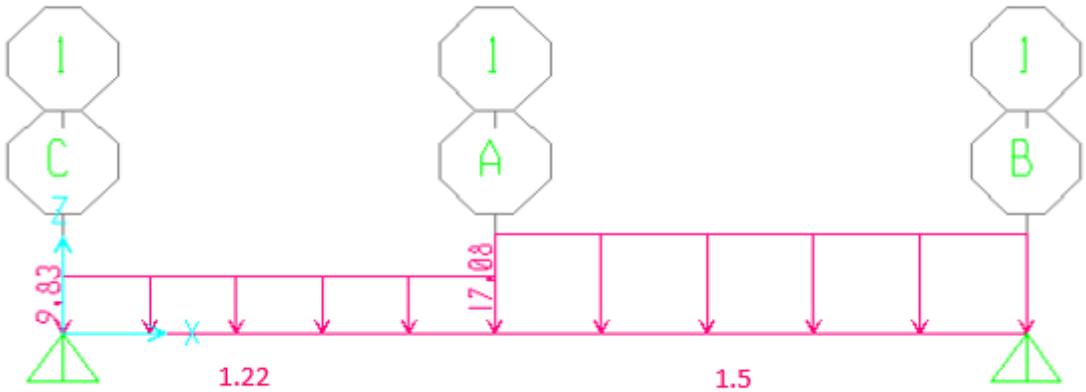
III.6.1. Détermination des moments fléchissant et des réactions :

ELU :

On prend comme exemple le type-1- :

$q_{u\,palier} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 4.66 + 1.5 * 2.5$= 9.825KN/ml

$q_{u\,voleé} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 9.44 + 1.5 * 2.5$= 17.08KN/ml



$$\sum M/1 = R_2 (L_1 + L_2) - q_{u\,voleé} \times \left(\frac{L_2}{2} + L_1\right) \times L_2 - q_{u\,palier} \times \frac{L_1^2}{2} = 0$$

$$\sum M/1 = R_2 \times 2.72 - 17.08 \times \left(\frac{1.5}{2} + 1.22\right) \times 1.5 - 9.825 \times \frac{1.22^2}{2} = 0$$

$$\boldsymbol{R_2 = 21.24\ KN}$$

$$\sum M/2 = -R_1 (L_1 + L_2) - q_{u\,palier} \times \left(\frac{L_1}{2} + L_2\right) \times L_1 - q_{u\,volée} \times \frac{L_2^2}{2} = 0$$

$$\sum M/2 = -R_1 \times 2.72 - 9.825 \times \left(\frac{1.22}{2} + 1.5\right) \times 1.22 - 17.08 \times \frac{1.5^2}{2} = 0$$

$\boldsymbol{R_1 = -16.36\ KN}$

Section : $0 \leq x \leq 1.50$

M(x)= $R_2\, x - \frac{qx^2}{2} = 21.24x - \frac{17.08 \times x^2}{2}$

M (0) =0

M (1.50) =12.645 KN.m

$R_2 - qx = 0 \rightarrow x = \frac{R_2}{q} = \frac{21.24}{17.08}$

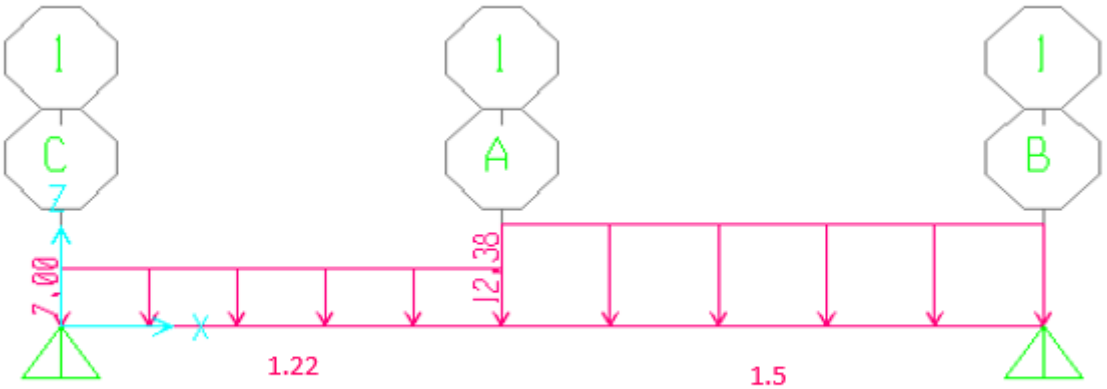
X=1.2m

Le moment max M (1.2) =13.19 KN.m

ELS:

$q_{s\ palier} = G + Q = 4.66 + 2.5 = 7$KN/ml

$q_{s\ volée} = G + Q = 9.44 + 2.5 = 12.38$KN/ml



$\sum M/1 = R_2\,(L_1 + L_2) - q_{u\ voleé} \times \left(\frac{L_2}{2} + L_1\right) \times L_2 - q_{u\ palier} \times \frac{L_1^2}{2} = 0$ $\sum M/1 = R_2 \times 2.72 - 12.38 \times \left(\frac{1.5}{2} + 1.22\right) \times 1.5 - 7 \times \frac{1.22^2}{2} = 0$

$\boldsymbol{R_2 = 15.36\ KN}$

$\sum M/2 = -R_1\,(L_1 + L_2) - q_{u\ palier} \times \left(\frac{L_1}{2} + L_2\right) \times L_1 - q_{u\ volée} \times \frac{L_2^2}{2} = 0$

$\sum M/2 = -R_1 \times 2.72 - 7 \times \left(\frac{1.22}{2} + 1.5\right) \times 1.22 - 12.38 \times \frac{1.5^2}{2} = 0$

$\boldsymbol{R_1 = -11.74\ KN}$

Section $0 \leq x \leq 1.50$

M(x)= $R_2\, x - \frac{qx^2}{2} = 15.36x - \frac{12.38 \times x^2}{2}$

M (0) =0

M (1.50) =9.112 KN.m

$$R_2 - qx = 0 \rightarrow x = \frac{R_2}{q} = \frac{15.36}{12.38}$$

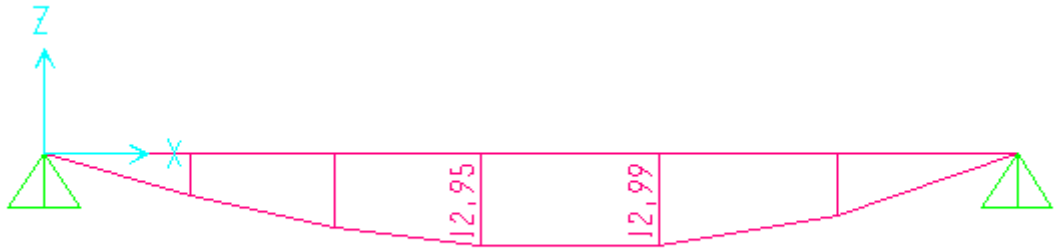
X=1.2m

Le moment max M (1.2) =9.51 KN.m

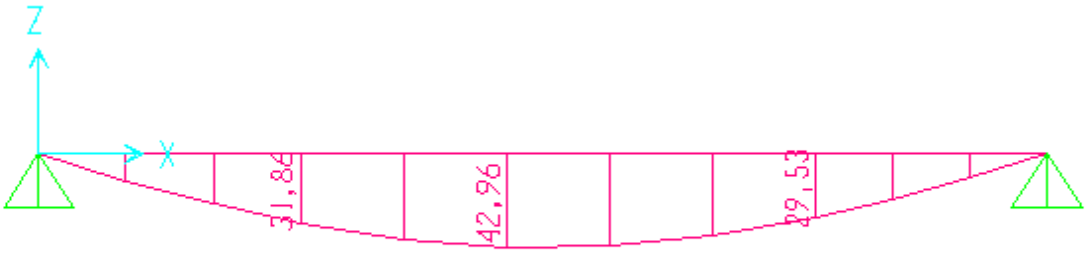
Le logiciel de calcul SAP2000 nous a permis de déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants de tous les types

Moments fléchissant :

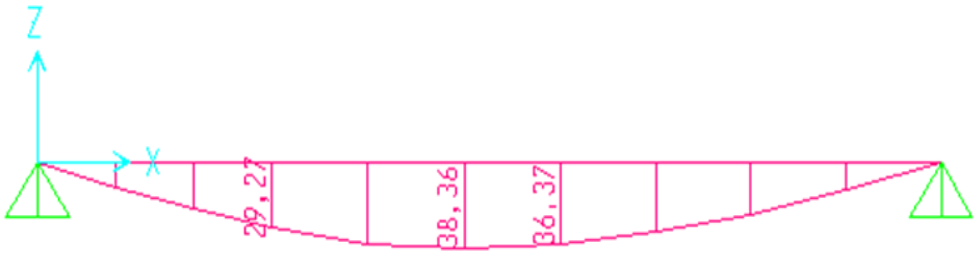
ELU :



Type -1-



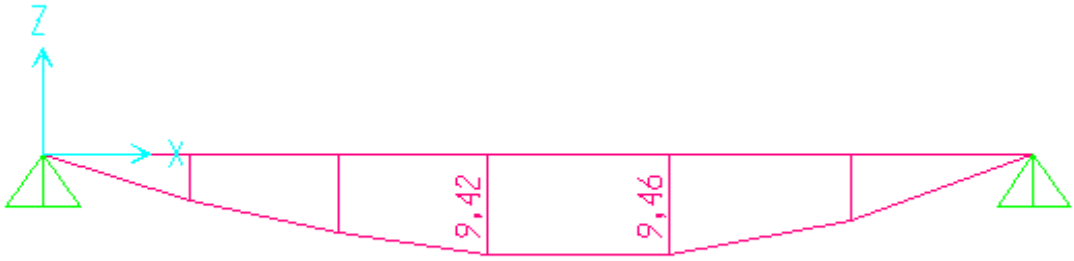
Type -2-



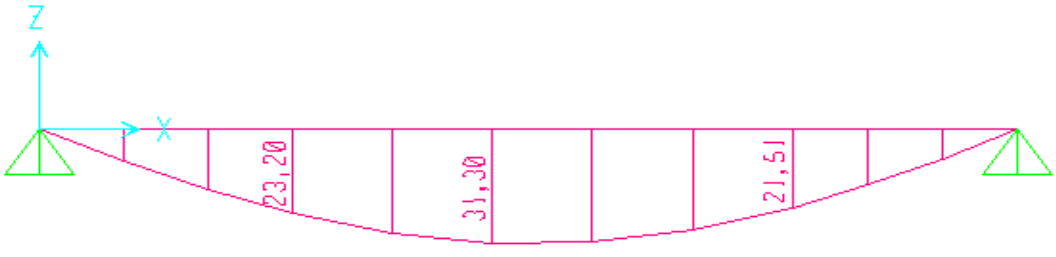
Type -3-

Figure III.8. Moments fléchissants des différents types d'escaliers à l'ELU obtenus par SAP2000

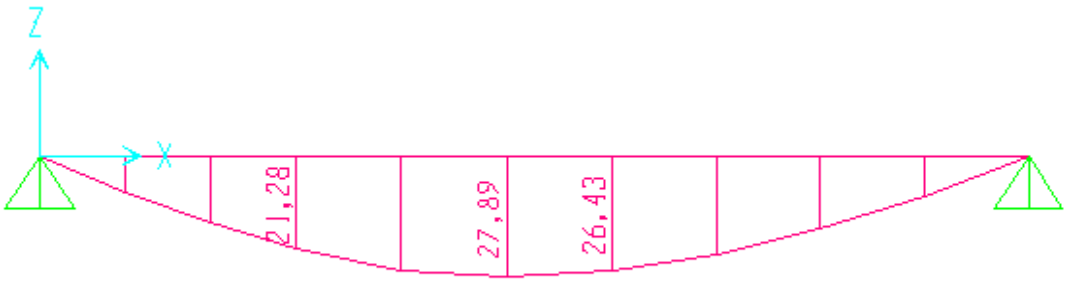
ELS :



Type -1-



Type -2-



Type -3-

Figure.III.9. Moments fléchissants des différents types d'escaliers à l'ELS obtenus par SAP2000.

Les efforts tranchants :

ELU :

Section : $0 \leq x \leq 1.5$

T(x)= $R_2 - x * q_{u\ volée}$
T (0) =21.24 KN
T (1.5) =-4.38 KN

Section : $1.5 \leq x \leq 2.72$

T(x)= $R_2 - 1.5 * q_{u\ volée} - q_{u\ palier}(x - 1.5)$
T (1.5) = -4.38 KN
T (2.72) = 21.24-1.5*17.08-9.825*(2.72-1.5)
T (2.72) = -16.36 KN

ELS :

Section : $0 \leq x \leq 1.5$

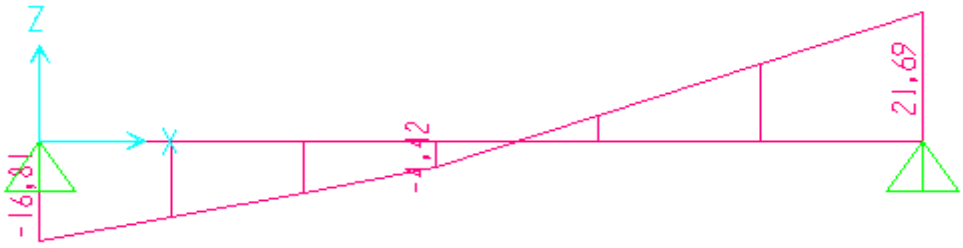
T(x)= $R_2 - x * q_{s\ volée}$
T (0) = 15.36 KN
T (1.5) =-3.21KN

Section : $1.5 \leq x \leq 2.72$

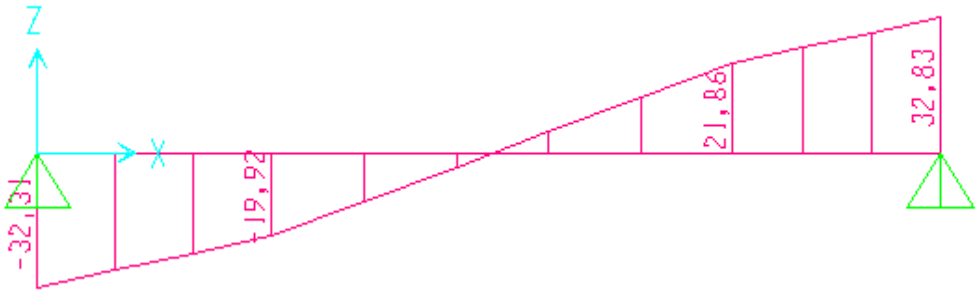
T(x)= $R_2 - 1.5 * q_{S\ volée} - q_{Spalier}(x - 1.5)$
T (1.5) =-3.21KN
T (2.72) =15.36-1.5*12.38-7*(2.72-1.5)
T (2.72) =-11.75 KN

Efforts tranchants :

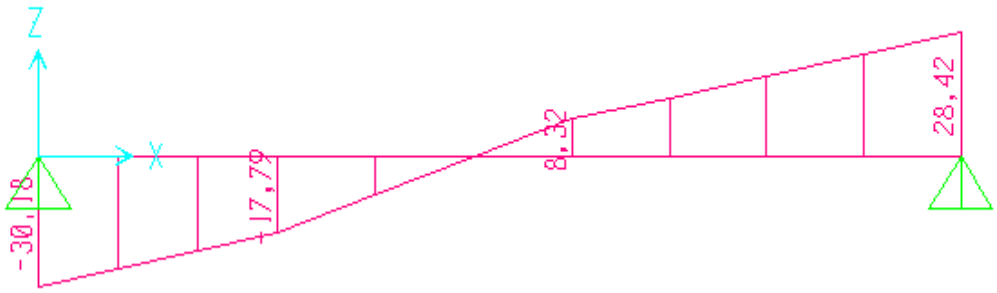
ELU :



Type -1-



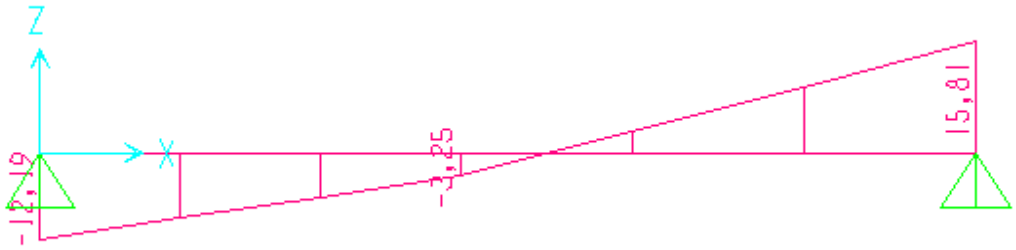
Type -2-



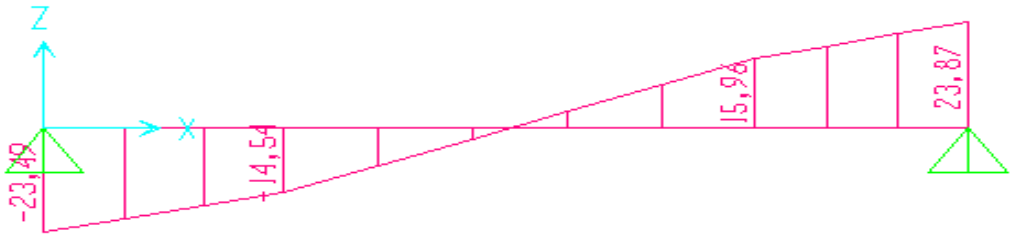
Type -3-

Figure.III.10. Efforts tranchants des différents types d'escaliers à l'ELU obtenus par SAP2000

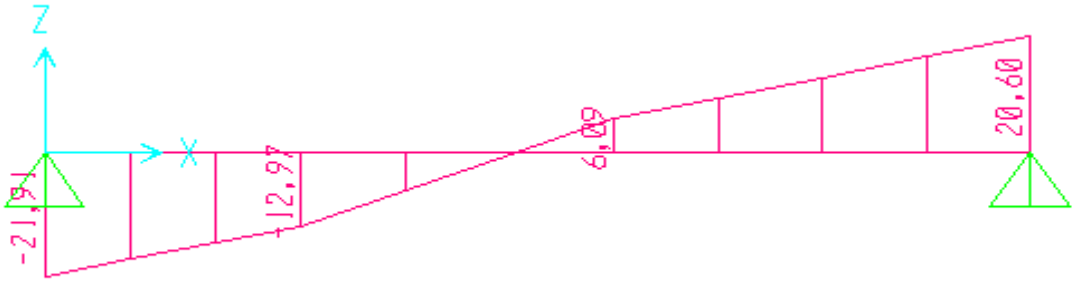
ELS :



Type -1-



Type -2-



Type -3-

Figure.III.11. Efforts tranchants des différents types d'escaliers à l'ELS obtenus pas SAP2000

III.6.2.Calcul du ferraillage :

On prend un exemple :

Type 1 :

- **En travée :**

ELU :

$M_{max} = 13.19\ KN.m$

$M_t = 0.85 * M_{max} = 0.85 * 13.19 = 11.21KN.m$

$\mu = \frac{Mu}{\sigma b \times b \times d^2} = \frac{11.21 \times 10^{-3}}{14.16 \times 1 \times (0.9*0.15)^2} = 0.04$

μ<0.392 → les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simple armatures)

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1-2\mu}) = 0.05$

Z=d (1-0.4α) $= 0.13\ m$

$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma s} = \frac{400}{1.15} = 348\ MPa$

Détermination des armatures :

$A_{ST} = \frac{Mu}{\sigma_s \times z} = \frac{11.21 \times 10^{-3}}{0.13 \times 348} = 2.48\ cm^2$

Choix

4T12→ $A = 4.52cm^2$ /ml

Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]

Amin=0,23×b×d×$\frac{f_{t28}}{fe} = 0.23 \times 1 \times 0.135 \times \frac{2.1}{400} = 1.63cm^2$ **C.V**

Vérification de cisaillement :

$$\tau u = \frac{Tmax}{b \times d}$$

Tmax = 21.24 KN

$\tau u = \frac{21.24 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.157$ MPa

$\bar{\tau u}$ =Min (0,15× $\frac{fc28}{\gamma b}$; 3 MPa) = 2.5 MPa

τu = 0.157 MPa< $\bar{\tau u}$ = 2.5 MPa **C.V**

Vérification de la flèche :

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{3.6}{4.7} = 0.8 \geq 0.0625$ c.v

$\frac{A_{ST}}{b*d} \leq \frac{4.20}{fe}$

$\frac{4.52*10^{-4}}{1*0.135} \leq \frac{4.20}{400}$

$0.0033 \leq 0.0105$ **C.V**

$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

$0.8 \geq \frac{11.21}{10 * 13.19}$

0.8≥ 0.085 **C.V**

ELS:

$\frac{bx^2}{2} - nA_{ST} * (d - x)$=0

$\frac{100x^2}{2} - 15 * 4.52 * (13.5 - x)$=0

$50x^2 + 67.8x - 915.3$

$x_1 = 3.65$cm

$x_2 = -5$cm

On prend $x_1 = 3.65$cm

Moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{ST} * (d - x)^2$$

$$I = \frac{100 * 3.65^3}{3} + 15 * 4.52 * (13.5 - 3.65)^2$$

$I = 8199.03\ cm^4$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0.85 * 9.51 * 10^{-3} * 0.0365}{8199.03 * 10^{-8}}$$

σ_{bc}=3.4< $1\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 * f_{c28}$ =15 MPa **C.V**

$$\sigma_{st} = n * \frac{M_s(d-x)}{I} = \frac{15*0.85*9.51*10^{-3}*(0.135-0.0365)}{8199.03*10^{-8}}$$ =145.67MPa

$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$ =201.63MPa **C.V**

- **En appuis :**

ELU :

$M_{app} = 0.5 * M_{max} = 0.5 * 13.19 = 6.60\ KN.m$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b \times b \times d^2} = \frac{6.60 \times 10^{-3}}{14.16 \times 1 \times (0.9*0.15)^2} = 0.026$$

μ<0.392 → les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simple armatures)

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$=0.0375

Z=d (1-0.4α) $= 0.13\ m$

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma s} = \frac{400}{1.15} = 348\ MPa$$

Détermination des armatures :

$A_{ST}=\frac{Mu}{\sigma_s \times z}=\frac{6.60\times10^{-3}}{0.13\times348}=1.46\ cm^2$

Choix

4T10→ $A = 3.14cm^2/ml$

ELS :

$\frac{bx^2}{2} - nA_{ST} * (d - x)=0$

$\frac{100x^2}{2} - 15 * 3.14 * (13.5 - x)=0$

$50x^2 + 46.2x - 623.7$

$x_1 = 3.09$ cm

$x_2 = -4.02$cm

On prend $x_1 = 3.09$cm

Moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{ST} * (d - x)^2$$

$$I = \frac{100 * 3.09^3}{3} + 15 * 3.08 * (13.5 - 3.09)^2$$

$I = 5990.06\ cm^4$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0.5 * 9.51 * 10^{-3} * 0.0309}{5990.06 * 10^{-8}}$$

σ_{bc}=3.4< $1\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 * f_{c28}$ =15 MPa **C.V**

$\sigma_{st} = n * \frac{M_s(d-x)}{I} = \frac{15*0.85*9.51*10^{-3}*(0.135-0.0365)}{5990.06*10^{-8}}$ =123.95MPa

$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$ =201.63MPa → **c.v**

Donc le ferraillage calculé en ELU convient à l'ELS.

REMARQUE : le moment fléchissant et l'effort tranchant du type 3 sont presque les mêmes que celles du deuxième type donc on garde le même ferraillage.

Tableau.III.8. Ferraillage des escaliers

Type	En travée	En appui
1	4T12	4T10
2	6T16	6T12
3	6T16	6T12

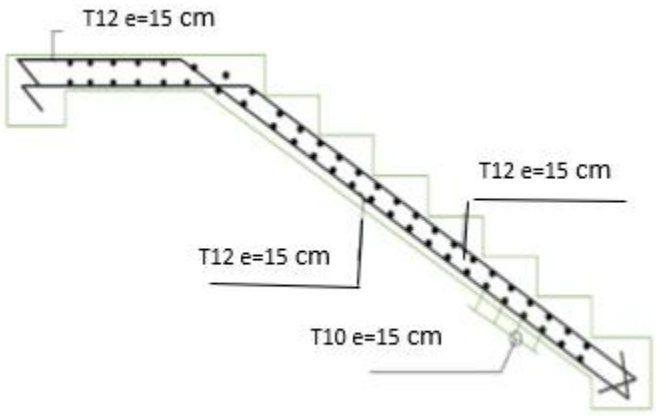


Figure.III.14 : Ferraillage de l'escalier de type 1.

III.7.Les poutres palières :

III.7.1.Prédimensionnements :

D'après les règles du BAEL 91 modifié en 99 on a :

$$\begin{cases} \frac{Lmax}{15} \leq h \leq \frac{Lmax}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

$$\begin{cases} h \geq 30 \\ b \geq 20 \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Avec :

- L : distance entre axe de poteaux.

- h : hauteur de la poutre.

On a : L=5.00 m

$$\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10}$$
$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$12 \leq b \leq 28$$

$$33.33 \leq h \leq 50$$

On prend : h=40 cm

On prend b=30 cm

Selon les règles du RPA :

b ≥20 cm **C.V**

h≥ 30 cm **C.V**

$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{40}{30} \leq 4 \rightarrow \boldsymbol{CV}$

III.7.2.Evaluation des charges et calcul des moments fléchissant :

G=poids propre de la poutre + maçonnerie*hauteur*épaisseur

Prenant comme exemple la première poutre palière du RDC

G=(0.3*0.4*25)+(0.1*9+0.02*2*12)*(2.7-0.4) G=6.17 KN/m

ELU :

Du logiciel SAP2000 on a obtenu la réaction des escaliers qui est $T_{u\,max} = 21.69$KN

qu=1.35G+1.5Q+$\frac{2T_u}{l}$

Q=0

qu=1.35*6.17+ $\frac{2*21.69}{5} = 17 \quad KN/m$

Mu=$\frac{qu*l^2}{8} = \frac{17*5^2}{8} = 53.14 \quad KN.m$

ELS:

$T_{s\,max} = 15.81KN$

qs =G +$\frac{2T_s}{l} = 6.17 + \frac{2*15.81}{5}$=12.49 KN/m

Ms=$\frac{qs*l^2}{8} = \frac{12.49*5^2}{8} = 39.04 \quad KN.m$

Tableau.III.9. Charges et moments fléchissant en ELU et ELS des poutres palières.

	G	qu	M_u	qs	M_s
RDC1	6.17	17	53.14	12.49	39.04
RDC2	4.87	19.71	61.59	14.41	45.05
EC	5.32	18.56	58.01	13.59	42.48

III.7.3.Calcul du ferraillage :

- **En travée :**

ELU :

$M_{max} = 53.14\ KN.m$

$M_t = 0.85 * M_{max} = 0.85 * 53.14 = 45.169 KN.m$

$\mu = \frac{Mu}{\sigma b \times b \times d^2} = \frac{45.169 \times 10^{-3}}{14.16 \times 0.3 \times (0.9*0.4)^2} = 0.08$

μ<0.392 → les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simple armatures)

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.1$

Z=d (1-0.4α) $= 0.35m$

$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma s} = \frac{400}{1.15} = 348\ MPa$

Détermination des armatures :

$A_{ST} = \frac{Mu}{\sigma_s \times z} = \frac{45.169 \times 10^{-3}}{0.35 \times 348} = 3.7\ cm^2$

Choix

4T12→ $A = 4.52 cm^2$

Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]

Amin=0,23×b×d×$\frac{f_{t28}}{fe} = 0.23 \times 0.3 \times 0.36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30\ cm^2$ c.v

Vérification de cisaillement :

$$\tau u = \frac{Tmax}{b \times d}$$

Tmax = 21.69 KN

$\tau u = \frac{21.69 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36} = 0.2 MPa$

$\overline{\tau u}$ =Min (0,2× $\frac{fc28}{\gamma b}$; 5 MPa) = 3.33 MPa

τu = 0.2MPa< $\overline{\tau u}$ = 3.3 MPa **C.V**

Vérification de la flèche :

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.4}{4.7} = 0.0851 \geq 0.0625$ **C.V**

$\frac{A_{ST}}{b*d} \leq \frac{4.20}{fe}$

$\frac{4.52*10^{-4}}{0.3*0.36} \leq \frac{4.20}{400}$

$0.0851 \leq 0.0105$ **C.V**

$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

$0.8 \geq \frac{45.169}{10 * 53.14}$

$0.8 \geq 0.085$ **C.V**

ELS:

$\frac{bx^2}{2} - nA_{ST} * (d - x) = 0$

$\frac{30x^2}{2} - 15 * 4.52 * (36 - x) = 0$

$15x^2 + 67.8x - 2440.8$

$x_1 = 10.69\text{cm}$

$x_2 = -15.21\text{cm}$

On prend $x_1 = 10.69\text{cm}$

Moment d'inertie :

$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{ST} * (d - x)^2$

$I = \frac{30 * 10.69^3}{3} + 15 * 4.52 * (36 - 10.69)^2$

$I = 55648.53\ cm^4$

Vérification des contraintes :

$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{39.04 * 10^{-3} * 0.10.69}{55648.53 * 10^{-8}}$

σ_{bc}=7.49< $1\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 * f_{c28}$ =15 MPa c.v

$\sigma_{st} = n * \frac{M_s(d-x)}{I} = \frac{15*39.04*10^{-3}*(0.36-0.1069)}{55648.53*10^{-8}}$ =266.34MPa

Fissuration préjudiciable donc :

$\sigma_{st} > \overline{\sigma_{st}}$ =201.63MPa **C.N.V**

Il faut augmenter le ferraillage

On prend 6T12=6.79 cm^2

X=12.605cm

I =75772.74cm^4

σ_{bc}=5.73< $\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 * f_{c28}$ =15 MPa **C.V**

$\sigma_{st} = 157.07\ MPA < \overline{\sigma_{st}}$ =201.63MPa **C.V**

- **En appuis :**

ELU :

$M_{app} = 0.5 * M_{max} = 0.5 * 53.14 = 26.57KN.m$

$\mu = \frac{\text{Mu}}{\sigma b \times b \times d^2} = \frac{26.57\times10^{-3}}{14.16\times0.3\times(0.9*0.4)^2} = 0.048$

μ<0.392 → les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simple armatures)

α = 1.25(1 − $\sqrt{1-2\mu}$)=0.06

Z=d (1-0.4α) = 0.35m

$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma s} = \frac{400}{1.15} = 348\ MPa$

Détermination des armatures :

A_{ST}=$\frac{Mu}{\sigma_s \times z}$ =$\frac{26.57\times10^{-3}}{0.35\times348}$ =2.18 cm^2

Choix

4T12→ $A = 4.52cm^2$

Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]

Amin=0,23×b×d×$\frac{f_{t28}}{fe} = 0.23 \times 0.3 \times 0.36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30\ cm^2$ **C.V**

ELS :

$\frac{bx^2}{2} - nA_{ST} * (d - x)$=0

$\frac{30x^2}{2} - 15 * 4.52 * (36 - x)$=0

$15x^2 + 67.8x - 2440.8$

$x_1 = 10.69$cm

$x_2 = -15.21$cm

On prend $x_1 = 10.69$cm

Moment d'inertie :

$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{ST} * (d - x)^2$

$$I = \frac{30 * 10.69^3}{3} + 15 * 4.52 * (36 - 10.69)^2$$

$$I = 55648.53\ cm^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0.5 * 39.04 * 10^{-3} * 0.1069}{55648.53 * 10^{-8}}$$

σ_{bc}=3< $1\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 * f_{c28}$ =15 MPa **C.V**

$$\sigma_{st} = n * \frac{M_s(d-x)}{I} = \frac{15*0.5*39.04*10^{-3}*(0.36-0.1069)}{55648.53*10^{-8}} = 133.31\text{MPa}$$

$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$ =201.63MPa c.v

Condition du RPA :
Amin = 0.5% (b*h) =0.5%*0.3*0.4
Amin = $6cm^2$
On a : $A_{ST} = 6.79 + 3.39 = 10.18\ cm^2$
$A_{ST} >$ Amin **C.V**

Calcul des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min(\frac{h}{35}\ ; \Phi_{min}; \frac{b}{12})$$

$$\Phi_t \leq \min(\frac{40}{35}\ ; 1.2; \frac{30}{12})$$

$$\Phi_t \leq \min(1.14; 1.2; 3)$$

$$on\ prend\ \Phi_t = 8\ mm$$

Calcul des espacements :

D'après les règles du RPA 99 v.2003:

Zone nodale :

$$\boldsymbol{S_T} \leq \min(\frac{h_t}{4}\ ; 12\Phi_{min}; 30\ cm)$$

$$\boldsymbol{S_T} \leq 10\ cm$$

$$on\ prend\ \boldsymbol{S_T = 7cm}$$

Zone courante :

$S_T' \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_T' \leq 20$

$S_T' = 15\ cm$

Tableau.III.10. Ferraillage des poutres palières

	En travées		En appuis	
	Ast	Choix	Ast	Choix
RDC1	3.7	6T12	2.18	4T12
RDC2	4.22	6T12	2.39	4T12
EC	4.08	6T12	2.03	4T12

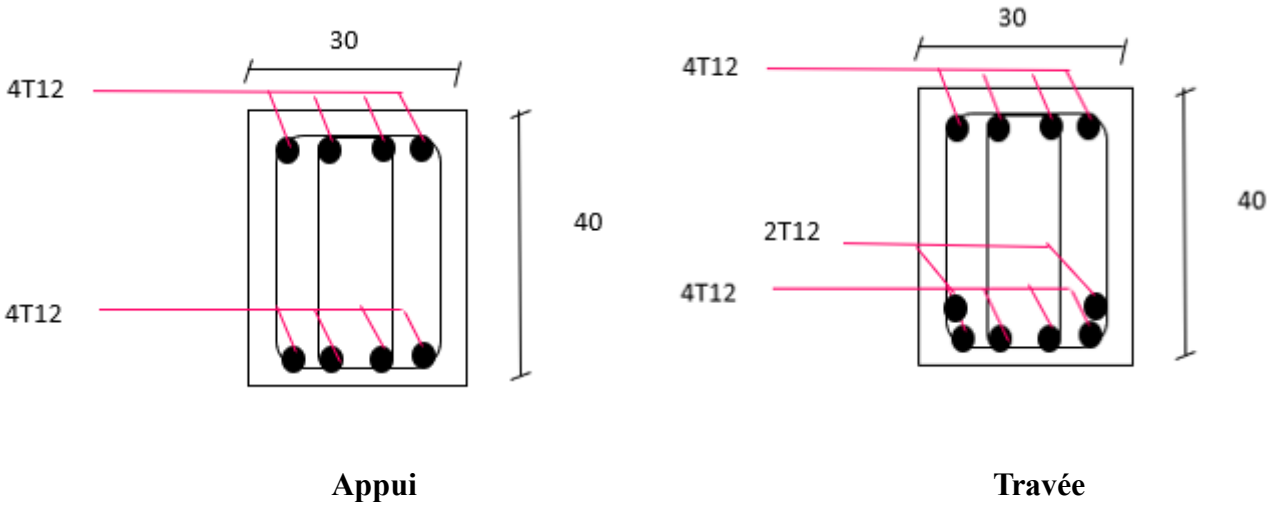


Figure III.15. Schéma de ferraillage de la poutre palière.

III.8.Etude de l'ascenseur :

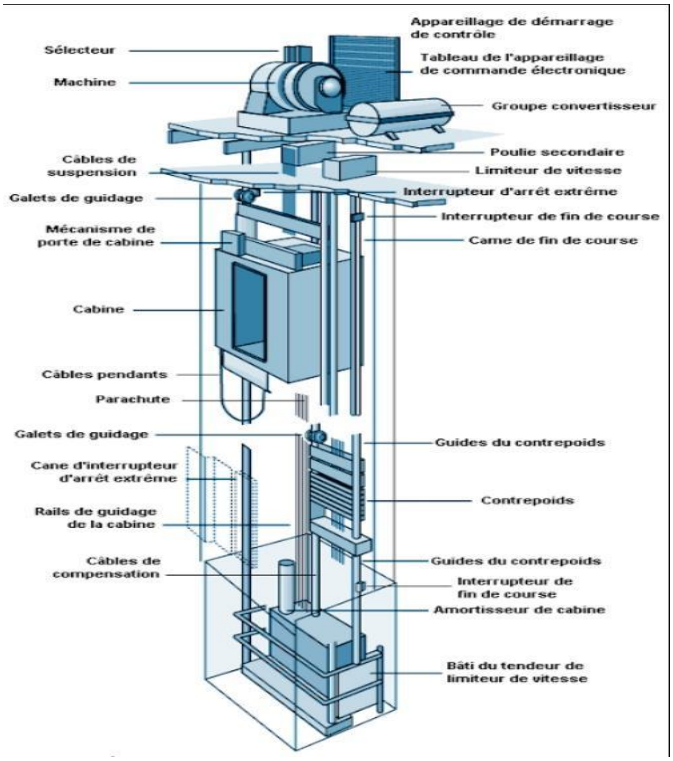


Figure III.16. Schéma d'un ascenseur mécanique.

III.8.1. Introduction :

Un ascenseur est un appareil dispositif un déplacement vertical vers différents niveaux d'un bâtiment.

III.8.2. Vérification de la dalle au poinçonnement :

Pour le cas de la dalle d'ascenseur, nous avons une section (0,25*1,00 mil) ; Le calcul est effectué dans les directions X et Y.

Le poids de l'ascenseur est de 60 kN, le moteur est équipé de quatre supports.

Charge de fonctionnement Q=6KN. Lors de la détermination de l'emplacement de l'ascenseur ainsi que du moteur, il est supposé que chaque support supporte (1/4) du poids.

Pa : Charge permanent par appuis.

Qa : Charge d'exploitation par appuis.

Donc :

$$Pa=\frac{P_{asc}}{nombre\ d'appuis}=\frac{60}{4}=15\ KN$$

$$Qa=\frac{Q_{asc}}{nombre\ d'appuis}=\frac{6}{4}=1.5\ KN$$

Cette charge concentrée développée un effort tranchant de cisaillement en chaque point de la dalle.

D'après les règles BAEL 91, 99 on vérifier le poinçonnement par la formule suivante :

$$Q_u \leq 0.045 * U_C * h * (\frac{f_{c28}}{\gamma_b})$$

Q_u: Charge de poinçonnement

$Q_u = 1.35 * Pa + 1.5 * Qa$

$Q_u = 1.35 * 15 + 1.5 * 1.5$

$Q_u = 22.5\ KN$

H : épaisseur totale de la dalle

U_C: Périmètre du conteur au niveau du feuillet moyen.

U, V : dimension d'impact U=V=10cm

$f_{c28} = 25\ MPa$

$\gamma_b = 1.5$

d = 0.9*h =0.9*25 = 22.5 cm

$U_C = [(U_0 + V_0) * 2] * 4 = (U + h) * 16]$

U_C = (10+25) * 16= 560 cm

$0.045*5.6*0.25* (\frac{25*10^3}{1.5}) = 1050\ KN$

$Q_u = 22.5\ KN < 1050\ KN \rightarrow C.V$

III.8.3. Détermination des sollicitations :

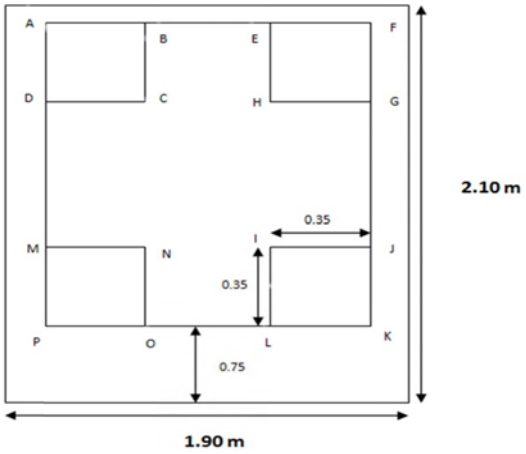


Figure.III.17. Schéma statique de la dalle d'ascenseur

III.8.4.Les moments dus aux charges concentrées :

D'après les abaques de **PIGEAUD,** on peut déterminer les moments d'une charge uniformément répartie sur un rectangle à la plaque.

Les moments au centre de la dalle sont égaux à :

$M_X = (M_1 + \nu M_2) * P$

$M_Y = (\nu M_1 + M_2) * P$

Avec ν: coefficient de poisson. **ELU:**

On a

$\boldsymbol{\nu = 0} \Longrightarrow M_X = M_1 * P$

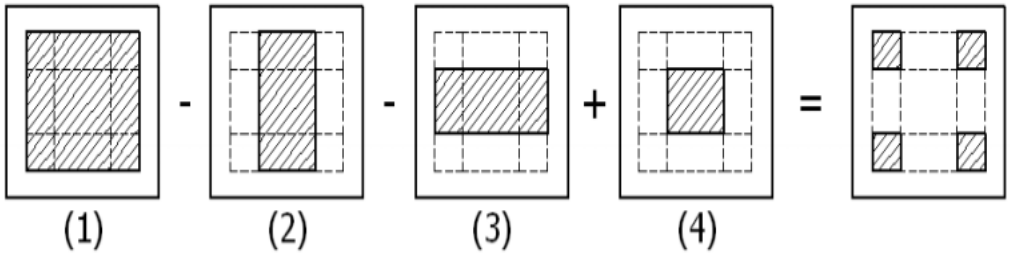
$$M_Y = M_2 * P$$

M_1 et M_2 Sont lus à partir des rapports :

$\frac{U_0}{I_x}$ et $\frac{V_0}{I_y}$ → Dans les abaques différents suivant les rapports : $\rho = \frac{I_x}{I_y}$

TableauIII.11 : Sollicitations de la dalle d'ascenseur

	U	V	U_0	V_0	$\frac{U_0}{I_x}$	$\frac{V_0}{I_y}$	$M_1 * 10^{-2}$	$M_2 * 10^{-2}$	P_u	P_s	M_{xu}	M_{yu}	M_{xs}	M_{ys}
S1	1.57	1.59	1.82	1.84	0.91	0.78	5.8	4.2	56.16	41.18	3.25	2.51	2.73	2.20
S2	1.37	1.59	1.62	1.84	0.81	0.78	6.1	4.9	49.01	35.94	2.89	2.32	2.47	2.19
S3	1.57	1.39	1.82	1.64	0.91	0.70	5.9	4.8	49.10	36.00	2.78	2.30	2.44	2.15
S4	1.37	1.39	1.62	1.64	0.81	0.70	6.5	5.1	42.84	31.42	1.89	2.18	2.36	2.01
										Somme	11.83	9.30	10.11	8.57



La valeur du moment fléchissant devient : M=M1-M2-M3+M4

Avec :

$U_0 = U + h$

$V_0 = V + h$

$\mathbf{P_u} = p_u * U * V$

$\mathbf{P_s} = p_s * U * V$

U = 1.57 m, V= 1.59 m

$I_x = 1.90$m, I_y =2.10 m

$P_u = 22.5\ KN$, $P_s = 16.5\ KN$

III.8.5.Moment due aux charges reparties :

Les charges de terrasse inaccessible :

G=6.44 KN/m^2

Q=1 KN/m^2

$P_u = 1.35 * G + 1.5\ Q = 1.35 * 6.44 + 1.5 * 1 = 10.194$ KN/ml

$P_s = G + Q = 7.44\ KN/ml$

$\frac{I_x}{I_y} = \frac{1.9}{2.10} = 0.904$

$0.4 \leq \frac{l_x}{l_y} = 0.904 \leq 1 \rightarrow dalle\ portant\ dans\ les\ deux\ direction$.

- **Méthode BAEL :**

ELU :

μ_x =0.0506

μ_y =0.6864

$M_x = \mu_x * P_u * l_x^2$

$M_x = 0.0506 * 10.194 * 2^2 = 2.06394\ KN.m$

$M_y = \mu_y * M_x$

$M_y = 1.41622\ KN.m$

ELS :

μ_x =0.0576

μ_y =0.7794

$M_x = \mu_x * P_s * l_x^2$

$M_x = 0.0576 * 7.44 * 2^2 = 1.71417\ KN.m$

$M_y = \mu_y * M_x$

$M_y = 1.33602\ KN.m$

III.8.6.Calcul de ferraillage :

- **En travée :**

ELU :

$$M_{max} = \sum M_1 + M_2$$

M_1 : Moment due à la charge concentrée .

M_2 : Moment due à la charge répartie.

$M_{max} = 11.8394 + 2.06394 = 13.90334\ KN.m$

$M_{tra} = 13.90334 * 0.8 = 11.3146\ KN.m$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b \times b \times d^2} = \frac{11.3146 \times 10^{-3}}{14.16 \times 1 \times (0.9*0.25)^2} = 0.0157$$

μ<0.392 → les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simple armatures)

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0198$

$Z = d(1-0.4\alpha) = 0.2232m$

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma s} = \frac{400}{1.15} = 348\ MPa$$

Détermination des armatures :

$$A_{ST} = \frac{Mu}{\sigma_s \times z} = \frac{11.3146 \times 10^{-3}}{0.2232 \times 348} = 1.4574\ cm^2$$

Choix

5T12→ $A = 5.65cm^2$

ELS :

$M_{max} = \sum M_1 + M_2$

M_1 : Moment due à la charge concentrée .

M_2 : Moment due à la charge répartie.

$M_{max} = 10.11 + 1.71417 = 11.82417KN.m$

$M_{tra} = 11.82417 * 0.8 = 9.459336KN.m$

$\frac{bx^2}{2} - nA_{ST} * (d - x)$=0

$\frac{100x^2}{2} - 15 * 5.65 * (22.5 - x)$=0

$50x^2 + 84.75x - 1906.875$

$x_1 = 5.3859$ cm

$x_2 = -7.080$ cm

On prend $x_1 = 5.3859$cm

Moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{2} - nA_{ST} * (d - x)^2$$

$$I = \frac{10 * 5.3859^3}{3} - 15 * 5.65 * (22.5 - 5.3859)^2$$

$I = 30030.42416\ cm^4$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{9.6215 * 10^{-3} * 5.3859 * 10^{-2}}{30030.42416 * 10^{-8}}$$

σ_{bc}=1.7256 < $\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 * f_{c28}$ =15 MPa c.v

$$\sigma_{st} = n * \frac{M_s(d-x)}{I} = \frac{15*9.6215*10^{-3}*(0.225-5.3859*10^{-2})}{30030.42416*10^{-8}}$$ =82.2482 MPa

$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$ =201.63MPa c.v

Donc le ferraillage calculé en ELU convient à l'ELS

- **En appuis :**

ELU :

$M_{max} = \sum M_1 + M_2$

M_1 : Moment due à la charge concentrée .

M_2 : Moment due à la charge répartie.

$M_{max} = 11.8394 + 2.06394 = 13.90334\ KN.m$

$M_{tra} = 13.90334 * 0.5 = 7.0716\ KN.m$

$\mu = \frac{\text{Mu}}{\sigma b \times b \times d^2} = \frac{7.0716 \times 10^{-3}}{14.16 \times 1 \times (0.9*0.25)^2} = 0.0098$

μ<0.392 → les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simple armatures)

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0124$

Z=d(1-0.4α) $= 0.2239m$

$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma s} = \frac{400}{1.15} = 348\ MPa$

Détermination des armatures :

$A_{ST} = \frac{Mu}{\sigma_s \times z} = \frac{7.0716 \times 10^{-3}}{0.2239 \times 348} = 0.9080\ cm^2$

Choix

5T12→ $A = 5.65 cm^2$

ELS :

$\mathrm{M_{max}} = \sum M_1 + M_2$

M_1 : Moment due à la charge concentrée .

M_2 : Moment due à la charge répartie.

$M_{max} = 10.11 + 1.71417 = 11.82417 KN.m$

$M_{tra} = 11.82417 * 0.5 = 6.0135 KN.m$

$\frac{bx^2}{2} - nA_{ST} * (d - x) = 0$

$\frac{100x^2}{2} - 15 * 5.65 * (22.5 - x) = 0$

$50x^2 + 84.75x - 1906.875$

$x_1 = 5.3859$ cm

$x_2 = -7.080$ cm

On prend $x_1 = 5.3859$cm

Moment d'inertie :

$I = \frac{bx^3}{2} - nA_{ST} * (d - x)^2$

$I = \frac{10 * 5.3859^3}{3} - 15 * 5.65 * (22.5 - 5.3859)^2$

$I = 30030.42416\ cm^4$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{6.0135 * 10^{-3} * 5.3859 * 10^{-2}}{30030.42416 * 10^{-8}}$$

σ_{bc}=1.0785 < $\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 * f_{c28}$ =15 MPa **C.V**

$$\sigma_{st} = n * \frac{M_s(d-x)}{I} = \frac{15*6.0135*10^{-3}*(0.225-5.3859*10^{-2})}{30030.42416*10^{-8}} = 51.4057 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$ =201.63MPa c.v

Donc le ferraillage calculé en ELU convient à l'ELS

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{2.88}{2.10} = 1.3714 \geq 0.0625$$

$$\frac{A_{ST}}{b * d} \leq \frac{4.20}{fe}$$

$$\frac{5.65 * 10^{-4}}{1 * 0.225} \leq \frac{4.20}{400}$$

0.002511≤ 0.0105 ***C.V***

$$\frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{10\, M_0}$$

1.3021≥ $\frac{0.8*M_0}{10*M_0}$

0.7747 ≥ 0.085 ***C.V***

Donc la flèche est vérifiée.

Armature de répartition :

$$A_R = \frac{A_{ST}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.3375\ cm^2$$

Choix : 5T12→ $A = 5.65 cm^2$

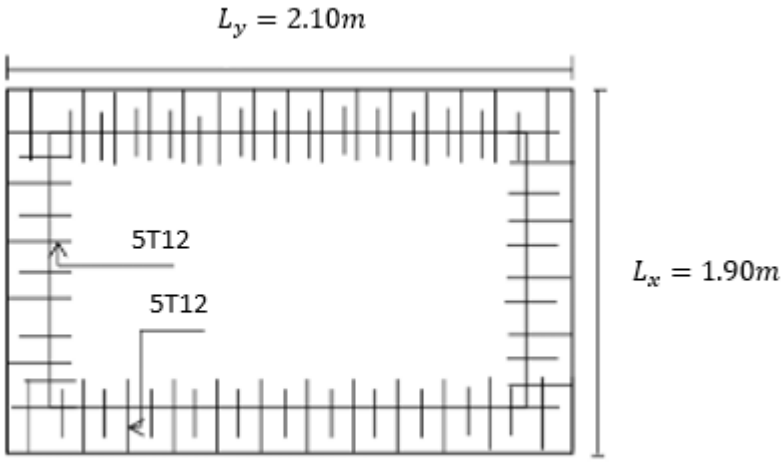


Figure.III.18 . Ferraillage supérieur de la dalle d'ascenseur.

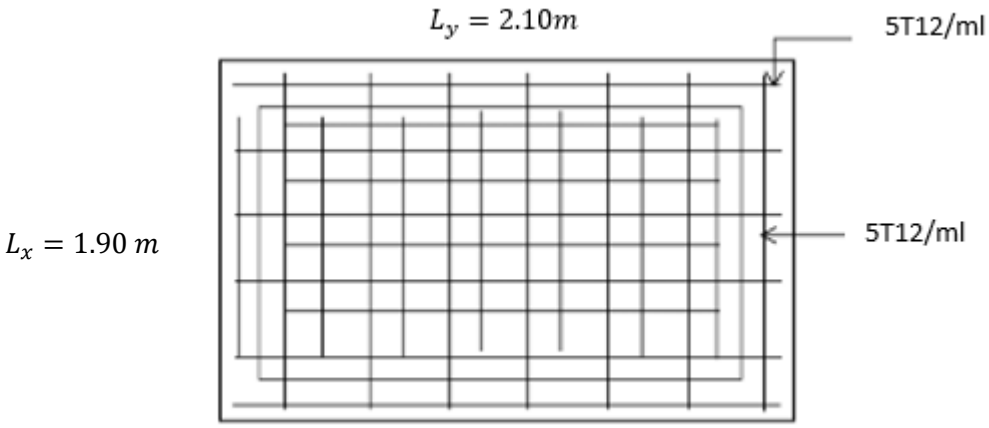


Figure.III.19. Ferraillage inférieur de la dalle d'ascenseur.

Chapitre IV :

Etude dynamique de la structure

IV.1. Introduction :

L'analyse dynamique de la structure représente une étape essentielle dans l'étude générale des ouvrages de génie civil en zone sismique (Zone IIa dans notre cas), ou éventuellement soumise à des événements accidentels (vents forts, explosion, etc.).

L'équation du mouvement d'une structure 3D en vibrations libres ne peut pas être résolue manuellement en raison de la taille du calcul. L'utilisation de programmes prédéfinis basés sur la méthode des éléments finis, par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT » combinés à une modélisation appropriée de la structure, peuvent conduire à une meilleure définition des propriétés dynamiques d'une structure donnée.

Dans cette étude, nous utiliserons SAP2000 version 14.0.0.

IV.2. Présentation du programme SAP2000 :

SAP2000 est un programme de calcul d'ouvrages de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau...) et d'ouvrages publics (ponts, tunnels...)

Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet également de vérifier des structures en béton armé ou des structures métalliques.

L'interface graphique disponible facilite grandement le processus de modélisation et d'exploitation des résultats.

IV.3. Modélisation de la structure :

La modélisation est une étape importante de l'analyse structurelle, et les résultats obtenus par l'étude du modèle choisi ne peuvent être accommodés avec les résultats de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète de manière tangible le comportement réel de la structure, donc dans ce cas. Option, nous devons choisir le modèle le plus approprié.

IV.3.1. Modélisation de rigidité :

La modélisation des composants du renfort (rigidité) s'effectue de la manière suivante :

✓ Chaque poutre et chaque poteau de la structure est conçu par un élément de type poutre linéaire (ossature) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).

✓ Poutres entre deux nœuds de même niveau (premier niveau).

✓ Partages entre deux nœuds de niveaux différents (niveau i et niveau i+1).

✓ Chaque voile est conçue par un élément de surface de type mur à quatre nœuds.

✓ La planche est conçue par un élément de surface de type planche à quatre nœuds.

✓ Nous fixons une contrainte de type diaphragme pour tous les sols qui correspond à des sols infiniment durs dans leur plan pour satisfaire l'hypothèse.

✓ Tous les nœuds à la base du bâtiment sont encastrés (6 DOF bloqués).

IV.3.2. Modélisation de masse :

✓ La masse du plancher est supposée être uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée avec l'équation (G+βQ) que la version RPA99 2003 imposait comme (β=0,2) pour un bâtiment résidentiel.

✓ La densité attribuée aux matériaux composant les colonnes et les ponts est prise égale à la densité du béton, qui est de 25 kN/m3.

✓ La masse de l'escalier est répartie au niveau des poutres du palier et des poutres du plancher qui

définissent les limites de l'escalier (pour chaque étage).

✓ La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie selon les niveaux des poutres situées sur le périmètre des étages (le plancher terrasse est uniquement destiné à l'acrotère).

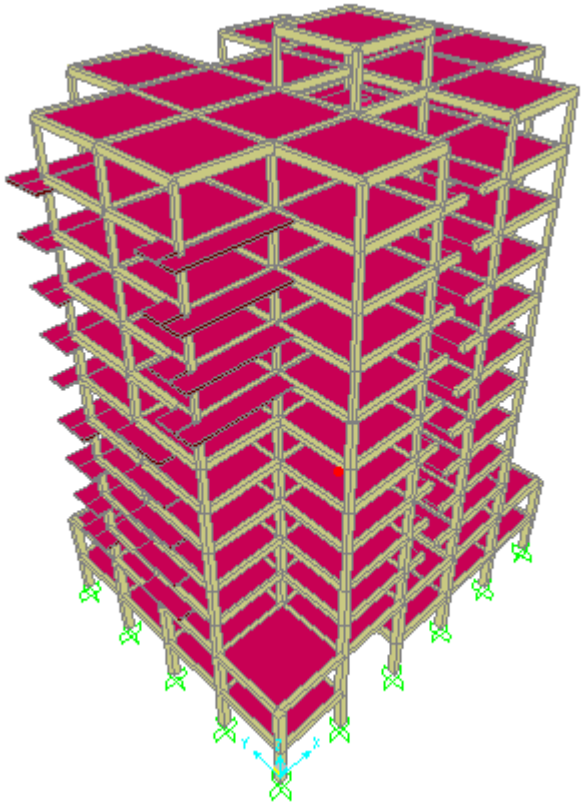


Figure.IV.1. Structure sur logiciel sap2000

IV.4.Méthodes de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et de modélisation de l'ouvrage vise à mieux prédire le comportement réel de l'ouvrage.

Les Règles Sismiques Algériennes (RPA99 édition 2003) proposent trois méthodes de calcul des contraintes.

- ❖ Méthode statique équivalente.
- ❖ Méthode d'analyse spectrale.
- ❖ Méthode d'analyse dynamique utilisant un accélérogramme.

➢ IV.4.1. Méthode statique équivalente :

IV.4.1.1.Principe :

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans le bâtiment sont remplacées par un système de forces statiques imaginaires dont les effets sont considérés comme équivalents aux effets de l'action sismique.

Le mouvement de la Terre peut s'effectuer dans n'importe quelle direction dans le plan horizontal.

On considérera des forces sismiques horizontales équivalentes appliquées successivement dans deux directions orthogonales distinctes choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

IV.4.1.2 Domaine d'application :

Selon l'article 4.1.2 de l'édition 2003 du RPA99 pour appliquer la méthode fixe équivalente, les critères suivants doivent être respectés :

a) Le bâtiment ou le terrain étudié doit répondre aux conditions de régularité du plan et de hauteurs stipulées au chapitre trois, paragraphe 3.5, avec une hauteur d'au moins 65 mètres dans les premières et deuxièmes régions et 30 mètres dans les troisièmes régions.

b) Le bâtiment ou l'îlot étudié doit être de forme irrégulière, en tenant compte des conditions complémentaires suivantes, en plus des conditions de hauteur stipulées au a) :

Zone I :
- Tous groupes

Zone II :
- Groupe d'usage 3
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m

Zone III :
- Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

IV.4.1.3 Modélisation :

Selon la section 4.2.2 du RPA99 2003 :

¬ Le modèle de bâtiment qui sera utilisé dans les deux sens de calcul est un modèle plan, et on suppose que les masses sont concentrées au centre de gravité des étages, ce qui donne un degré de liberté (translation horizontale) pour chaque niveau.

¬ La rigidité latérale des éléments porteurs du système d'ancrage est calculée à partir de sections non fissurées de structures en béton armé ou en maçonnerie.

¬ Seul le mode de vibration de base de la structure doit être pris en compte lors du calcul de la résistance sismique totale.

IV.4.1.4. Calcul de la force sismique totale par la méthode statiqueéquivalente :

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003 **,** la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales.

$$\boldsymbol{V = \frac{ADQ}{R} W}$$

Avec :

V : effort tranchant à la base

A : coefficient d'accélération de la zone

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Q : facteur de qualité

W : poids total du bâtiment

R : coefficient de comportement global de la structure

❖ **Coefficient d'accélération A :**

Donné par le tableau 4.1 du RPA 99 version 2003suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

Oran → Zone **II a**

Bâtiment à usage de commerce et d'habitation → Groupe d'usage **2**

Donc **A=0.15**

Tableau IV-1:Coefficient d'accélération du sol

Zone / Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0,40
1B	0.12	0.20	0.25	0,30
2	0.10	0.15	0.20	0,25
3	0.07	0.10	0.14	0,18

❖ **Facteur d'amplification dynamique moyen :**

En fonction de la catégorie de site, du facteur de Correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure

$$D = \begin{cases} 2.5\,\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\,\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3{,}0\ s \\ 2.5\,\eta\left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T > 3.0\ s \end{cases}$$

T :la période fondamentale de la structure

T_2:Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7) duRPA 99 version 2003.

Selon le rapport géotechnique notre site est ferme (S2) donc du tableau (4.7)

$T_1 = 0.15s$ et $T_2 = 0.40s$

η: facteur dr correction d'amortissementdonnée par la formule suivante

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, donné par le tableau (4.2) du RPA 99 version 2003 Pour notre cas on a des portiques en béton armé dense→ ξ = 7 %

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0.88 > 0.7 \quad \rightarrow \quad C.V$$

Tableau IV-2 Période du sol

Site	*S1*	*S2*	*S3*	*S4*
T1	*0.15*	*0.15*	*0.15*	*0.15*
T2	*0.3*	*0.4*	*0.5*	*0.7*

❖ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

$$T = \min\left\{ \begin{matrix} C_T h_n^{\frac{3}{4}} \\ 0.09 * \frac{h_n}{\sqrt{D}} \end{matrix} \right\}$$

h_n: hauteur mesurée à partir de la base de la structure

$h_n = 38.65m$

C_t:Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4,6) du RPA 99 version 2003 Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie → $C_T = 0.05$

D : dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction du calcul considéré

Suivant X : D=25.50m

$T_x = min(0.05 * 38.65^{\frac{3}{4}}; 0.09 * \frac{38.65}{\sqrt{25.5}})$

$T_x = min(0.775; 0.689)s$

$T_x = 0.689\ s$

On a $T_2 \leq T \leq 3\ s$ Donc :

$$D_x = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 * 0.88 * \left(\frac{0.4}{0.689}\right)^{\frac{2}{3}}$$
$$D_x = 1.53$$

Suivant Y : D=20.30m

$$T_y = min(0.05 * 38.65^{\frac{3}{4}}; 0.09 * \frac{38.65}{\sqrt{20.30}})$$
$$T_y = min(0.775; 0.772)s$$
$$T_y = 0.772\ s$$

On a $T_2 \leq T \leq 3\ s$ Donc :

$$D_y = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 * 0.88 * \left(\frac{0.4}{0.772}\right)^{\frac{2}{3}}$$
$$D_y = 1.42$$

T =max ($T_x;\ T_y$**)** $= 0.772$ s

D'après RPA99 V 2003, les valeurs de T calculées ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

Tx = 1.3×0.689 = 0.895 s
Ty = 1.3×0,772 = 1 s

$$D_x = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 * 0.88 * \left(\frac{0.4}{0.895}\right)^{\frac{2}{3}}$$
$$D_x = 1.28$$
$$D_y = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 * 0.88 * \left(\frac{0.4}{1}\right)^{\frac{2}{3}}$$
$$D_y = 1.19$$

- **Facteur de qualité Q**:

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent

- la régularité en plan et en élévation

- la qualité de contrôle de la construction

La valeur de Q déterminée par la formule : Q=1+$\Sigma_1^6\ p_q$

p_q:Pénalité à retenir tous dépendent d'observation ou non du critère « q » selon le tableau (4.4) du RPA 99 version 2003.

- **Conditions minimales sur les files de contreventement :**

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est < 1,5.

Tableau IV-3: Conditions minimales sur les files de contreventement

Sens x	Sens y
$\frac{5.10}{5} = 1.02$ $\frac{5}{5.10} = 0.98$	$\frac{5}{5} = 1$
$p_q = 0$	$p_q = 0.05$

Redondance en plan :

Conformément au RPA99, chaque étage devra comporter, en plan, un minimum de quatre (04) rangées de portiques et/ou voiles dans le sens des efforts latéraux appliqués. Ces lignes de support doivent être disposées aussi symétriquement que possible afin que le rapport d'espacement maximum et minimum ne dépasse pas 1,5.

Sens x :

L max =5.10

L min= 5 m

$\rightarrow \frac{5.10}{5} = 1.02 < 1.5$

-critère observé Pq = 0

Sens y :

L max =L min= 5 m

$\rightarrow \frac{5}{5} = 1 < 1.5$

- critère observé Pq = 0

Régularité en plan :

D'après le RPA99 :

¬ Le bâtiment doit avoir une configuration sensiblement symétrique par rapport à deux directions perpendiculaires à la répartition des raideurs et à la répartition des masses.

¬ A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des blocs et le centre de rigidité n'excède pas 15% des dimensions du bâtiment mesurées perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

¬ Les planchers doivent avoir une rigidité suffisante par rapport aux supports verticaux pour qu'ils soient considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce contexte, la superficie totale des ouvertures au sol doit rester inférieure à 15% de la surface au sol.

La forme du bâtiment doit être compacte pour que le rapport longueur/largeur du sol soit inférieur ou égal à 4.

$$\frac{25.20}{20} = 1.26 \leq 4$$

Sens x :

$$\rightarrow \frac{5.10 + 5}{25.20} = 0.4 > 0.25$$

La condition est n'est pas vérifié Pq = 0.05

Sens y :

$$\rightarrow \frac{5 + 5}{20} = 0.5 > 0.25$$

La condition est n'est pas vérifié Pq = 0.05

Régularité en élévation : D'après le RPA99 :

¬ Le système d'étaiement ne comprend pas d'éléments porteurs verticaux intermittents dont la charge n'est pas transmise directement à la fondation.

¬ La masse des différents niveaux ne cesse de diminuer progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.

¬ La différence des dimensions du plan de construction entre deux niveaux successifs n'excède pas 20 %.

¬ La plus grande dimension latérale du bâtiment ne doit pas dépasser 1,5 fois sa plus petite dimension.

Les critères sont observés Pq = 0

Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés Donc :

Pq = 0.05

Contrôle de la qualité de l'exécution :

Cette tâche doit comprendre notamment la supervision des essais effectués sur les matériaux

On considère que ce critère est observé.

Pq = 0.00

Tableau IV-4:Contrôle de la qualité de l'exécution

Critère	Observation	p_{qx}	Observation	p_{qy}
Conditions minimales sur les sites de contreventement	Oui	0.00	Oui	0.00
Redondance en plan	Oui	0.00	Oui	0.00
Régularité en plan	Non	0.05	Oui	0.05
Régularité en élévation	Oui	0.00	Oui	0.00
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité l'exécution	Oui	0.00	Oui	0.00

$$Q_x = Q_y = 1 + 0.1 = 1.1$$

❖ **Coefficient de comportement R :**

Donné par le tableau (4.3) du RPA 99 version 2003 en fonction du système de contreventement de la structure.

Pour notre structure on choisi le système « mixte portiques/voiles avec interaction » et une hauteur totale de la structure **h=38.65 m** donc **R=5**

❖ **Poids total de la structure W :**

Selon les RPA il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction des charges d'exploitations.

$W_T = \sum_{i=1}^{n} W_i$

W_i Étant donné par : $W_{Gi} + \beta\, W_{Qi}$

Avec :

W_{Gi} : poids des charges permanentes

W_{Qi} : Poids des charges d'exploitation

β: Coefficient de pondération

Du tableau (4.5) du RPA 99 V2003 $\beta = 0.2$ (bâtiment à usage d'habitation).

IV.4.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

IV.4.2.1. Disposition des voiles :

La disposition des voiles doit répondre aux conditions suivantes :

• La disposition des voiles doit être symétrique pour minimiser l'excentricité et éviter les forces de torsion dans la coque.

• La masse effective totale atteint 90% de la masse totale de la structure dans les deux sens.

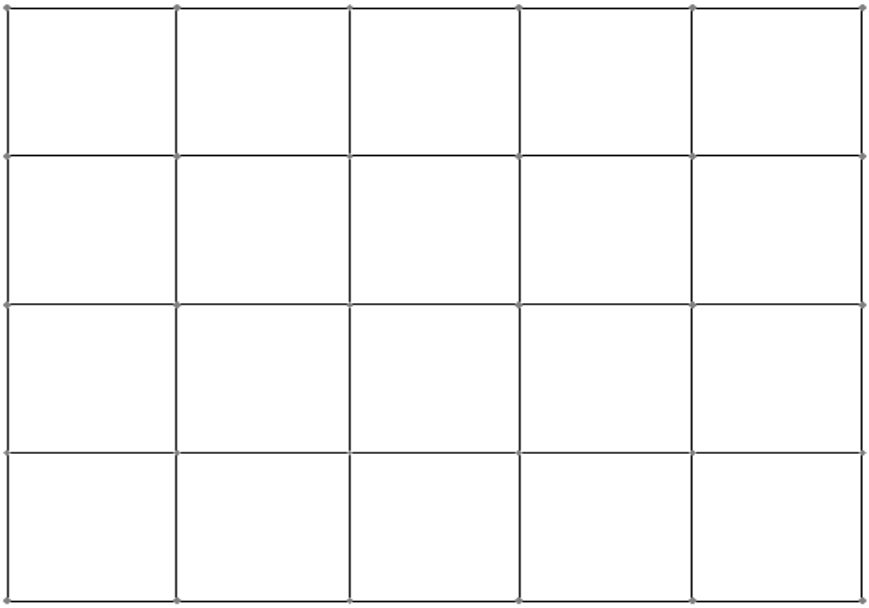
• Le nombre de voiles placées dans la coque doit assurer une bonne rigidité et rester dans la fourchette économique.

• L'aménagement doit être conforme à la réglementation sismique algérienne RPA99, version 2003.

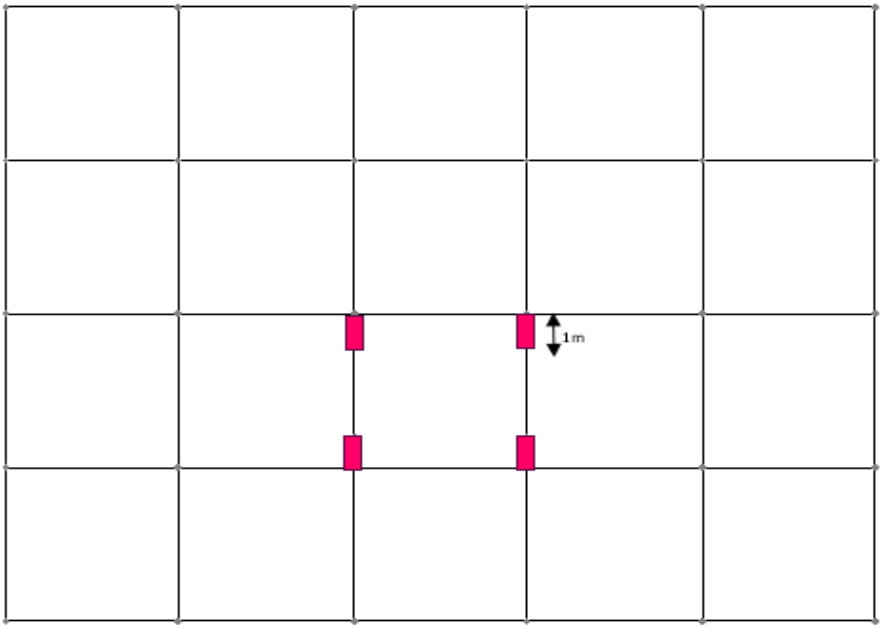
Selon RPA99 V2003, la valeur T calculée ne doit pas dépasser 30 % de celle estimée à partir de formules empiriques.

La période de structure déterminée après modélisation sur le logiciel de calcul SAP2000 est T=1,20 s, et cette période doit être inférieure ou égale à T=0,9 s. Il faut réduire ce délai, il faut donc renforcer la structure en installant des voiles tout en respectant les conditions évoquées ci-dessus.

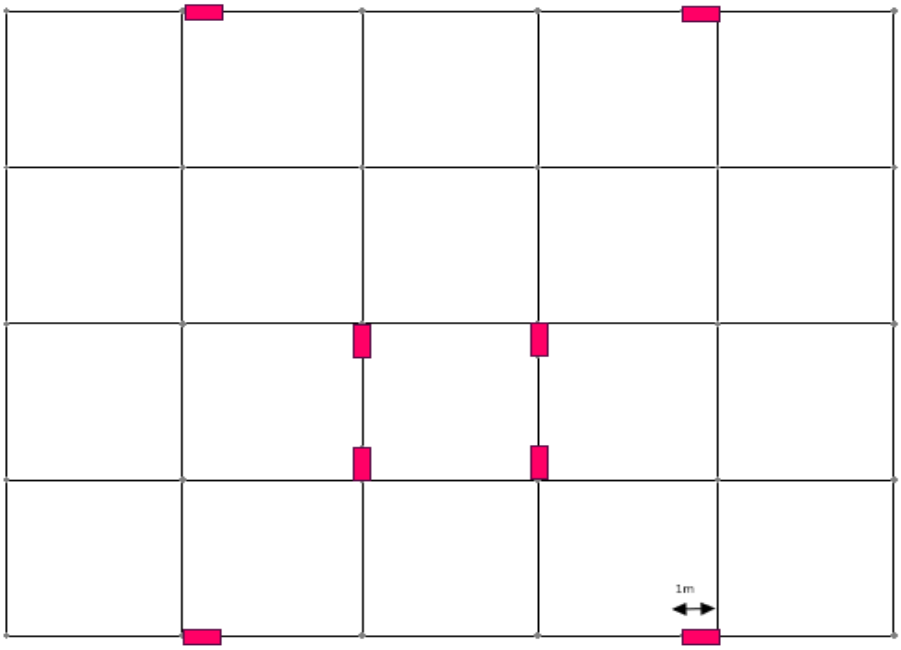
.



Variant 1 sans les voiles : T=0.99



Variant 2 : T=0.95



Variant 3 : T=0.81

Tableau IV.5: périodes et masses modales de la structure.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,813509	0,88422	8,713E-07	3,662E-08	0,88422	8,713E-07
MODAL	Mode	2	0,76731	4,524E-07	0,86898	9,809E-08	0,88422	0,86898
MODAL	Mode	3	0,723953	0,000001829	0,00379	1,281E-08	0,88422	0,87278
MODAL	Mode	4	0,332272	0,07498	0,000002266	8,312E-08	0,9592	0,87278
MODAL	Mode	5	0,313739	0,000001271	0,07342	0,00001529	0,9592	0,9462
MODAL	Mode	6	0,302875	0,0000107	0,00027	0,000000763	0,95922	0,94648
MODAL	Mode	7	0,244689	0,00003026	0,0000003	4,915E-08	0,95925	0,94648
MODAL	Mode	8	0,234147	6,866E-08	0,00006689	0,000001658	0,95925	0,94654
MODAL	Mode	9	0,224693	3,428E-07	0,000004433	1,265E-08	0,95925	0,94655
MODAL	Mode	10	0,208679	0,00096	5,074E-08	0,000004793	0,96021	0,94655
MODAL	Mode	11	0,15821	3,198E-07	0,00000045	0,35303	0,96021	0,94655
MODAL	Mode	12	0,155241	4,655E-07	0,000000151	0,16248	0,96021	0,94655

La participation massique dépasse le seuil des 90 % à partir de :

Mode 4 : SumUX=0.9592%>90%

Mode 5 : SumUY=0.9462%>90%

D'après les résultats de tableau (IV.5) on constate que :

-La période dynamique $\boldsymbol{T_{dyn}} = 0.813$ s , par contre $\mathbf{1.3}\,\boldsymbol{T_e} = 1$ s

Donc la condition de RPA 99 version 2003 est vérifiée $\mathbf{1.3}\boldsymbol{T_e} > \boldsymbol{T_{dyn}}$

-Le premier mode de vibration est une translation suivante l'axe (xx').
-Le 2eme est une translation suivante l'axe (yy').
-Et le 3eme mode de torsions.

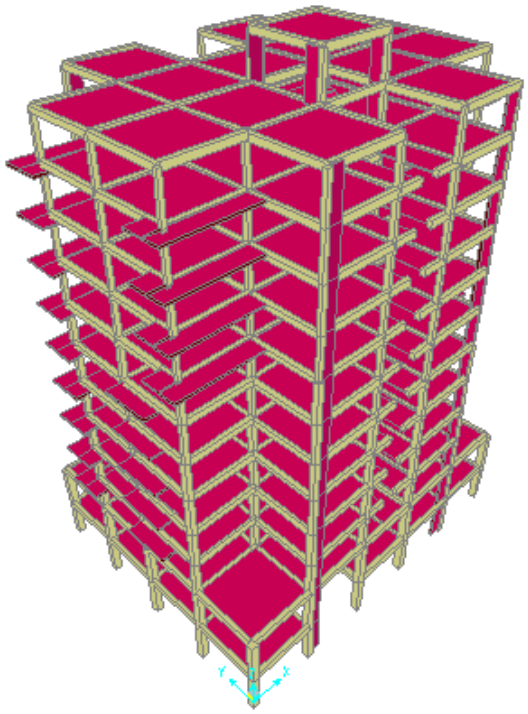


Figure IV.2. structure contreventée modélisée sur logiciel sap2000

IV.4.2.2. Poids de la structure W :

Concernant le poids des différents niveaux de la structure, le tableau suivant résume le poids de chaque étage obtenus du logiciel SAP 2000 :

Tableau IV.6. Valeurs du poids de chaque niveau du bâtiment

Niveau	Poids (KN)	Niveau	Poids (KN)
SS	5322,576	**Etage 6**	3491,521
RDC	3736,661	**Etage 7**	3477,871
Etage 1	3497,102	**Etage 8**	3340,271
Etage 2	3497,102	**Etage 9**	3340,271
Etage 3	3497,102	**Etage 10**	2943,45
Etage 4	3497,102	**Buanderie**	387,55
Etage 5	3497,858		

$$W_T = 43232.437 \quad KN$$

Donc **l'effort tranchant statique à la base** :

$$V_X = \frac{A\,D_X\,D_X}{R} W_T = \frac{0.15*1.53*1.10}{5} * 43232.437 = 2182.81 \text{ KN}$$

$$V_Y = \frac{A\,D_Y\,D_Y}{R} W_T = \frac{0.15*1.42*1.10}{5} * 43232.437 = 2025.87 \text{ KN}$$

IV.4.2.3. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :

a. Centre de torsion :

Les coordonnées du centre de torsion sont déterminées par les formules suivantes :

$$X_t = \frac{\sum(l_{xi} * x_i)}{\sum l_{xi}}$$

$$Y_t = \frac{\sum(l_{yi} * y_i)}{\sum l_{yi}}$$

Avec :

X_t:L'abscisse du centre de torsion.
Y_t: L'ordonnée du centre de torsion.
l_{xi}:Moment d'inertie par rapport à l'axe (OX).
l_{yi}:Moment d'inertie par rapport à l'axe (OY).
x_i:L'abscisse du centre de gravité de l'élément.
y_i:L'ordonnée du centre de gravité de l'élément.

- ✓ **Pour les poteaux :**

$$\begin{cases} I_{xi} = \dfrac{a * b^3}{12} \\ I_{yi} = \dfrac{b * a^3}{12} \end{cases} \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots (A)$$

On a a = b donc $\mathbf{I = \frac{a^4}{12}}$

- ✓ **Pour les voiles :**

$$\begin{cases} I_{xi} = \dfrac{L * e^3}{12} \\ I_{yi} = \dfrac{e * L^3}{12} \end{cases} \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots (B)$$

Tableau IV.7. Centre de torsion de chaque niveau de la structure.

Niveau	$X_t(m)$	$Y_t(m)$
SS	12,002561	10,865464
RDC	12,002561	10,86564
Etage 1	11,972543	9,365425
Etage 2	11,972543	9,365425
Etage 3	11,302515	9,221466
Etage 4	11,302514	9,221466
Etage 5	11,172586	8,965414
Etage 6	11,172586	8,965414
Etage 7	11,053235	8,475686
Etage 8	11,053235	8,475686
Etage 9	11,053235	8,475686
Etage 10	11,053235	8,475686
Buanderie	11,053235	8,475686

b. Centre de masse :

$$X_m = \frac{\sum(W_i * x_i)}{\sum W_i}$$

$$Y_m = \frac{\sum(W_i * y_i)}{\sum W_i}$$

Les centres de masse de chaque niveau sont donnés par le logiciel SAP2000 comme suit :

Tableau IV.8. Centre de masse de chaque niveau de la structure

Niveau	$X_m(m)$	$Y_m((m)$
SS	13.026365	10.206588
RDC	12.963544	10.182336
Etage 1	12.558982	10.102654
Etage 2	12.557957	10.102555
Etage 3	12.55756	10.102236
Etage 4	12.546556	10.089652
Etage 5	12.543622	10.089025
Etage 6	12.542588	10.086352
Etage 7	12.505472	10.075522
Etage 8	12.505472	10.056561
Etage 9	12.505472	10.036441
Etage 10	12.668444	9.899636
Buanderie	12.600000	9.536512

IV.4.2.4. Spectre de réponse de calcul :

consiste à déterminer la charge sismique par le spectre de réponse. Toute structure peut être comparée à un oscillateur multiple, et la réponse de la structure à l'accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation normale (ω).

Ainsi, pour des accélérogrammes donnés, si l'on évalue les réponses maximales en fonction du cycle (T), on obtiendra plusieurs points sur le graphique appelé spectre de réponse qui permet de faire une lecture directe des déplacements maximaux de la structure.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant fourni par RPA 99 version 2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\frac{Q}{R} & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T > 3.0\ s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur =10m/s ²

A : coefficient d'accélération de zone,

η : facteur de correction d'amortissement,

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement

T_1 , T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site,

Q : Facteur de qualité.

➢ **Représentation graphique du spectre :**

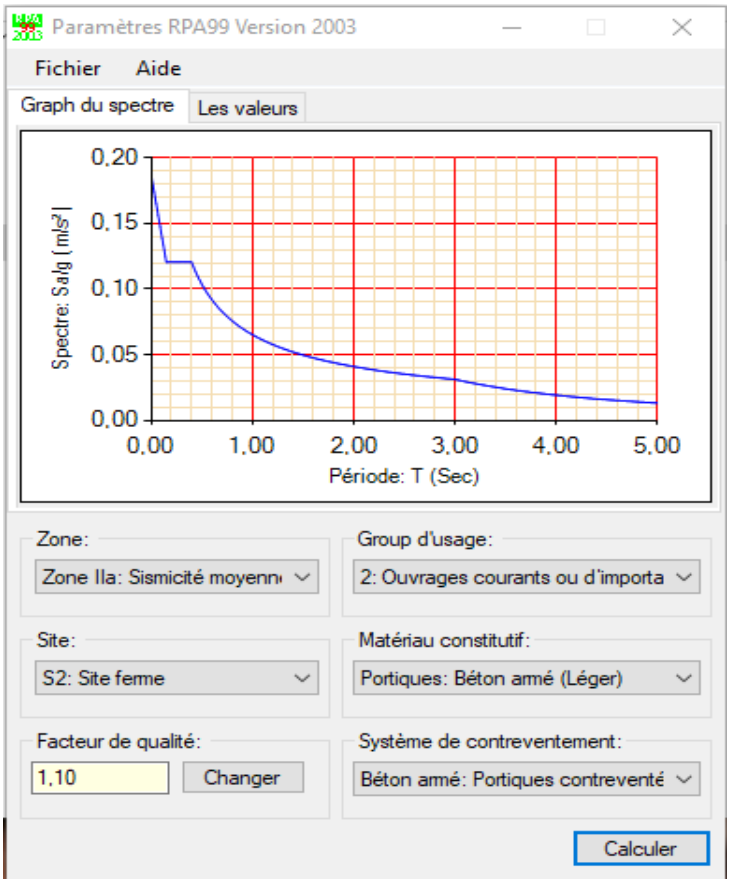


Figure. IV.3. Spectre de réponse R=5

IV.4.2.5. Distribution de la résultante de la force sismique selon lahauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:(art 4.2.5RPA99)

$$V = F_t + \sum_{i=1}^{N} F_i$$

F_t: Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$F_t = 0.07\ T.V$ Si $T > 0.7\ s$
$F_t = 0$ Si $T \leq 0.7$ s
Donc :

$F_{tx} = 0\ (T = 0.689\ s\ < 0.7\ s)$

$F_{ty} = 0.07 * 0.772 * 2025.87$

$F_{ty} = 109.478\ KN$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante

$$F_i = \frac{(V - F_t)Wh_i}{\sum_{j=1}^{N} W_j h_j}$$

Les résultats des forces sismiques et les efforts tranchants à la base de chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant donnés en utilisant le programme MSE :

Tableau IV.9. Valeurs des forces sismiques et des efforts tranchants des différents niveaux pour R=5

Niveau	Force F_x (KN)	Effort Tranchant sens X	Force F_y (KN)	Effort Tranchant sens Y
SS	26,062	2797,503	16 ,156	1484,938
RDC	62,595	2146,364	83,669	1393,587
Etage 1	69,263	1948,401	111,612	1358,495
Etage 2	73,030	1923,236	160,861	1236,965
Etage 3	106,643	1736,952	161,097	1208,557
Etage 4	141,72	1695,362	163,589	1003,245
Etage 5	151,019	1001,245	180,986	974,83
Etage 6	178,691	624,251	186,598	926,963
Etage 7	291,122	465,389	260,472	565,448
Etage 8	293,558	363,147	270,737	506,745
Etage 9	367,256	326,481	325,296	270,685
Etage 10	414,729	238,327	343,213	158,665
Buanderie	23,581	23,581	18,658	18,658

IV.4.2.6. Vérification du coefficient de comportement R :

On doit vérifier la condition du RPA

Du SAP2000 :

$$\frac{V_{voiles}}{V_{global}} \leq 75\%$$

V_{global} = l'effort tranchant de la structure globale

V_{voiles} = l'effort tranchant des voiles

$V_x = \sqrt{F_{xx}^2 + F_{xy}^2} = \sqrt{1308{,}324^2 + 440^2}$ =1390,33

$V_y = \sqrt{F_{xy}^2 + F_{yy}^2} = \sqrt{440^2 + 1334.685^2}$=1405.341

$V_{x\,voiles}$ =1002,392

$V_{yvoiles}$ =936,409

$\frac{1002.392+1016.409}{1390.33+1405.341} = 0.722 \leq 0.75$ **C.V**

Suivant x :

$\frac{1002.392}{1390.33} = 0.72 \leq 0.75$ **C.V**

Suivant y :

$$\frac{1016.409}{1405.341} = 0.723 \leq 0.75 \ \mathbf{C.V}$$

IV.4.2.7. Résultante des forces sismiques de calcul :

Selon RPA 99 V2003 (article 4.3.6, p. 54), les forces sismiques résultantes à la base V obtenues par l'ensemble des valeurs typiques ne doivent pas être inférieures à 80 % des forces sismiques résultantes déterminées par la méthode équivalente constante V pour la valeur de la période de base donnée par la formule empirique appropriée. Le tableau suivant représente les résultats obtenus après l'analyse.

Tableau IV.10. Valeurs des efforts tranchants à la base statiques et dynamiques

Statique		**Dynamique**	
V_X**(KN)**	V_y**(KN)**	V_X**(KN)**	V_y**(KN)**
2502,933	2502,933	2667,911	2728,259

$0.8(V_X + V_y)_{statique}$= 4004.69 KN

$(V_X + V_y)_{dynamique}$= 5396.17 KN

D'après les résultats précédents on remarque que la condition est vérifiée

IV.4.3. Vérification des déplacements :

D'après RPA99 V 2003, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de sa hauteur.

$$\boldsymbol{\delta_k = \delta_{ek} * R}$$

$\boldsymbol{\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}}$

Avec :

$\boldsymbol{\Delta_k}$: Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1)

$\boldsymbol{\delta_k}$: Déplacement du niveau (K) par rapport au sol.

$\boldsymbol{\delta_{ek}}$: Déplacement horizontal maximal dû aux forces sismiques au niveau (K) dans les deux sens (x, y) (obtenus par logiciel Sap2000).

Tableau IV.11. Vérification du déplacement dans le sens X

Niveau	Hauteur	$\boldsymbol{\delta_{ck/x}}$	$\boldsymbol{\delta_{k.x}}$	$\boldsymbol{\delta_{k-1}}$	$\Delta_{k.x}$	$(\boldsymbol{\Delta_k/h_k})\leq 1\%$	observation
SS	3.00	0.01	0.05	0	0.05	0.017	C.V
RDC	3.60	0,029	0.145	0.05	0.095	0.026	C.V
Etage 1	2.88	0,06	0.3	0.145	0.155	0.054	C.V
Etage 2	2.88	0,11	0.55	0.3	0.25	0.087	C.V
Etage 3	2.88	0,15	0.75	0.55	0.2	0.069	C.V
Etage 4	2.88	0.21	1.05	0.75	0.3	0.1	C.V
Etage 5	2.88	0.27	1.35	1.05	0.3	0.1	C.V
Etage 6	2.88	0.33	1.65	1.35	0.3	0.1	C.V
Etage 7	2.88	0.39	1.95	1.65	0.3	0.1	C.V

Etage 8	2.88	0.44	2.2	1.95	0.25	0.087	C.V
Etage 9	2.88	0.5	2.5	2.2	0.3	0.1	C.V
Etage 10	2.88	0.55	2.75	2.5	0.25	0.087	C.V
Buanderie	3.25	0.62	3.1	2.75	0.35	0.1	C.V

Tableau IV.12 :Vérification du déplacement dans le sens Y

Niveau	Hauteur	$\delta_{ck/y}$	$\delta_{k.y}$	δ_{k-1}	$\Delta_{k.y}$	$(\Delta_k/h_k)\leq 1\%$	observation
SS	3.00	0.09	0.45	0	0.45	0.15	C.V
RDC	3.60	0,25	1.25	0.45	0.8	0.22	C.V
Etage 1	2.88	0,55	2.75	1.25	1.5	0.52	C.V
Etage 2	2.88	0,66	3.3	2.75	0.55	0.19	C.V
Etage 3	2.88	0,87	4.35	3.3	1.05	0.36	C.V
Etage 4	2.88	1.09	5.45	4.35	1.1	0.38	C.V
Etage 5	2.88	1.3	6.5	5.45	1.05	0.36	C.V
Etage 6	2.88	1.5	7.5	6.5	1	0.34	C.V
Etage 7	2.88	1.68	8.4	7.5	0.9	0.31	C.V
Etage 8	2.88	1.83	9.15	8.4	0.75	0.26	C.V
Etage 9	2.88	1.96	9.8	9.15	0.62	0.22	C.V
Etage 10	2.88	2.04	10.2	9.8	0.4	0.13	C.V
Buanderie	3.25	2.32	11.6	10.2	1.4	0.43	C.V

IV.4.4. Justification vis-à-vis l'équilibre d'ensemble :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

$\mathbf{M_s}$: Moment stabilisant provoqué par les charges verticales $\mathbf{M_s} = \sum \mathbf{W_i} * \mathbf{X_i}$

$\mathbf{W_i}$: Poids de l'étage « i »

$\mathbf{X_i}$: Coordonnée du centre de masse de l'étage « i »

$\mathbf{M_r}$: Moment de renversement provoqué par les charges horizontales $\mathbf{M_r} = \sum \mathbf{F_i} * \mathbf{h_i}$

$\mathbf{F_i}$: Force sismique du niveau i

$\mathbf{h_i}$: Hauteur du niveau i

Tableau IV.13. Valeur de M_s et M_r suivant X.

Niveau	W_i	X_i	$W_i * X_i$	F_{xi}	h_i	$F_i * h_i$
SS	5322,576	13.026365	69333.82	26,062	3	87.186
RDC	3736,661	12.963544	48440.37	62,595	6.6	413.127
Etage 1	3497,102	12.558982	43920.04	69,263	9.48	656.61
Etage 2	3497,102	12.557957	43916.46	73,030	12.36	902.65
Etage 3	3497,102	12.55756	43915.06	106,643	15.24	1625.24
Etage 4	3497,102	12.546556	43875.59	141,72	18.12	2567.97
Etage 5	3497,858	12.543622	43875.80	151,019	21	3171.40
Etage 6	3491,521	12.542588	43792.71	178,691	23.88	4267.14
Etage 7	3477,871	12.505472	43492.42	291,122	26.76	7790.42
Etage 8	3340,271	12.505472	41771.67	293,558	29.64	8701.10
Etage 9	3340,271	12.505472	41771.67	367,256	32.52	11943.17

Etage 10	2943,45	12.668444	37288.93	414,729	35.4	14681.14
Buanderie	387,55	12.600000	4883.13	23,581	38.65	911.41
Somme			550277.67			57718.65

$$\frac{550277.67}{57718.65} = \mathbf{9.53 > 1.5} \qquad \boldsymbol{C.V}$$

Tableau IV.14. Valeur de M_s et M_r suivant Y.

Niveau	$\boldsymbol{W_i}$	$\boldsymbol{Y_i}$ (m)	$\boldsymbol{W_i * Y_i}$	$\boldsymbol{F_{yi}}$	$\boldsymbol{h_i(m)}$	$\boldsymbol{F_i * h_i}$
SS	5322,576	10.206588	54325.34	16 ,156	3	48.468
RDC	3736,661	10.182336	38047.93	83,669	6.6	552.215
Etage 1	3497,102	10.102654	35330.01	111,612	9.48	1058.08
Etage 2	3497,102	10.102555	35329.67	160,861	12.36	1988.24
Etage 3	3497,102	10.102236	35328.55	161,097	15.24	2455.12
Etage 4	3497,102	10.089652	35284.54	163,589	18.12	2964.23
Etage 5	3497,858	10.089025	35289.97	180,986	21	3800.71
Etage 6	3491,521	10.086352	35216.71	186,598	23.88	4455.96
Etage 7	3477,871	10.075522	35041.37	260,472	26.76	6970.23
Etage 8	3340,271	10.056561	33591.64	270,737	29.64	8024.64
Etage 9	3340,271	10.036441	33524.43	325,296	32.52	10578.63
Etage 10	2943,45	9.899636	29139.08	343,213	35.4	12149.74
Buanderie	387,55	9.536512	3695.88	18,658	38.65	721.13
Somme			439145.12			55767.39

$$\frac{439145.12}{55767.39} = \mathbf{7.87 > 1.5} \qquad \boldsymbol{C.V}$$

Chapitre V :

Etude des éléments structuraux

V.1 .Introduction :

Notre bâtiment est un assemblage tridimensionnel de poteaux, poutres et voiles. Ils sont reliés rigidement et capables d'absorber toutes les forces verticales et horizontales. Pour pouvoir prendre en charge les éléments structurels, nous avons utilisé l'outil informatique via le programme d'analyse structurelle SAP2000, qui permet de définir différentes structures mathématiques.

- ✓ Les poutres seront calculés selon la méthode de flexion simple.
- ✓ Les poteaux seront calculés en utilisant la méthode de flexion composée.

V.2. les poteaux :

Le poteau est un élément de support soumis à une force de compression, une force de cisaillement et des moments de flexion normaux à sa tête et à sa base.
Par conséquent, il est soumis à une flexion composée et sera renforcée en fonction de cette contrainte.

V.2.1 Combinaison des charges :

On peut distinguer deux types de combinaisons : les combinaisons de base mentionnées dans BAEL91, et les autres sont des combinaisons accessoires mentionnées dans RPA99, édition 2003.

V.2.1.1 Combinaisons fondamentales :

ELU :1,35G+1,5Q
ELS : G+Q

V.2.1.2 Combinaisons accidentelles :

G+Q±E
0,8G±E

V.2.2 Vérification spécifique sous sollicitation normales :

Et pour limiter les risques de rupture fragile sous les sollicitations sismiques. Il faut faire une vérification requise par les normes RPA 99 version 2003 :

$$v=\frac{N}{B^2 f_{c28}}<0.3$$

Avec :

N: Effort normal de calcul
Bc: section brute du poteau

Tableau V-1:Vérification spécifique sous sollicitation normales.

Niveau	N (KN)	B (cm^2)	v	Observation
SS	2232.20	50*50	0.35	**C.N.V**
RDC	2178.72	50*50	0.34	**C.N.V**
Etage 1	1864.63	45*45	0.36	**C.N.V**
Etage 2	1836.36	45*45	0.36	**C.N.V**
Etage 3	1384.73	40*40	0.34	**C.N.V**
Etage 4	1355.84	40*40	0.33	**C.N.V**
Etage 5	989.36	35*35	0.32	**C.NV**
Etage 7	587.32	30*30	0.26	**C.V**
Etage 8	302.82	30*30	0.13	**C.V**

Etage 9	210.7	30*30	0.09	**C.V**
Etage 10	182.7	30*30	0.08	**C.V**

Le
tableau suivant résume les processus de vérification et donne les nouvelles sections pour les fonctions avec différents niveaux de statut à vérifier.
Après vérification nous avons modifié les dimensions des poteaux, et le tableau ci-dessous résume les nouvelles dimensions :

Tableau V-2:Vérification spécifique sous sollicitation normales.

Niveau	N (KN)	B (cm^2)	ν	Observation
SS	2232.20	55*55	0.29	**C.V**
RDC	2178.72	55*55	0.28	**C.V**
Etage 1	1864.63	50*50	0.29	**C.V**
Etage 2	1836.36	50*50	0.29	**C.V**
Etage 3	1384.73	45*45	0.27	**C.V**
Etage 4	1355.84	45*45	0.26	**C.V**
Etage 5	989.36	40*40	0.24	**C.V**
Etage 6	806.6	40*40	0.20	**C.V**
Etage 7	587.32	35*35	0.19	**C.V**
Etage 8	302.82	35*35	0.1	**C.V**
Etage 9	210.7	30*30	0.09	**C.V**
Etage 10	182.7	30*30	0.08	**C.V**

V.2.3 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inferieur ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u \leq \tau_{bu}$$

Avec : $\tau_u = \frac{Vu}{b.d}$

Et selon **RPA99V2003** :

$$\tau_{bu} = \rho_d \times fc_{28}$$

Avec :
ρ_d =0,075 si $\lambda g \geq 5$
ρ_d=0,04 si $\lambda g < 5$
Et $\lambda g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ou } \frac{l_f}{b}\right)$
λg : L'élancement géométrique du poteau.
l_f:Longueur de flambement du poteau.

Tableau V-3:Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

Niveau	Section	V (KN)	τ_u (MPa)	λg	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	Observation
SS	55*55	18.343	0.067	3.82	0.04	1	**C.V**
RDC	55*55	23.873	0.088	4.58	0.04	1	**C.V**
Etage 1	50*50	27.994	0.121	4.03	0.04	1	**C.V**
Etage 2	50*50	35.473	0.154	4.03	0.04	1	**C.V**
tage 3	45*45	37.16	0.206	4.44	0.04	1	**C.V**
Etage 4	45*45	38.396	0.213	4.44	0.04	1	**C.V**
Etage 5	40*40	42.368	0.282	5.04	0.075	1.875	**C.V**
Etage 6	40*40	45.393	0.302	5.04	0.075	1.875	**C.V**
Etage 7	35*35	51.369	0.466	5.71	0.075	1.875	**C.V**
Etage 8	35*35	52.892	0.480	5.71	0.075	1.875	**C.V**
Etage 9	30*30	22.368	0.279	6.72	0.075	1.875	**C.V**
Etage 10	30*30	20.654	0.258	6.72	0.075	1.875	**C.V**

Tableau V-4: les sollicitations des poteaux (Nmax ,Mcorr).

Niveau	Section	ELU		G+Q± E (X,Y)		0,8G± E (X,)	
		Nmax	Mcorr	Nmax	Mcorr	Nmax	Mcorr
SS	55*55	2397.20	7.8925	1715.23	9.3678	1315.51	3.175
RDC	55*55	2378.72	14.6734	1706.71	19.3496	1286.35	4.6568
Etage 1	50*50	2103.63	15.6664	1678.98	13.1956	1152.13	7.8993
Etage 2	50*50	1936.36	12.3658	1103.65	14.2022	979.92	8.4633
Etage 3	45*45	1384.73	17.3691	1001.94	16.2192	803.72	6.7152
Etage 4	45*45	1355.84	19.4351	974.72	24.6250	775.63	4.4809
Etage 5	40*40	989.36	17.6882	790.3	17.2924	629.99	3.8018
Etage 6	40*40	806.6	20.6109	624.93	25.1055	447.45	10.1529
Etage 7	35*35	587.32	20.861	422.69	17.1514	426.15	8.2704
Etage 8	35*35	302.82	14.1801	205.34	20.2632	269.69	6.0767
Etage 9	30*30	210.7	11.8474	101.92	6.0897	129.48	3.8328
Etage 10	30*30	171.09	98624	83.54	4.9921	97.12	2.0021

Tableau V-5: les sollicitations des poteaux (Ncorr,Mmax)

Niveau	Section	ELU		G+Q± E (X,Y)		0,8G± E (X,)	
		Ncorr	Mmax	Ncorr	Mmax	Ncorr	Mmax
SS	55*55	2367.90	45.4362	1377.70	35.1265	1324.29	19.2014
RDC	55*55	2260.93	53.7698	1839.54	39.4202	1796.68	25.4966
Etage 1	50*50	2181.32	36.4998	1009.03	28.4874	917.73	21.2763
Etage 2	50*50	1988.68	51.1601	962.72	38.8912	855.13	26.8426
Etage 3	45*45	1411.91	43.4264	860.64	32.5293	682.32	23.0277

Etage 4	45*45	968.32	56.9870	519.54	42.3182	514.10	29.8426
Etage 5	40*40	789.45	46.2376	468.21	35.1040	455.13	25.829
Etage 6	40*40	540.17	39.4164	348.49	43.3963	350.31	21.4237
Etage 7	35*35	423.67	42.2092	255.79	38.8831	220.877	24.5836
Etage 8	35*35	316.46	54.7832	227.60	43.1634	117.39	31.8610
Etage 9	30*30	201.71	44.2364	104.39	33.3376	86.67	23.9727
Etage 10	30*30	157.22	41.3126	88.15	30.6451	80.9962	19.9614

V.2.4 Ferraillage des poteaux :

On va calculer un seul type de poteau en utilisant la méthode de flexion composée et les autres sont calculés avec SAP2000.

❖ **Ferraillage longitudinale :**

♦**Calcul de l'excentricité :**

Mu=7.8925 KN.m.

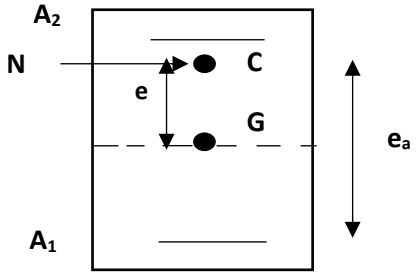
Nu=2397.20KN.

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e = \frac{7.8925}{2397.20} = 0.00329 \text{ m}$$

$e_a = e + (d - \frac{h}{2})$

$e_a = 0.00329 + (0.495 - \frac{0.55}{2}) = 0.22m$



♦**Moment fictif Ma :**

Ma= Nu × e_a

Ma= 2.39720 × 0.22

Ma=0.527MN.m

♦**Vérification du domaine** :

$$\text{Nu (d - d ')} - \text{Ma} \geq (0{,}337 - 0{,}81 \times \frac{d'}{d})\, b \times d^2 \times f_{bc}$$

$2.39720\ (0.495 - 0.055) - 0.527 \geq (0{,}337 - 0{,}81 \times \frac{0.055}{0.495})\ 0.55 \times 0.495^2 \times 14.17$

0.528 >0.472

→ donc le domaine 3 il s'agit d'une section partiellement comprimée avec armature inferieures comprimées.

$\mu_u = \frac{Ma}{f_{bc} \times b \times d^2} = \frac{0.527}{14.17 \times 0.55 \times (0.495)^2} = 0.276$

$\mu_u < \mu_R = 0.392$

⇨ Simple armature

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_u}) = 0.41$

$Z = d\,(1 - 0.4\alpha) = 0.42\ m$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}}\left(\frac{\text{Ma}}{\text{Z}} - \text{Nu}\right)$$

$$A_1 = \frac{1}{348}\left(\frac{0.527}{0.42} - 2.3972\right)$$

$$A_1 = -32.83cm^2$$

$A_1 < 0$ Donc la section peut résister sans ferraillage

Selon RPA 99 v 2003 :

$\boldsymbol{A_{min} = 0.8\%\, b.h}$

$\boldsymbol{A_{min} = 0.8\%\ 55 * 55 = 24.2cm^2 \rightarrow 16T14}$

$$\mathbf{A_{max}} = \begin{cases} \mathbf{4\%.b.h} & \textbf{Zone courante} \\ \mathbf{6\%.b.h} & \textbf{Zone nodale} \end{cases}$$

En zone courant : $\boldsymbol{A_{max} = 121cm^2}$

En zone nodale : $\boldsymbol{A_{max} = 181.5cm^2}$

Tableau V-6: Ferraillage des poteaux

Niveau	Section	A_{st}	A_{min}	Asap	Le choix
SS+RDC	(55x55)	-32.83	24.21	53.32	**16T14**
Etage 1+2	(50x50)	-26.83	19.64	45.52	**10T16**
Etage 3+4	(45x45)	20.68	16.37	41.63	**12T14**
Etage 5+6	(40x40)	15.74	12.02	36.32	**10T14**
Etage 7+8	(35x35)	10.46	8.62	30.22	**8T14**
Etage 9+10	(30x30)	5.31	4.53	15.58	**8T12**

❖ **Ferraillage transversale :**

D'après le RPA99 version 2003, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

Avec :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho a * V}{H * Fe}$$

V: C'est l'effort tranchant maximal de calcul.

H : Hauteur totale de la section brute.

Fe : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale. (fe = 400MPa).
ρa : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$\rho_a = 2.50$ si l'élancementgéométrique $\lambda_g \geq 5$
$\rho_a = 3.75$ si l'élancementgéométrique $\lambda_g \leq 5$

$$\rho_A = \begin{cases} 2.5s \text{ si } \lambda g & \geq 5 \\ 3.75s \text{ si } \lambda g & \leq 5 \end{cases}$$

Avec :

$$\lambda g = \left(\frac{I_F}{a} ou \frac{I_F}{b}\right)$$

I_F : la longueur de flambement du poteau I_F : 0.7 l_0
a et b: dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

♦ **Calcul de l'espacement :**

Selon RPA99 V2003:
Zone nodale : Zone (IIa)
t ≤ min (10$\emptyset_1$,15 cm)
t = 10 cm
Zone courante : Zone (IIa)
t' ≤ 15$\emptyset_1$
t'=15 cm

♦ **Détermination du diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_1\right)$$

On adopte Φ=8mm.

♦**Longueur de recouvrement :**

D'après le RPA99 version 2003 page 61, la longueur minimale de recouvrement est de 40 ∅ (Zone IIa).
Lr ≥ 40 × ∅

$$Lr \geq 40 \times 2 = 80cm$$

♦**Longueur de zone nodale :**

D'après RPA 99 v 2003 :
h'= max($\frac{h_e}{6}$; b; h; $60cm$)
h'=60cm

Tableau V-7. Ferraillage transversal et espacements entre les cadres

Niveau	Section	$\emptyset_t$	choix	t	t'
SS+RDC	(55x55)	1.4	Ø8	10	15
Etage 1+2	(50x50)	1.4	Ø8	10	15
Etage 3+4	(45x45)	1.4	Ø8	10	15
Etage 5+6	(40x40)	1.2	Ø8	10	15
Etage 7+8	(35x35)	1.2	Ø8	10	15
Etage 9+10	(30x30)	1	Ø8	10	15

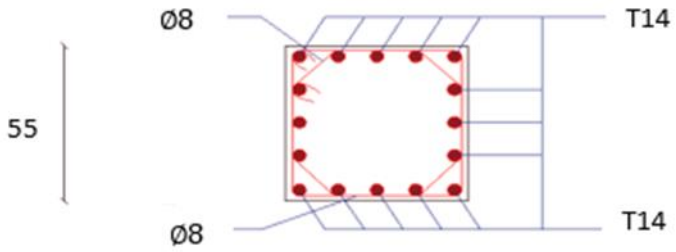


Figure.V.1. Dessin de ferraillage du poteau du RDC

V.3.Les poutres :

Les poutres sont des éléments structurels horizontaux qui ont pour rôle de transférer les charges verticales et horizontales vers les éléments porteurs (poteaux , voiles). Les seuils seront calculés selon la méthode de flexion simple et avec la formule suivante :

V.3.1 Combinaison des charges :

V.3.1.1 Combinaisons fondamentales selon le B.A.E.L 91 :

ELU :1,35G+1,5Q

ELS : G+Q

V.3.1.2 Combinaisons accidentelles selon le RPA99V2003 :

G+Q±E

0,8G±E

V.3.2 Ferraillage des poutres :

V.3.2.1 Poutres principales :

Tableau V-8. Moments fléchissant des poutres principales en (KN.m)

Niveau	Section	ELU		G+Q± E (X, Y)		0,8G± E (X,)		ELS	
		Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
RDC	30*45	41.84	54.57	23.69	29.32	23.62	27.44	31.58	43.06
Etages Courants	30*45	82.36	163.5	69.33	146.36	78.79	153.12	80.36	158.36
Buanderie	30*45	35.32	59.36	18.35	38.77	20.45	39.61	32.36	42.92

ELU :

- **En travée :**

Mtu =41,84 KN.m

$\mu_u = \frac{Mu}{\sigma b \times b \times d^2} = \frac{41.84 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.3 \times (0.9 * 0.45)^2} = 0.06$

$\mu_u < \mu_R = 0.392$

⇨ Simple armature

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_u}) = 0.075$

$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.39\ m$

$Ast = \frac{Mu}{Z\ \sigma_{st}}$

$Ast = \frac{41.84 \times 10^{-3}}{0.39 \times 348}$

$Ast = 3.08\ cm^2$

On prend 3T14 =4.62cm²

- **En appui :**

Mau =54,57 KN.m

$\mu = \frac{Mu}{\sigma b \times b \times d^2} = \frac{54.57 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.3 \times (0.9 * 0.45)^2} = 0.08$

$\mu_u < \mu_R = 0.392$

⇨ Simple armature

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_u}) = 0.1$

$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.38\ m$

$Ast = \frac{Mu}{Z\ \sigma_{st}}$

$Ast = \frac{54.57 \times 10^{-3}}{0.38 \times 348}$

$Ast = 4.13\ cm^2$

On prend 5T12= 5.65 cm²

Amin = 0.5 % b h=6.75cm²

Amax = 4 % b h=54cm² (zone courante)

Amax = 6 % b h=81cm² (zone nodale)

ELS :

- **En travée :**

Ms =31.58 KN.m

Asc=0 $x=\frac{n(Ast+Asc)}{b}\left(\sqrt{1+\frac{2b(dAst+d'Asc)}{n(Ast+Asc)^2}}-1\right)$

$x=\frac{15(4.62\times10^{-4})}{0.3}\left(\sqrt{1+\frac{2\times0.3(0.405\times4.62\times10^{-4})}{15(4.62\times10^{-4})^2}}-1\right)$

x=0.12m

$I=b\frac{x^3}{3}+n.Asc(x-d')^2+n.Ast(d-x)^2$

$I=0.3\frac{0.12^3}{3}+15\times4.62\times10^{-4}(0.405-0.12)^2$

$I=7.356\times10^{-4}\ m^4$

$$\sigma_{bc}=\frac{x.Ms}{I}$$

$$\sigma_{bc}=\frac{0.12\times0.03158}{7.356\times10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc}=5.15\ MPa$$

$\sigma_{bc}=5.15\ MPa<\sigma_{adm}=15MPa$ $\boldsymbol{C.V}$

$$\sigma_{sc}=\frac{n.Ms(x-d')}{I}$$

$$\sigma_{sc}=\frac{15\times0.03158(0.12-0.045)}{7.356\times10^{-4}}$$

$$\sigma_{sc}=48.29\ MPa$$

$$\sigma_{st}=\frac{n.Ms(d-x)}{I}$$

$$\sigma_{st}=\frac{15\times0.03158(0.405-0.12)}{7.356\times10^{-4}}$$

$$\sigma_{st}=183.53\ MPa$$

$\sigma_{st}\ ;\ \sigma_{sc}<\sigma_{adm}=201.63\ MPa$

L'état ultime en travée est vérifié, le ferraillage et la section sont adoptés

- **En appui :**

Ms =43.06 KN.m

Asc=0 $x=\frac{n(Ast+Asc)}{b}\left(\sqrt{1+\frac{2b(dAst+d'Asc)}{n(Ast+Asc)^2}}-1\right)$

$x=\frac{15(5.65\times10^{-4})}{0.3}\left(\sqrt{1+\frac{2\times0.3(0.405\times5.65\times10^{-4})}{15(5.65\times10^{-4})^2}}-1\right)$

x=0.13m

$I=b\frac{x^3}{3}+n.Asc(x-d')^2+n.Ast(d-x)^2$

$I=0.3\frac{0.12^3}{3}+15\times5.65\times10^{-4}(0.405-0.12)^2$

$I=8.612\times10^{-4}\ m^4$

$$\sigma_{bc}=\frac{x.Ms}{I}$$

$$\sigma_{bc}=\frac{0.12\times0.04306}{8.612\times10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc}=6\ MPa$$

$\sigma_{bc}=6\ MPa<\sigma_{adm}=15MPa$ $\boldsymbol{C.V}$

$$\sigma_{sc}=\frac{n.Ms(x-d')}{I}$$

$$\sigma_{sc}=\frac{15\times0.04306(0.12-0.045)}{8.612\times10^{-4}}$$

$$\sigma_{sc}=56.25\ MPa$$

$$\sigma_{st}=\frac{n.Ms(d-x)}{I}$$

$$\sigma_{st}=\frac{15\times0.04306(0.405-0.12)}{8.612\times10^{-4}}$$

$$\sigma_{st}=200.75\ MPa$$

$\sigma_{st}\ ;\ \sigma_{sc}<\sigma_{adm}=201.63\ MPa$

L'état ultime en appui est vérifié , le ferraillage et la section sont adoptés

❖ **Ferraillage transversale :**

♦ **Détermination du diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_{min}\right)$$

Øt = 8 mm.

♦**Vérification de cisaillement :**

$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{T_u}{b \times d}$

$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{132.424 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.405} = 1.09$ MPa

$\boldsymbol{\tau_u}$ adm $= \min(0.15 \frac{fc_{28}}{\gamma b}$;4MPa)

$\boldsymbol{\tau_u}$ adm=3.26 MPa

$\boldsymbol{\tau_u} < \boldsymbol{\tau_u}$ adm **C.V**

Tableau V-9. Vérification de la contrainte de cisaillement

Niveau	T_u	τ_u	τ_u adm	Observation
RDC	132.424	1.09	3.26	**C.V**
Etages courants	144.963	1.0047	3.26	**C.V**
buanderie	55.51	0.3997	3.26	**C.V**

♦**Vérification de glissement :**

$\tau u \text{ max} - \frac{Mu}{0.9 \times d} \leq 0$

$1.09 - \frac{54.57 \times 10^{-3}}{0.405} \leq 0$ **C.V**

♦**Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{1} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{0.45}{1} \geq \frac{1}{16}$$

$0.45 \geq 0.0625$ **C.V**

$$\frac{Ast}{b.d} \leq \frac{4.2}{Fe}$$

$$\frac{4.62 \times 10^{-4}}{0.3 * 0.405} \leq \frac{4.2}{400}$$

$3.802 \times 10^{-3} \leq 0.105$ **C.V**

♦**Calcul d'espacement des cadres :**

Zone nodale :

$\boldsymbol{S_T} \leq \min(\frac{h_t}{4}; 12\Phi_{min}; 30\ cm)$

$$S_T \leq \min(\frac{45}{4}\ ; 12 * 1.2; 30\ cm)$$

$$S_T = 10\ cm$$

Zone courante :

$$S_T{}' \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_T{}' \leq 20$$

$$S'_T = 20\ cm$$

♦**Calcul d'ancrage des barres :**

Contrainte limite d'adhérence :

$$\tau_s = 0{,}6(x)^2\ ft_{28}$$

Avec :

x : coefficient de scellement égale à 1.5 (pour les armatures hautes adhérence).

ft_{28} : la résistance à la traction.

τ_s = 0,6(1,5)2× 2,1

τ_s = 2,835 MPa

La longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\emptyset}{4} * \frac{f_e}{\tau_s}$$

Ls = $\frac{1.2}{4} \times \frac{400}{2{,}835}$ = 42.33 cm

On adopte un crochet à ∅=90° (α=1,87 et β=2,19)

Calcul des longueurs rectilignes L_1 et L_2 :

L_1 = 10∅ = 10 × 1.2 =12 cm

L_2 = Ls − α L_1 − βr

Avec : r = 5,5∅ = 5,5 × 1.2 = 6.6 cm

L_2 = 42,33 − 1,87 × 12 − 2,19 × 6.6

L_2 = 25.632 cm

Calcul de la longueur totale L :

L = L_2 + r + $\frac{\emptyset}{2}$

L = 25.632 + 6.6 + $\frac{1.2}{2}$

♦ **Condition de non fragilité:**

La section minimale:

$A_{st\ min} \geq 0{,}23$ b×d× $\frac{ft_{28}}{Fe}$

$A_{st\ min} \geq 0{,}23 \times 0.3 \times 0.405 \times \frac{2.1}{400} \geq 1.46$ cm²

$A_{st\ min} \geq 1.46$ cm²

♦ **Armature de répartition :**

$$Ar = \frac{Ast}{4}$$

$$Ar = \frac{4.62}{4} = 1.16 \text{ cm}^2$$

On choisit : 3T10 de section 2,36cm².

Figure V.2: Ferraillage longitudinale des poutres principales.

TableauV-10. Ferraillage longitudinal et transversal des poutres principales

Niveau		Section	A_{cal}	choix	Φ_{min}	S_T	$S_T{}'$
RDC	Travée	30*45	3.08	**3T14**	Ø8	10	20
	Appui		4.13	**5T12**			
Etages courants	Travée	30*45	10.64	**4T16+4T12**	Ø8	10	20
	Appui		15.03	**8T16**			
buanderie	Travée	30*45	2.02	**3T12**	Ø8	10	20
	Appui		2.47	**3T12**			

V.3.2.2 Poutres secondaires :

Tableau V-11. Moments fléchissant des poutres secondaires en (KN.m)

Niveau	Section	ELU		G+Q± E (X, Y)		0,8G± E (X,)		ELS	
		Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
RDC	30*40	21.12	35.43	17.89	22.18	17.80	21.36	19.51	23.92
Etages Courants	30*40	58.36	120.62	32.32	93.36	35.92	96.21	49.36	111.32
Buanderie	30*40	19.54	28.32	15.25	21.77	16.38	22.61	18.36	25.69

❖ **Ferraillage longitudinale :**

ELU :

- **En travée :**

Mtu =21,12 KN.m

$\mu_u = \frac{Mu}{\sigma b \times b \times d^2} = \frac{21.12 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.3 \times (0.9 * 0.40)^2} = 0.0383$

$\mu_u < \mu_R = 0.392$

⇨ Simple armature

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_u}) = 0.048$

$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.39\ m$

$Ast = \frac{Mu}{Z\ \sigma_{st}}$

$Ast = \frac{21.12 \times 10^{-3}}{0.39 \times 348}$

$Ast = 1.55\ cm^2$

On prend 3T14 $= 4.62\ cm^2$

- **En appui :**

Ma =35.43 KN.m

$\mu = \frac{Mu}{\sigma b \times b \times d^2} = \frac{35.43 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.3 \times (0.9 * 0.40)^2} = 0.0644$

$\mu_u < \mu_R = 0.392$

⇨ Simple armature

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_u}) = 0.083$

$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.38\ m$

$Ast = \frac{Mu}{Z\ \sigma_{st}}$

$Ast = \frac{35.43 \times 10^{-3}}{0.38 \times 348}$

$Ast = 2.67\ cm^2$

On prend 3T14$= 4.62 cm^2$

ELS :

- **En travée :**

Ms =19.51 KN.m

Asc=0 $x=\frac{n(Ast+Asc)}{b}\left(\sqrt{1+\frac{2b(dAst+d'Asc)}{n(Ast+Asc)^2}}-1\right)$

$x=\frac{15(4.62\times10^{-4})}{0.3}\left(\sqrt{1+\frac{2\times0.3(0.36\times4.62\times10^{-4})}{15(4.62\times10^{-4})^2}}-1\right)$

x=0.12m

$I=b\frac{x^3}{3}+n.Asc(x-d')^2+n.Ast(d-x)^2$

$I=0.3\frac{0.12^3}{3}+15\times4.62\times10^{-4}(0.36-0.12)^2$

$I=5.719\times10^{-4}\ m^4$

$$\sigma_{bc}=\frac{x.Ms}{I}$$

$$\sigma_{bc}=\frac{0.12\times0.01951}{5.719\times10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc}=4.09MPa$$

$\sigma_{bc}=4.09\ MPa<\sigma_{adm}=15MPa$ $\boldsymbol{C.V}$

$$\sigma_{sc}=\frac{n.Ms(x-d')}{I}$$

$$\sigma_{sc}=\frac{15\times0.01951(0.12\ -0.04)}{5.719\times10^{-4}}$$

$$\sigma_{sc}=40.93\ MPa$$

$$\sigma_{st}=\frac{n.Ms(d-x)}{I}$$

$$\sigma_{st}=\frac{15\times0.01951(0.36-0.12)}{5.719\times10^{-4}}$$

$$\sigma_{st}=122.81\ MPa$$

$\sigma_{st}\ ;\ \sigma_{sc}<\sigma_{adm}=201.63\ MPa$

L'état ultime en travée est vérifié , le ferraillage et la section sont adoptés

- **En appui :**

Ms =23.92 KN.m

Asc=0 $x=\frac{n(Ast+Asc)}{b}\left(\sqrt{1+\frac{2b(dAst+d'Asc)}{n(Ast+Asc)^2}}-1\right)$

$x=\frac{15(4.62\times10^{-4})}{0.3}\left(\sqrt{1+\frac{2\times0.3(0.36\times4.62\times10^{-4})}{15(4.96\times10^{-4})^2}}-1\right)$

x=0.13m

$I=b\frac{x^3}{3}+n.Asc(x-d')^2+n.Ast(d-x)^2$

$I=0.3\frac{0.13^3}{3}+15\times4.62\times10^{-4}(0.36-0.13)^2$

$I=6.132\times10^{-4}\ m^4$

$$\sigma_{bc}=\frac{x.Ms}{I}$$

$$\sigma_{bc}=\frac{0.13\times0.02392}{6.132\times10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc}=5.07MPa$$

$\sigma_{bc}=5.07\ MPa<\sigma_{adm}=15MPa$ $\boldsymbol{C.V}$

$$\sigma_{sc}=\frac{n.Ms(x-d')}{I}$$

$$\sigma_{sc}=\frac{15\times0.02392(0.13-0.04)}{6.132\times10^{-4}}$$

$$\sigma_{sc}=52.66\ MPa$$

$$\sigma_{st}=\frac{n.Ms(d-x)}{I}$$

$$\sigma_{st}=\frac{15\times0.03543(0.36-0.13)}{6.132\times10^{-4}}$$

$$\sigma_{st}=134.57MPa$$

$\sigma_{st}\ ;\ \sigma_{sc}<\sigma_{adm}=201.63\ MPa$

L'état ultime en appui est vérifié , le ferraillage et la section sont adoptés

❖ **Ferraillage transversale :**

♦ **Détermination du diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi t\leq\min\left(\frac{h}{35};\frac{b}{10};\emptyset_{min}\right)$$

Øt = 8 mm.

♦**Vérification de cisaillement :**

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$

$\tau_u = \frac{27.263 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36} = 0.2524$MPa

τ_u adm =min$(0.15 \frac{fc_{28}}{\gamma b}$;4MPa)

τ_u adm=3.26 MPa

$\tau_u < \tau_u$ adm **C.V**

Tableau V-12. Vérification de la contrainte de cisaillement

Niveau	T_u	τ_u	τ_u adm	Observation
RDC	27.263	0.2524	3.26	**C.V**
Etages courants	117.81	1.0047	3.26	**C.V**
buanderie	46.25	0.3997	3.26	**C.V**

♦**Vérification de glissement :**

τ_u max - $\frac{Mu}{0.9 \times d} \leq 0$

$0.2524 - \frac{35.43 \times 10^{-3}}{0.36} \leq 0$ **C.V**

♦**Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{1} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{0.40}{1} \geq \frac{1}{16}$$

$0.40 \geq 0.0625$ **C.V**

$$\frac{Ast}{b.d} \leq \frac{4.2}{Fe}$$

$$\frac{4.62 \times 10^{-4}}{0.3 * 0.36} \leq \frac{4.2}{400}$$

$4.277 \times 10^{-3} \leq 0.105$ **C.V**

♦**Calcul d'espacement des cadres :**

Zone nodale :

$S_T \leq \min(\frac{h_t}{4}; 12\Phi_{min}; 30\ cm)$

$S_T \leq \min(\frac{40}{4}; 12 * 1.2; 30\ cm)$

$S_T = 10\ cm$

Zone courante :

$S_T' \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_T' \leq 20$

$S_T' = 10\ cm$

♦**Calcul d'ancrage des barres :**

Contrainte limite d'adhérence :

$$\tau_s = 0{,}6(x)^2\ ft_{28}$$

Avec :

x : coefficient de scellement égale à 1.5 (pour les armatures hautes adhérence).

ft_{28}: la résistance à la traction.

$\tau_s = 0{,}6(1{,}5)2\times 2{,}1$

$\tau_s = 2{,}835$ MPa

La longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\emptyset}{4} * \frac{f_e}{\tau_s}$$

$Ls = \frac{1.2}{4} \times \frac{400}{2{,}835} = 42.33$ cm

On adopte un crochet à ∅=90° (α=1,87 et β=2,19)

Calcul des longueurs rectilignes L_1 et L_2 :

$L_1 = 10\emptyset = 10 \times 1.2 = 12$ cm

$L_2 = Ls - \alpha L_1 - \beta r$

Avec : $r = 5{,}5\emptyset = 5{,}5 \times 1.2 = 6.6$ cm

$L_2 = 42{,}33 - 1{,}87 \times 12 - 2{,}19 \times 6.6$

$L_2 = 25.632$ cm

Calcul de la longueur totale L :

$L = L_2 + r + \frac{\emptyset}{2}$

$L = 25.632 + 6.6 + \frac{1.2}{2}$

♦**Condition de non fragilité:**

La section minimale:

$A_{st\ min} \geq 0{,}23\ b\times d\times \frac{ft_{28}}{Fe}$

$A_{st\ min} \geq 0{,}23\times 0.3\times 0.405\times \frac{2.1}{400} \geq 1.46\ cm^2$

$A_{st\ min} \geq 1.46\ cm^2$

¬ Armature de répartition :

$Ar = \frac{Ast}{4}$

$Ar = \frac{4.62}{4} = 1.16\ cm^2$

On choisit : 3T10 de section 2,36cm².

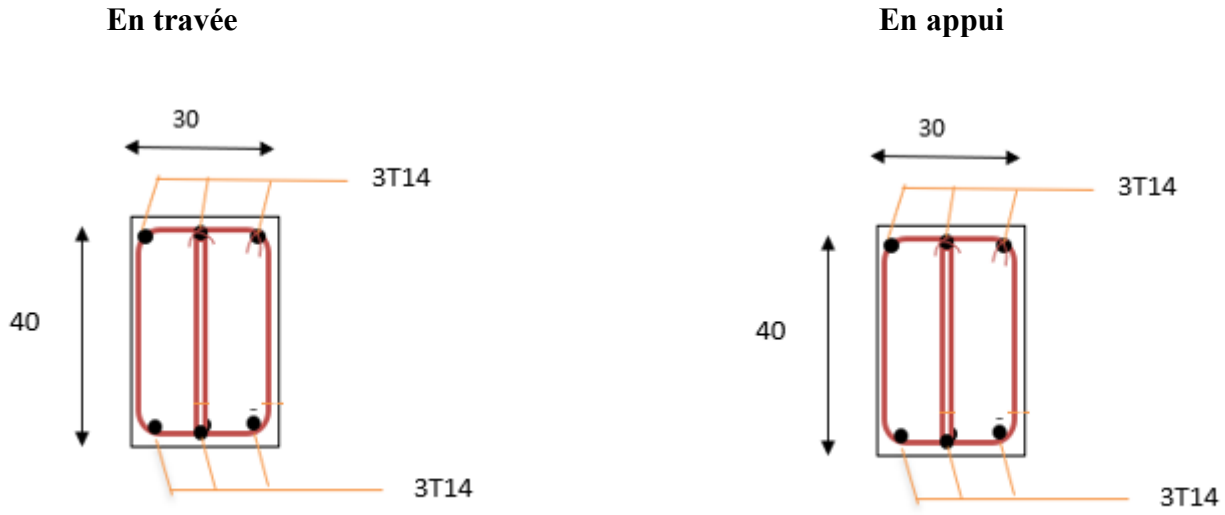


Figure V.3: Ferraillage longitudinale des poutres secondaires.

TableauV-13. Ferraillage longitudinal et transversal des poutres secondaires

Niveau		Section	A_{cal}	*choix*	Φ_{min}	S_T	$S_T{}'$
RDC	Travée	30*40	1.55	**3T14**	Ø8	10	10
	Appui		2.67	**3T14**			
Etages courants	Travée	30*40	5.44	**4T14**	Ø8	10	10
	Appui		6.23	**6T12**			
buanderie	Travée	30*40	1.16	**2T12**	Ø8	10	10
	Appui		2.47	**2T12**			

V.4.Etude des voiles :

V.4.1. Introduction :

Le voile est un élément important de la structure, spécialement conçu pour soutenir les bâtiments car il peut jouer le rôle de mur de soutènement. Il est calculé comme un poteau en flexion composée.

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont généralement transmis aux voiles à travers des planchers qui jouent le rôle de diaphragme, et entre chaque voile les pressions sont réparties proportionnellement à sa raideur dans le sens de la contrainte. Le voile transmet ces efforts à la base du bâtiment et sous-sol.

- La masse élevée des voiles permet des bonnes isolation et capacité thermique du béton armé confère au bâtiment une inertie thermique appréciable.
- La plus grande rigidité des voiles face aux efforts horizontaux permet de réduire significativement les dommages sismiques sur les éléments non structuraux.
- Lors de nombreux séismes, les structures à voiles présentent de faibles déplacements latéraux, ce qui a permis de réduire les effets psychologiques sur les habitants des bâtiments de ce type de structure.

V.4.2. Combinaison des charges :

V.4.2.1 Combinaisons fondamentales selon le B.A.E.L 91 :

ELU :1,35G+1,5Q

ELS : G+Q

V.4.2.2 Combinaisons accidentelles selon le RPA99V2003 :

G+Q±E

0,8G±E

V.4.3. Calcul des voiles :

Pour renforcer la voile, il est nécessaire de respecter certaines conditions imposées par le R.P.A.99V2003 :

¬ Le rapport minimum de renforcement vertical et horizontal est le suivant :

- La section totale du hijab est de 0,15 %.
- Dans la région actuelle 0,10 %

¬ L'espacement entre les barres horizontales et verticales doit respecter la condition suivante :

S≤ min (15 a ;30 cm)

¬ Pour les longueurs des recouvrements :

40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons d'actions.

V.4.4. Détermination des sollicitations :

Les voiles sont soumis à une flexion composée (effort normal, effort tranchant et moment de flexion), dans le tableau suivant on va regrouper les sollicitations obtenues par le logiciel SAP2000 :

Tableau V-14: sollicitations des voiles

Ep (m)	Combinaisons	N	M
0.15	ELU	8429.411	2814.195
0.15	ELS	6176.077	2064.776
0.15	0,8G ±E	3846.641	1680.815
0.15	G+Q ±E	3517.863	1599.220

V.4.5. Ferraillage des voiles :

- **Longitudinal :**

$$\sigma = \frac{P}{S} \pm \frac{M}{I} V$$

On va prendre (N=3517.863 KN;M=1599.22KN.m)

Longueur : 1 m

Épaisseur : 0.15 m

La section : S=ep×L=0,15×1=0,15 m^2

L`inertie:

I= $\frac{ep*L^3}{12} = \frac{0.15*1^3}{12} = 0.0125$

V= $\frac{L}{2}$ =0.5

- **Détermination des contraintes :**

$\sigma_1 = \frac{P}{S} - \frac{M}{I} V$=40.51 MPa

$\sigma_2 = \frac{P}{S} + \frac{M}{I} V$=87.42 MPA

σ_1 , σ_2 sont positives donc on a une section entièrement composée.

On calcul par le minimum exigé par le RPA99V2003 :

Amin=0,15% a.L

Amin= 6 cm^2

Choix 4T14= 6.16 cm^2

- **Diamètre :**

D ≤ $\frac{L}{10}$(mm)

D ≤ $\frac{100}{10} = 10$mm

On adopte : D= 10mm

- **L'espacement :**

Selon RPA99V2003 : St≤ min (1,5a ;30 cm)

Selon BAEL 91 : St≤ min (2a ;33 cm)

St ≤ min (St_{RPA}; St_{BAEL})

Donc St ≤ 30 cm.

On adopte l'espacement : St = 20 cm.

D'après RPA 99 v 2003 Pour la zone nodale de longueur l=L/10 = 30 cm l'espacement est la moitié de celui de la zone courante : St'=$\frac{St}{2}$=10cm

- **Ferraillage transversal :**

Selon RPA99V2003 :

Si $\tau_b \leq 0{,}025$ At ≥ 0,15% b.a

Si τ_b >0,025 fc_{28} At ≥ 0,25% b.a

D'après RPA 99 v 2003 il faut que : $\tau_{b\ adm}$=0.2 fc_{28}

$$\tau_b = \frac{1.4\,V}{b.d}$$

L'effort tranchant maximum V =70.891

$\tau_b = \frac{1.4*70.891*10^{-3}}{1*0.9*0.15}$=0.3675

τ_b=0,3675MPa ≤ 0,025 fc_{28} =0,625

At ≥0,15% b.a
At= 6 cm^2
Choix 4T14= 6.16 cm^2 .
On adopter D=10mm

Les vérifications de chaque combinaison sont mentionnées dans le tableau ci-après :

Tableau V-15. Vérification des contraintes tangentielles

/	Combinaison	V	τ_b	$\tau_{b\,adm}$=0.2 fc_{28}	Observation
Voile	**ELU**	70.891	0.3675	5	**C.V**
	0,8G ±E	414.123	4.2201	5	**C.V**
	G+Q ±E	472.510	4.1458	5	**C.V**

- **Longueur de recouvrement :**

Selon RPA99V2003 pour les longueurs des recouvrements :
40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons d'actions.

✓ **Armatures de peau :**

Ac=0,2% b.L
Ac=0,2%0,15×1=3cm^2

✓ **Cadrage :**

D'après le DTR-B.C-2.42 et le BAEL 91 :
Le cas de diamètre des aciers verticaux ≤12 mm, un cadrage est à prévoir à raison d'une densité de 4/m², on prend 4Φ6/mm^2

Tableau V-16. Ferraillage de voile

/	Ferraillage longitudinal			Ferraillage transversal			cadre
	$A_{choisie}$	St	St'	$A_{choisie}$	St	St'	
Voile	4T14	20	10	4T14	20	10	Φ6

Chapitre VI :

Etude géotechnique

VI.1. Introduction :

La fondation d'un ouvrage assure la transmission et la répartition des charges de l'ouvrage (poids propre, surcharges climatiques et de service) au sol. Le mode de fondation sera déterminé en fonction de la capacité portante du sol.

On distingue les fondations superficielles et les fondations profondes :

- Les fondations superficielles sont soit isolées (ponctuelles) et on parlera de semelles de fondation (par exemple sous poteaux) soit continués (linéaires) et on parlera de semelles de fondation (sous voiles ou murs). Le plancher choisi en fonction des propriétés géomécaniques est appelé niveau du siège ou fond de caisson.
  Lorsque la capacité portante des fondations est inégale, l'utilisation de radiers ordinaires constituera une alternative économique aux fondations profondes.
- Les fondations profondes (pieux par exemple) exercent une pression sur le sol par deux actions.
  - Le premier est le frottement entre la fondation et le sol environnant, offrant ainsi une résistance à l'affaissement.
  - Le second est le terme pic, correspondant à l'appui vertical de la fondation sur un sol de qualité acceptable.

VI.2. Choix du type de fondations :

Pour choisir une fondation adaptée, il est important de prendre en compte les critères

Suivants :

- ✓ La stabilité du travail doit être rigide.
- ✓ Facile à mettre en œuvre, nécessite des modèles simples.
- ✓ Économique, dépend de la quantité d'acier utilisée.

Après études géotechniques sur site, la contrainte admissible est de 2 bars (sol ferme) a été déterminée. Même si les semelles à bandes étaient initialement recommandées, Le prédimensionnement montre qu'ils deviennent très larges et risquent d'occuper tout l'entraxe des poteaux.
En général, des combinaisons d'actions sont considérées pour déterminer la force transmise par Les points d'appui sont des points d'appui définis pour les poteaux et les poutres.

VI.3 Étude des semelles isolées et filantes :

VI.3.1 Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_s et M_{Corr}
Sont obtenus à la base de tous les poteaux du RDC.

REMARQUE :

Les dimensions des semelles sont très importantes (B≥ 4.12 m),donc le risque de chevauchements est inévitable.

VI.3.2. Semelle filante :

Les semelles profilées couvrent plus de 50 % de la surface totale, donc on doit éviter ce choix.

-Donc on choisit **un radier général.**

VI.3.3. Radier général :

Le radier général est un type de fondation de surface qui consiste en un plancher inversé couvrant toute la surface au sol du bâtiment, cette semelle s'étendant à travers les consoles extérieures.

Le radeau général présente les avantages suivants :

✓ Il n'y a aucune difficulté à couler le béton.

✓ Facilité de mise en œuvre du béton.

✓ Rapidité de mise en œuvre.

Nous avons choisi comme base une dalle générale, compte tenu de l'importance du travail et de la charge transférée.

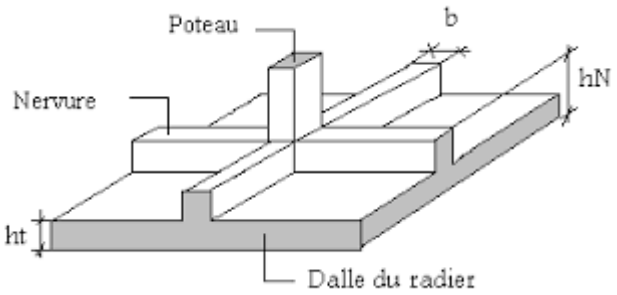


Figure VI.1. Un radier nervuré

VI.3.3.1. Dimensionnement :

Le radier est assimilé à un plancher inversé appuyé sur les parois de la structure, il est supposé infiniment rigide et soumis à la réaction uniforme du sol.

❖ **Epaisseur de la dalle :**

$$h_D = \frac{L_{max}}{20} = \frac{5.10}{20} = 0.26\ m$$

On adopte : $h_D = 0.30\ m$

❖ **Epaisseur de la nervure :**

$$h_N = \frac{L_{max}}{10} = \frac{5.10}{10} = 0.51\ m$$

On adopte : $h_N = 0.60\ m$

❖ **Epaisseur du radier :**

- **Condition forfaitaire :**

$$\frac{Lmax}{8} \leq h_r \leq \frac{Lmax}{5}$$

$$\frac{5.1}{8} \leq h_r \leq \frac{5.1}{5}$$

$$0.63m \leq h_r \leq 1.02\text{m}$$

h_r=0.6m

- **Condition de rigidité :**

$$h_r \geq \sqrt[3]{(\frac{2 \times Lmax}{\pi})^4 \times \frac{3K}{E}}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{(\frac{2\times 5.1}{\pi})^4 \times \frac{3*40}{32164.195}}$$

$$h_r \geq 0.545\ m$$

- **Condition de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} \leq \bar{\tau}$$

$$v_{ux} = \frac{\sigma_{sol} * lx * ly}{2ly + l_x}$$

$$v_{ux} = \frac{0.2 * 5.1 * 5}{2 * 5 + 5.1}$$

$$v_{ux} = 0.33MN$$

$$v_{uy} = \frac{\sigma_{sol} * lx * ly}{3ly}$$

$$v_{uy} = \frac{0.2 * 5.1 * 5}{3 * 5}$$

$$v_{uy} = 0.34\ MN$$

On prend le plus grand panneau de notre structure :

Lx=5.10 m

Ly=5 m

$$v_{ux} = 0.33\ MN$$
$$v_{uy} = 0.34\ MN$$

$$\bar{\tau} = \min(0.15\ .\frac{f_{C28}}{\gamma b}\ ; 4\ )$$

$$\bar{\tau} = 3.26\ \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{0.33}{0.9 * h_N\ * 1} = 0.61 \leq 3.26\ C.V$$

$$\tau_u = \frac{0.34}{0.9 * h_N\ * 1} = 0.63 \leq 3.26\ C.V$$

- **Condition de non poinçonnement :**

D'après CBA 93 on doit vérifier la condition

$N_U \leq 0.045 \times \mu_u \times h_D \times f_{C28}/\gamma_D$

N_U : L'effort normal en ELU du poteau plus sollicité.

h_D : Hauteur de la dalle =0.9m

μ_u = Périmètre du poteau

Le poteau le plus sollicité (Nu = 1715,23 KN)

μu =4(a+h_D)

μu =4(0,55+0,9)=5,8

$$Nu \leq 0.045 * 5.8 * 0.9 * \frac{25000}{1.5}$$

$$Nu = 1715.23KN \leq 3915\ KN \quad C.V$$

- **Débord du radier :**

D= max (hn /2 ;30 cm)
D= max (60/ 2 ;30 cm)
D =30cm

VI.3.3.2 Caractéristiques géométriques du radier :

Sr=$S_B + S_d$
Sr=504 m^2

Centre de gravité du radier :

X_{Gr}=12.6 m
Y_{Gr} =10 m

Centre de masse de la structure :

X_{Gs}=13.02 m
Y_{Gs} =10.20 m

Excentricité :

ex= $|X_{Gr} - X_{Gs}|$=0.42 m
ey= $|Y_{Gr} - Y_{Gs}|$=0.2 m

VI.3.3.3 Evaluation des charges agissantes sur le radier :

La charge sera calculée comme suite :
ELU : N_{ELU} = Nu + 1.35 (N_{radier} + N_{Voile}).
ELS : N_{ELS} = Ns +N_{radier} + N_{Voile}
Avec :
N_{Voile} = e×l×h×γ_b
N_{Voile}= 0.15*1.55*3*1.5
N_{Voile}=1.046 KN
N_{radier} = Sr×hr× γ_b
N_{radier}= 504 *0.6*1.5
N_{radier}= 453.6 KN
N_{ELU}=43232.437+1.35(453.6+1.046)
N_{ELU}= 43846.2091 KN
N_{ELS} =43232.437+453.6+1.046
N_{ELS} = 43687.083 KN

VI.3.3.4 Moment d'excentricité dus aux charges verticales :

Le moment sera calculé comme suite :

$$M=\bar{N}\times e$$

Avec :

$\bar{N}=N_T - N_{radier} \Rightarrow$ ELU : $\bar{N}$=43392.609 KN
ELS: $\bar{N}$=43233.483 KN

ELU :

Mux=43392.609*0.42=18224.895 KN
Muy=43392.609*0.2=8678.521 KN

ELS:

Msx=43233.483*0.42=18158.062 KN
Msy=43233.483*0.2=8646.696 KN

VI.3.3.5 Evaluation et Vérification des contraintes sous le radier :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans les deux sens Longitudinal et transversal :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol}$$

Avec :

$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_{x,y}}{I_{x,y}} X,Y_G$

$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_{x,y}}{I_{x,y}} X,Y_G$

ELU :

Sens x :

$\sigma_{max} = \frac{43846.2091}{504} + \frac{18224.895}{16800} *10 = 0.097MPa$

$\sigma_{min} = \frac{43846.2091}{504} - \frac{18224.895}{16800} *10 = 0.076\ MPa$

$\sigma_m = \frac{3 * 0.097 + 0.076}{4} = 0.091 < \sigma_{sol} = 0.2\ MPa\ \ C.V$

Sens y :

$\sigma_{max} = \frac{43846.2091}{504} + \frac{8678.521}{26671.68} *12.6 = 0.091\ MPa$

$\sigma_{min} = \frac{43846.2091}{504} - \frac{8678.521}{26671.68} *12.6 = 0.082MPa$

$\sigma_m = \frac{3 * 0.091 + 0.082}{4} = 0.088 < \sigma_{sol} = 0.2\ MPa\ \ C.V$

ELS :

Sens x :

$\sigma_{max} = \frac{43687.083}{504} + \frac{18158.062}{16800} *10 = 0.097MPa$

$\sigma_{min} = \frac{43687.083}{504} - \frac{18158.062}{16800} *10 = 0.075MPa$

$\sigma_m = \frac{3 * 0.097 + 0.075}{4} = 0.091 < \sigma_{sol} = 0.2\ MPa\ \ C.V$

Sens y :

$\sigma_{max} = \frac{43687.083}{504} + \frac{8646.696}{26671.68} *12.6 = 0.090MPa$

$\sigma_{min} = \frac{43687.083}{504} - \frac{8646.696}{26671.68} *12.6 = 0.082MPa$

$\sigma_m = \frac{3 * 0.090 + 0.082}{4} = 0.088 < \sigma_{sol} = 0.2\ MPa\ \ C.V$

VI.3.3.6 Calcul du ferraillage :

Le calcul se fera en flexion simple, en considérant la fissuration préjudiciable en raison du contact avec l'eau.

On prend le panneau le plus défavorable :

Lx=5 m

Ly=5.10 m

$\alpha = \frac{Lx}{Ly} = 0.98 > 0.4$ La dalle porte dans les deux sens.

Détermination des moments :

ELU :

Sens x :

$$Mx = \mu_x . q_x . Lx^2$$

Avec :

$\mu x = \frac{1}{8(1+2.4*\alpha^3)}$

$\mu x = \frac{1}{8(1+2.4*0.98^3)} = 0.0383$

$qx = \sigma_m$

qx=0.091MPa

$Mx = 0.0383*0.091*5^2$

Mx=0.0872 MN.m

Sens y :

$$My = \mu y . Mx$$

Avec :

$\mu y = \alpha^3(1.9-0.9\alpha)$

$\mu y = 0.98^3(1.9-0.9\times0.98) = 0.958$

My= 0.958*0.0872 =0.0835 MN.m

$My = \max\left(My; \frac{Mx}{4}\right)$

My=0.0835 MN.m

Sens x :

- **En travée:**

Mt=0.75 *Mx

Mt=0.0654 MN.m

$$\mu_u = \frac{M_u}{b\ d^2 f_{bc}}$$

$\mu_u = \frac{0.0654}{1*0.54^2*14.17} = 0.0151$

$\mu_u < \mu_R = 0.392$

⇨ Simple armature

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.019$

Z=d (1-0.4α) =0.53 m

Ast= $\frac{Mu}{Z\ \sigma_{st}}$

Ast= $\frac{0.0654}{0.53*348} = 3.38\ cm^2$

On prend 4T12 =4.52 cm^2/ml

- **En appui :**

Ma= 0.5*Mx

Ma=0.0436 MN.m

$$\mu_u = \frac{M_u}{b\ d^2 f_{bc}}$$

$\mu_u = \frac{0.0436}{1*0.54^2*14.17} = 0.010$

$\mu_u < \mu_R = 0.392$

⇨ Simple armature

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.0125$

Z=d (1-0.4α) =0.53 m

Ast= $\frac{Mu}{Z\ \sigma_{st}}$

Ast= $\frac{0.0436}{0.53*348} = 2.25\ cm^2$

On prend 4T10 =3.14cm^2 /ml

Sens y :

- **En travée:**

Mt=0.75 *My

Mt= 0.0626 MN.m

$$\mu_u = \frac{M_u}{b\ d^2 f_{bc}}$$

$\mu_u = \frac{0.0626}{1*0.54^2*14.17} = 0.0157$

$\mu_u < \mu_R = 0.392$

⇨ Simple armature

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.0197$

Z=d (1-0.4α) =0.53 m

Ast= $\frac{Mu}{Z\,\sigma_{st}}$

Ast= = $\frac{0.0626}{0.53*348} = 3.52\ cm^2$

On prend 4T12 =4.52 cm^2

- **En appui :**

Ma= 0.5*My

Ma=0.0417 MN.m

$$\mu_u = \frac{M_u}{b\,d^2 f_{bc}}$$

$\mu_u = \frac{0.0417}{1*0.54^2*14.17}$ = 0.0105

μ_u<μ_R=0.392

⇨ Simple armature

α = 1.25(1 − $\sqrt{1-2\mu_u}$)=0.0131

Z=d (1-0.4α) =0.53

Ast= $\frac{Mu}{Z\,\sigma_{st}}$

Ast= $\frac{0.0417}{0.53*348} = 2.35\ cm^2$

On prend 4T10 =3.14cm^2

ELS :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fC_{28}}{100}$$

- **En travée :**

$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{0.0626}{0.0626} = 1$

$\alpha \leq \frac{1-1}{2} + \frac{25}{100}$= 0.25

$\alpha = 0.019 \leq 0.25\ \ c.v$

- **En appui :**

$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{0.0654}{0.0604} = 1.08$

$\alpha \leq \frac{1.07-1}{2} + \frac{25}{100}$= 0.285

$\alpha = 0.019 \leq 0.285\ \ c.v$

Tableau VI.1 Ferraillage de la dalle et de la nervure

	Dalle et Nervure	
	Sens x	**Sens y**
Appuis	4T10	4T10
Travée	4T12	4T12

Chapitre VII :

Etude économique

VII.1 Introduction :

Le processus de planification est crucial et prend progressivement de l'importance dans divers aspects de la vie. Il fournit une vision complète de chaque étape du projet, permettant d'identifier les obstacles potentiels et facilitant la prise de décision proactive pour atténuer les risques rencontrés.

VII.2 Management du projet :

La pratique de la gestion de projet, également connue sous le nom de gestion de projet, implique la planification stratégique, la mise en œuvre et l'avancement d'un projet dans le but d'atteindre un objectif professionnel spécifique. Il permet l'intégration de processus regroupés dans : l'initiation, la planification, l'exécution, le suivi, le contrôle et la clôture.

VII.3 Projet :

Un projet est défini comme un ensemble de tâches visant à atteindre un objectif spécifique dans un délai et un budget prédéterminé, tout en garantissant des résultats de haute qualité répondant aux attentes des clients. Les principales caractéristiques d'un projet comprennent une date de début et de fin bien définies, l'accent mis sur l'obtention de résultats de bonne qualité et l'allocation des ressources dans les limites des contraintes de coûts spécifiées.

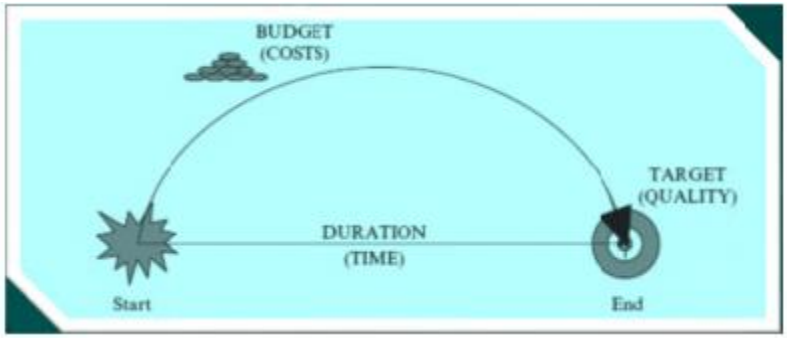


Figure.VII.1. Concept du projet [3].

VII.3.1 Cycle de vie d'un projet :

Afin d'obtenir une gestion plus efficace, l'organisation du projet a la possibilité de se diviser en phases distinctes. La gestion d'un projet comprend une série d'étapes par lesquelles le projet progresse, depuis sa création jusqu'à son achèvement. Bien que les spécificités de ce cycle puissent différer selon le modèle ou l'approche de gestion de projet utilisé, il comprend généralement les étapes clés suivantes :

La première étape, appelée **phase d'identification**, consiste à établir les objectifs du projet et à évaluer sa viabilité en termes de dépenses, de délais, de ressources et de risques potentiels.

La deuxième étape, **la phase de définition** consiste à créer un plan de projet complet qui décrit les tâches spécifiques, les ressources nécessaires, les délais et les risques associés. Ce plan doit être suffisamment détaillé pour faciliter une gestion efficace du projet. La troisième étape, **la phase de mise en œuvre** consiste à exécuter le plan du projet en coordonnant les efforts des différentes équipes et en supervisant la gestion globale du projet.

La dernière étape, **Phase de clôture** implique la clôture formelle du projet une fois que tous les objectifs ont été atteints.

Dans notre projet, les plans de mise en œuvre du projet sont terminés, nous sommes donc dans la phase intermédiaire de définition et de planification.

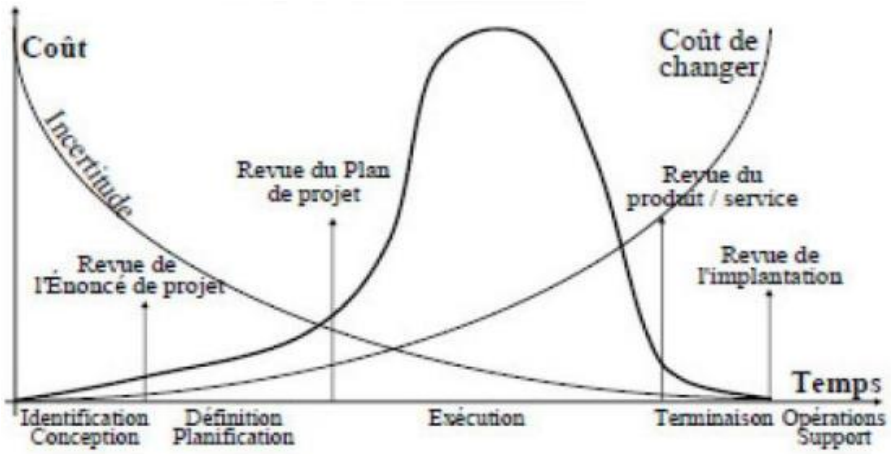


Figure.VII.2. Cycle de vie d'un projet [3].

VII.3.2 Les différents intervenants dans un projet :

• **Maître de l'ouvrage :** Il est l'acteur principal du processus de construction. Il s'agit de la personne pour le compte de laquelle le travail (c'est-à-dire le travail) est effectué. Il existe différents types d'entrepreneurs

.

• **Maître d'œuvre** : Le maître d'ouvrage porte la responsabilité physique ou morale de la personne, pour le compte du maître d'ouvrage, de concevoir et de réaliser les travaux dans le respect des objets et contraintes acceptés à cette date.

• **Le contrôle technique** : Un suivi technique des travaux est réalisé tout au long des processus, très en amont, dès la phase de conception pour identifier les risques techniques des travaux et contribuer à leur prévention, pendant la réalisation et jusqu'à la fin du chantier.

• **L'entreprise :** L'entreprise est liée par des contrats avec le maître de l'ouvrage, elle doit exécuter les travaux conformément aux contrats conclus sous la direction exclusive du maître d'œuvre. [1]

Dans notre cas, les différents intervenants dans le projet sont :

• Maître de l'ouvrage : Promoteur.

• Maître d'œuvre : Bureaux d'étude.

• Contrôle technique : sera assisté par CTC [Contrôle Technique de Construction]

. • Réalisation : Entreprise.

• Étude géotechnique : sera suivie par le laboratoire [LTPO].

VII.4 Objectifs :

Pour que le projet soit réalisé correctement, il est nécessaire de concevoir le projet et de prévoir le délai de livraison du projet ainsi que le cout de ce dernier . Pour cela il faut :

• Préparer le WBS du projet.

• Identifié les taches.

• Identifier les ressources.

Comme outil de travail nous avons choisi le MS Project 2010.

Figure.VII.3. Objectif principal d'un projet [2].

VII.4.1 Définition de MS Project :

Il s'agit d'un programme de gestion de projet publié par Microsoft. Il permet aux chefs de projet de planifier et de gérer des projets, de gérer les ressources et le budget, ainsi que d'analyser et de rapporter les données du projet [3].

VII.4.2 Création d'un projet sur MS Project :

Pour créer et gérer un projet sur Microsoft Project, vous devez suivre ces étapes :

• Déterminer le calendrier général en tenant compte de tous les jours de repos ainsi que des jours fériés tout au long de la période d'exécution du projet.

• Définir les tâches.

• Organiser l'enchaînement des tâches.

• Identifier les ressources.

• Allouer des ressources aux tâches.

• Démarrage du projet [outils - suivi - mise à jour du projet].

• Informer les acteurs.

• Saisir les rapports d'avancement.

• Corriger les écarts et mettre à jour le projet.

• Clôture du projet

VII.5. Planification du projet:

Il s'agit de l'activité qui consiste à définir et planifier les tâches d'un projet, à estimer leurs coûts et à définir les profils nécessaires à leur réalisation.

Une bonne planification vise à :

o Allouer des ressources aux tâches.

o Suivre et rendre compte de l'avancement du projet.

o Déterminer si les objectifs ont été atteints ou dépassés.

Dans le contexte de la planification, les tâches sont liées les unes aux autres par des relations de dépendance.

o Lien Fin-Début (FD) : L'activité initiale doit être terminée avant que l'activité finale puisse commencer

o Terminer le lien (FF) : l'activité initiale doit être terminée avant la fin de l'activité finale.

o Lien Début – Début (DD) : L'activité initiale doit démarrer avant que l'activité finale puisse démarrer.

o Lien Début-Finition (DF) : L'activité initiale doit commencer avant la fin de l'activité finale.

VII.5.1. WBS (Work Break-down Structure):

Un WBS permet à un projet d'être visuellement décomposé en unités gérables que tous les membres de l'équipe peuvent comprendre, chaque niveau du WBS permettant un détail plus approfondi des tâches jusqu'au niveau final [4].

WBS est une approche :

o Structurée.

o Elle permet de visualiser l'ensemble du projet.

o Pour éviter toute surveillance.

o Faciliter la standardisation de l'information.

o Définir de plus en plus les éléments du projet

VII.5.2. Diagramme de GANTT:

Le diagramme de Gantt est l'outil le plus efficace pour représenter les progrès dans diverses activités.

Ce graphique permet de visualiser :

o Différentes tâches à considérer

o Date de début et date de fin pour chaque tâche

o La durée prévue de chaque tâche

o Chevauchement potentiel des tâches et durée de ce chevauchement

o Date de début et date de fin pour le projet dans son ensemble

VII.5.3. Chemin critique :

Il s'agit de l'ensemble des tâches qui ne peuvent être retardées ou avancées sans affecter la date de fin du projet. Toutes les tâches du chemin critique sont interdépendantes et doivent être terminées dans les délais pour que le projet se termine à temps. Les tâches non critiques du projet ont une certaine période de temps et peuvent être retardées ou avancées dans cette marge de temps sans affecter la date finale du projet.

VII.6 Définition des ressources :

Afin d'attribuer un contrôle précis, il est nécessaire de déterminer les moyens humains et matériels pour chaque tâche.

VII.6.1 Ressources humaines :

Ressources humaines allouées à notre projet :

- Ingénieurs.
- Coffreurs.
- fournisseur des armatures d'aciers
- équipes maçonniques.
- équipe d'électriciens.
- équipe de charpentiers.
- équipe de sécurité gardiennage.
- équipe de plomberie.
- équipe de projeteur.

VII.6.2. Ressources matérielles :

a. Engins :

- Des camions 10 tonnes
- Bétonnières
- Des camions 2.5 tonnes
- Des malaxeur béton
- Des cases
- Grue mobile+ grue fixe
- Une pelleteuse.

b.Matériaux :

Tableau VII.1. Ressources matérielles du projet (Matériaux)

Béton	Brique
Ferraillage	Treillis soudé
Grilles métalliques	Hourdis
enduit	Portes pleines (en bois et en acier)
Fenêtres	Coffrage
dalle de sol	vasistas
Peinture	Tuyaux en PVC
faïence	Rideau électriques
Gravier roulé	plâtre
échafaudage	Pax et multicouche

VII.7. Étude économique

Tableau VII.2. La durée de chaque tache

Tache	Début	Fin
Installation du chantier	1-JAN-2023	5-JAN-2023
Infrastructure	6-JAN-2023	15-FEV-2023
Superstructure	16-FEV-2023	18-SEP-2024
Menuiserie	19-SEP-2024	15-NOV-2024
Électricité	16-NOV-2024	1-JAN-2025
Plomberie	2-JAN-2025	14-FEV-2025
Peinture	15-FEV-2025	30-MAR-2025

Désignation des Ouvrages	U	Quantité	Prix U	Montant DA
1- Travaux Préliminaires				
Installation et repli du chantier	/	1	/	17 750 602.00
Total 01				**17 000 000.00**
2- Infrastructures				
2-1 Terrassement				
Décapage de la terre végétale et nivellement sur emprise bâtiments	m^3	156.8	350	54 880
Fouilles tous types dans un terrain meuble	m^3	627.3	1 200	752 760
Remblais des vides des fouilles en terre	m^3	305	850	259 250
Sous Total 01				**106 6890**
2-2 Béton armé en Fondation				
Béton de propreté dosé à 200 kg / m³ ép =10 cm sous radier	m^3	30	8 200	246 000
Béton armé dosé à 350kg/m³ pour radier compris	m^3	313.6	35 000	10 976 000

Béton armé dosé à 350kg/m³ pour avant poteaux y compris coffrage, décoffrage, nettoyage, ferraillage.	m^3	8.250	300 000	2 475 000
Béton armé dosé à 350kg/M³ pour dalle pleine et escalier y compris coffrage, décoffrage, nettoyage, ferraillage.	m^3	4.05	30 000	121 500
Sous total 02				**13 000 000.00**
Total 02				**14 000 000.00**
3- Superstructures				
3-1 Béton armé dosé à 350kg/m3 en Élévation				
Poteaux	m^3	207	38 000	7 866 000
Poutres, Chainages	m^3	445.60	37 000	16 487 200
Escalier, paillasse et poutres palière	m^3	17	37 000	629 000
Mur voile	m^3	86.01	40 000	3 440 400
Linteau, Appuis de baies, Bandeaux de rive, Corniche et élément décoratifs tous types	m^3	33	25 000	825 000
Dalle pleine	m^3	17	35 000	595 000
Acrotère	m^3	15.8	30 000	474 000
Plancher en corps creux de 16+5 cm, y compris dalle de compression de 5cm, poutrelles , hourdis et treillis soudés de 15x15 fit 4 y compris coffrage, décoffrage, nettoyage, ferraillage, vibration et toutes sujétions d'exécution.	m^3	1 247.75	3 800	4 741 450
Sous total 01				**35 000 000.00**
3-2 Maçonnerie intérieur et extérieur				
Mur extérieur en double parois de 30cm	m^3	1 380	2 500	3 450 000
Mur intérieur de 10 cm	m^3	523	1 400	732 200
Enduits extérieurs monocouche sur maçonnerie ou béton épaisseur 2 cm	m^3	1 828	3 000	5 484 000
Enduits intérieurs sur mur lisse au mortier de ciment en trois couches	m^3	1 760	900	1 584 000
Enduits intérieurs en plâtre sur mur ep 02 cm Enduits intérieurs en plâtre sous plafond ep 02 cm	m^3	1 008	1 000	1 008 000
Enduits intérieurs sous plafond lisse au mortier de ciment en trois couches	m^3	890	1 000	890 000
Exécutions d'un potager de cuisine (DIM=0,6x3,3x0,90m) en deux parties avec paillasse en béton armée dosé à 350kg/m3 revêtu d'une plaque de marbre (Ep= 2cm) de DIM=0,65x3,30m jambage en briques avec réservation d'évier à deux bac . Compris toutes sujétions d'exécution.	U	26	55 000	1 430 000
Fourniture et pose d'un kit complet de potager de cuisine en MDF linéaire totale de 3,40 m compose de meuble bas, meuble haut, meuble colonne four 2 portes de 65cm, y, compris plaque chauffante a gaz, four a gaz de marque CE réputé, levier cuisine un bac avec mélangeur et siphon, plan de travail en marbre et toutes sujétions de pose de fixation et de bonne exécution.	U	2	200 000	400 000

F & P de grille d'aération complète pour ventilation de la cuisine en PVC. Compris fourreau en PVC, réglage et toutes sujétions d'exécution.	*U*	12	2 000	24 000
Fourniture et pose de couvre joint extérieure en PVC de 20 cm suivant le choix du maître d'œuvre et toutes sujétion de bonne exécution	ml	163	1 200	195 600
Sous total 02				**29 000 000.00**
3-3 Revêtement des Sols, Murs & faux-plafond				
Faïences des cuisines et SDB-WC	m²	3 500	2 400	8 400 000
Dalle de sol en céramique.	m²	4 000	2 700	10 800 000
Plinthe.	m²	8 500	300	2 550 000
Marches / contre marches	m²	265	2 500	662 500
F/Plafond en BA13	m²	5 544	3 000	16 632 000
Sous total 03				**39 000 000.00**
3-4 Assainissement Int				
Exécution de Regard de chute en B.A dosé à 350kg/M³ (80x80)	U	8	15 500	124 000
F&P de buses en PVC PN 04 Ø250 y compris fouilles, remblai, lit de sable et toutes sujétions d'exécution	ml	93	3 000	279 000
Sous total 04				**403 000**
3-5 Évacuation intérieure				
F&P de tuyauterie en PVC (01°choix de couleur gris) de Ø = 110 mm pour des EU . compris pièces, colliers, fourreaux et toutes sujétions d'exécution de mise en œuvre	ml	332	700	232 400
F&P de siphon de sol complet avec grille en PVC (01°choix de couleur gris) (Ø = 40mm) de dim = 15x15cm	U	45	2 000	90 000
Sous total 05				**322 400**
3-6 Étanchéité				
Forme de pente en béton dosé 250kg/m3 y. Compris 2 films polyane, polystyrène ép = 4cm et réglage	m²	314	2 000	628 000
F & P Etanchéité sous carrelage en 1x36s y / c couche d'imprégnation a séchage rapide,2 couches d'EAC et un relevé sur mur de 30 cm d'hauteur	m²	98	800	78 400
F/P Etanchéité multi couche 3x36s y / c papier KRAFT, couche d'imprégnation a séchage rapide,4 couches d'EAC . Compris toutes sujétions d'exécution.	m²	314	2 000	628 000
F/P Relevé d'étanchéité en palaxalumin H = 60cm y compris couche d'imprégnation a séchage rapide et toutes sujétions d'exécution.	ml	133	1 500	199 500
F et P de gravillon roulé 15/20 sur ep de 5cm pour protection d'étanchéité	m²	314	300	94 200
Sous total 06				**1 628 100**
Total 03				**100 000 000.00**
4- Menuiserie				
4-1 Menuiserie bois				

F&P de Portes en bois Stratifier de qualité à 01 vantail type P1 de dim 0,94 x 2,17m pour chambre y. Compris cadre de Dim 7/7 cm, baguette de cadrillage, chambranle, quincaillerie et toutes sujétions	U	260	30 000	7 800 000
F&P de Portes en bois Stratifier pour entré de qualité à 01 vantail type P1 pour chambre y. Compris cadre de Dim 7/7 cm, baguette de cadrillage, chambranle, quincaillerie et toutes sujétions	U	42	3 000	126 000
F&P de Rideaux métallique Automatique perforé y compris Raille cadre, moteur, tôle perforé teinté commande a distance et clé de déverrouillage, et tous accessoires de 1er choix, et toute suggestion de pose. Quincaillerie 1erchoix	U	130	9 000	1 170 000
F&P de Portes isoplane pour gaine technique (Gaz, Eau, Tel & Electricité) à 01 vantail type PT de dim 0,5 x 2,00m .Compris cadre de Dim 7/7cm, chambranle, quincaillerie, deux grilles de ventilation en PVC et toutes sujétions.	U	13	8 000	104 000
Sous total 01				**9 200 000**
4-2 Menuiserie métallique				
F&P de Portes en bois pour placard de chambres à 02 vantaux type PP1 y. Compris cadre F&P de porte métallique d'accès au bloc à 02 vantaux avec grille d'aération type PM1 y compris cadre, quincaillerie et toutes sujétions de Dim 7/7cm, chambranle, quincaillerie et toutes sujétions.	U	130	300 000	39 000 000
F&P de Rideaux métallique Automatique perforé y compris Raille cadre, moteur, tôle perforé teinté commande a distance et clé de déverrouillage, et tous accessoires de 1er choix, et toute suggestion de pose. Quincaillerie 1erchoix	U	13	8 000	104 000
Sous total 02				**39 000 000**
4-3 Menuiserie aluminium				
fenêtre en ALU ouvrante a la française composée de : - dimension 120*140 Type FA 2 - simple vitrage 5 mm couleur des vitres selon choix du maitre d'ouvrage - prés cadre - volet roulant manuel	U	260	30 000	7 800 000
fenêtre vasistate en ALU pour SDB composé de : - dimension 50*60 Type CH1 - simple vitrage 5 mm couleur des vitres selon choix du maitre d'ouvrage - prés cadre - profilé de couleur blanche compris quincailleries, et tous sujétion de bonne exécution	U	86	5 000	430 000
Sous total 03				**8230000**
Total 04				**56 000 000.00**
5- Electricité				
Interrupteur et gaine	U	700	800 000	560 000 000
Prises de courant	U	600	200 000	120 000 000
Spots lumineux	U	900	500 000	450 000 000

Disjoncteurs	U	60	200 000	12 000 000
Boites de dérivation	U	300	600 000	180 000 000
Sonneries d'interphone	U	34	100 000	3 400 000
Câblerie 2*4 mm²	U	900	400 000	360 000 000
Total 05				**160 000 000.0**
6- Plomberie sanitaire, AEP & GAZ				
F&P de siège à la turque encastré en porcelaine vitrifiée y. Compris, siphon d'évacuation, branchement a la descente et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution.	U	42	10 000	420 000
F&P de lavabo en porcelaine vitrifiée complet (2 pièces) y compris siphon complet à culotte démontable Ø = 33/42, mélangeur complet avec 2 tuyaux flexible, Kit complet (Glace + port serviette + port savon) et étagère, branchement a la descente et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution.	U	42	20 000	840 000
F&P de Baignoire en acier vitrifiée de dim = 1,50x0,7 m y compris murette en briques avec trappe de nettoyage, siphon complet Ø 40mm, branchement	U	42	15 000	630 000
F&P Tube acier galvanisé Ø 40/49. Compris pièces tous types, colliers, fourreaux et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution.	ml	138	900	124 200
F&P de tube en multicouche Ø 20 type B Tmax = 95C° PN = 1 MPA pour alimentation en eau chaud et eau froid y compris percement, coude, filetage, fixation, tee, raccords, support, raccordements, réduction, colliers, appliques attaches tube, fourreaux en plastique à la rencontre des murs et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution.	ml	731	600	438 600
F&P de mélangeur pour baignoire complet y compris toutes sujétions de fourniture et de mise en œuvre	U	1	3 000	3 000
F&P de vanne d'arrêt général Ø 40/49 y compris toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution.	U	42	2 000	84 000
F&P de Robinet de barrage pour compteur Ø 15/21 y compris toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution.	U	42	2 000	84 000
F&P de vanne d'arrêt pour logement Ø 15/21 y compris toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution	U	42	1 200	50 400
F&P de Robinet de puisage Ø 15/21 pour séchoir y compris toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution.	U	12	1 500	18 000
F&P de Robinet de puisage type douchette pour WC y compris toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution.	U	42	1 200	50 400

F&P de Robinet de puisage type machine a lavé y compris toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution.	U	42	4 000	168 000
F&P de mélangeur pour évier de cuisine y compris toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution.	U	42	5 500	231 000
F&P de mélangeur pour salle de bain complet y compris toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution.	U	42	4 000	168 000
Sous total 01				**3 306 900**
6-1 GAZ				
F&P de robinet de Barrage pour compteur agréé par SONELGAZ y. Compris raccords de branchement et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution.	U	13	2 500	32 500
F&P de robinet de Barrage pour Appartement agréé par SONELGAZ de Ø 20/22 y. Compris raccords de branchement et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution.	U	42	2 500	105 000
Sous total 02				**137 500**
6-2 Chauffage central				
F&P de Chaudière mural 30000 W y compris, support, raccordements, branchement et toutes sujétions de pose de fixation, de mise en œuvre et de bonne exécution.	U	13	15 000	195 000
F&P de tube Ø 20 en multicouche PN = 1 MPA y compris percement, coude, filetage, fixation, tee, raccords, support, raccordements, réduction, colliers, appliques attaches tube, fourreaux en plastique à la rencontre des murs et toutes sujétions de pose de fixation, de mise en œuvre et de bonne exécution.	ml	1 576	300	472 800
Fourniture et pose de radiateurs de chauffage central a panneaux double de 1er choix hauteur 600 mm y compris vannes accessoires et toutes sujétions de pose de fixation et debonne exécution.	U	52	15 000	780 000
Fourniture et pose de Radiateur sèche- serviettes tubulaire en tôle d'acier finition blanc, pour salle de bain, dans les installations d'eau chaude jusqu'à 8 bars et 110°C, gamme basique, de 500x800 mm de 1er choix y compris vannes accessoires et toutes sujétions de pose de fixation, de mise en œuvreet de bonne exécution.	U	12	14 000	168 000
Sous total 03				**1 615 800**
Total 06				**5 060 200**
7- Peinture				
Peinture monocouche (semi-épais - classe D3) appliqué sur enduit fini Poché ou pommelé selon le choix de l'architecte. Épaisseur 03 mm y compris réparation du support et toute sujétion de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution.	m²	18	800	14 400

F&P Peinture à huile sur menuiserie métallique en 2 couches y. Compris peinture anti rouille à 2 couches ainsi que toutes sujétions d'exécution.	m²	365	380	138 700
F&P Peinture à l'huile sur menuiserie bois en 2 couches y. Compris l'huile de lin ainsi que toutes sujétions d'exécution	m²	375	400	150 000
Fourniture et pose de brique en verre (Nevada) 20x20cm hourdée au mortier de ciment blanc y compris fourniture et pose et toutes sujétions de bonne exécution	U	75	450	33 750
Total 07				**306 475**
Montant Total en H. T				**180 000 000**
T.V.A 9 %				**16 000 000**
Montant Total en T.T.C				**196 000 000.00**

- La durée de projet est de 810 jours de travail
- Le début de projet est prévu le : 01/01/2023
- La fin du projet est prévue le : 30/03/2025
- La durée globale du projet en mois est d'environ 27 mois
- Le cout brut de projet est de : 196 000 000.00 DA

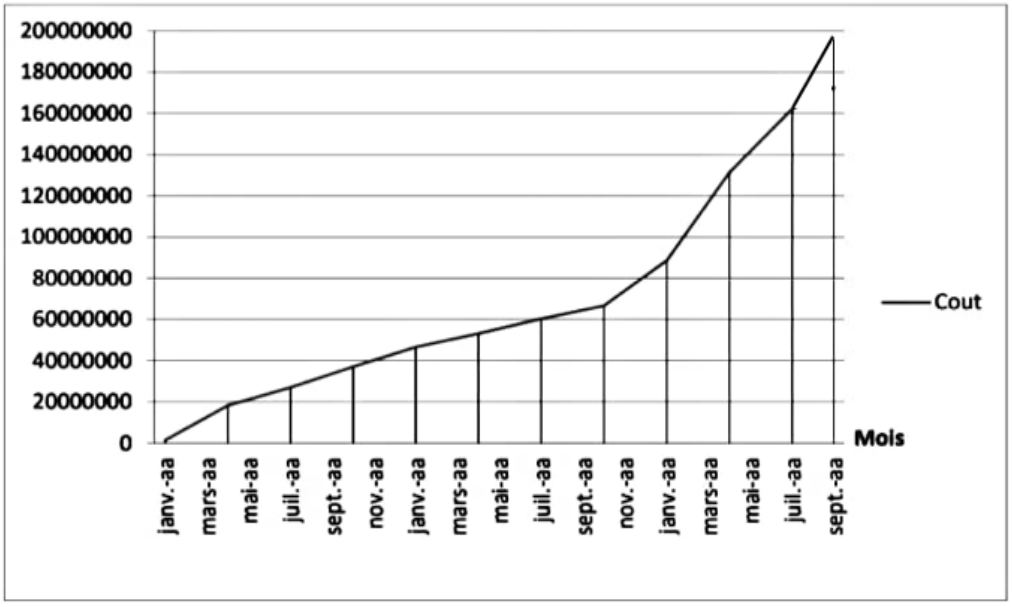


Figure. VII.4. Courbe financière du projet

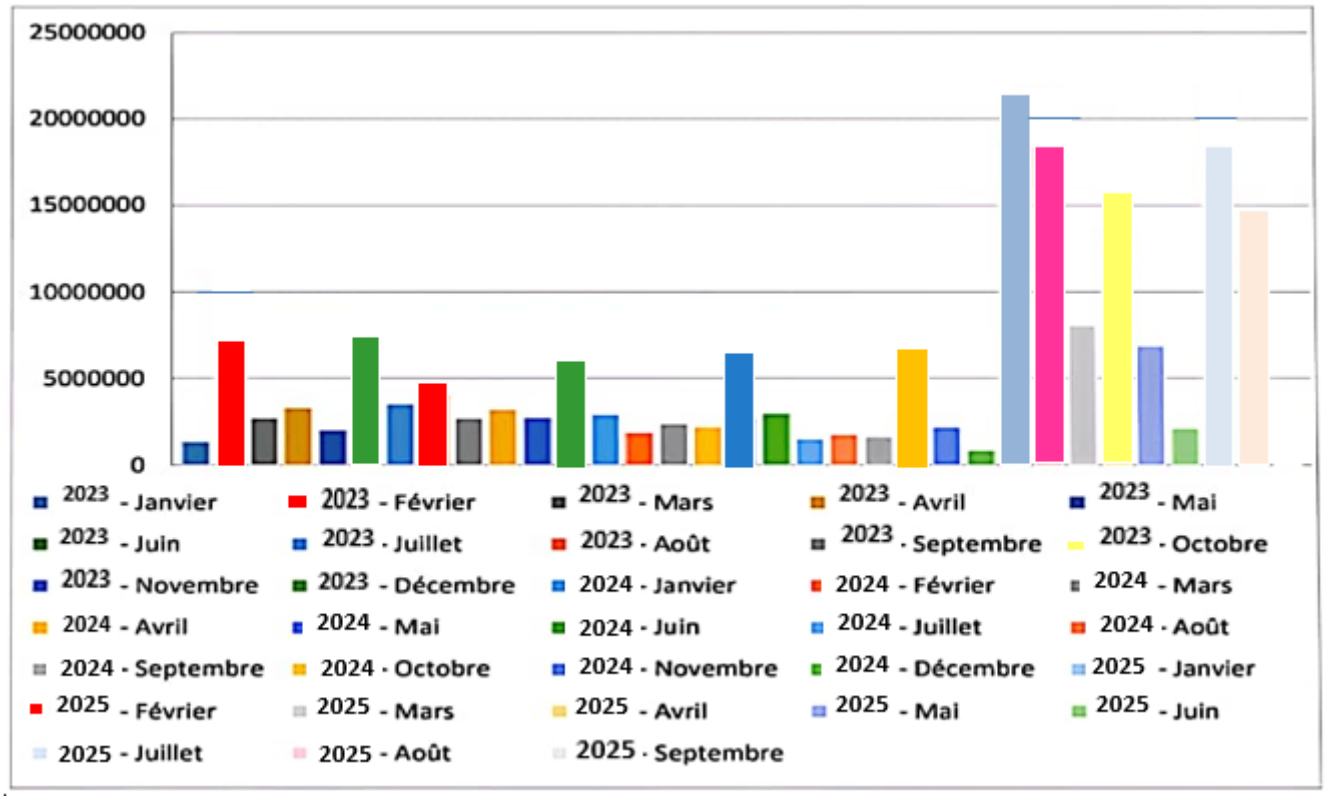


Figure. VII.5. Histogramme des coûts fournis par mois

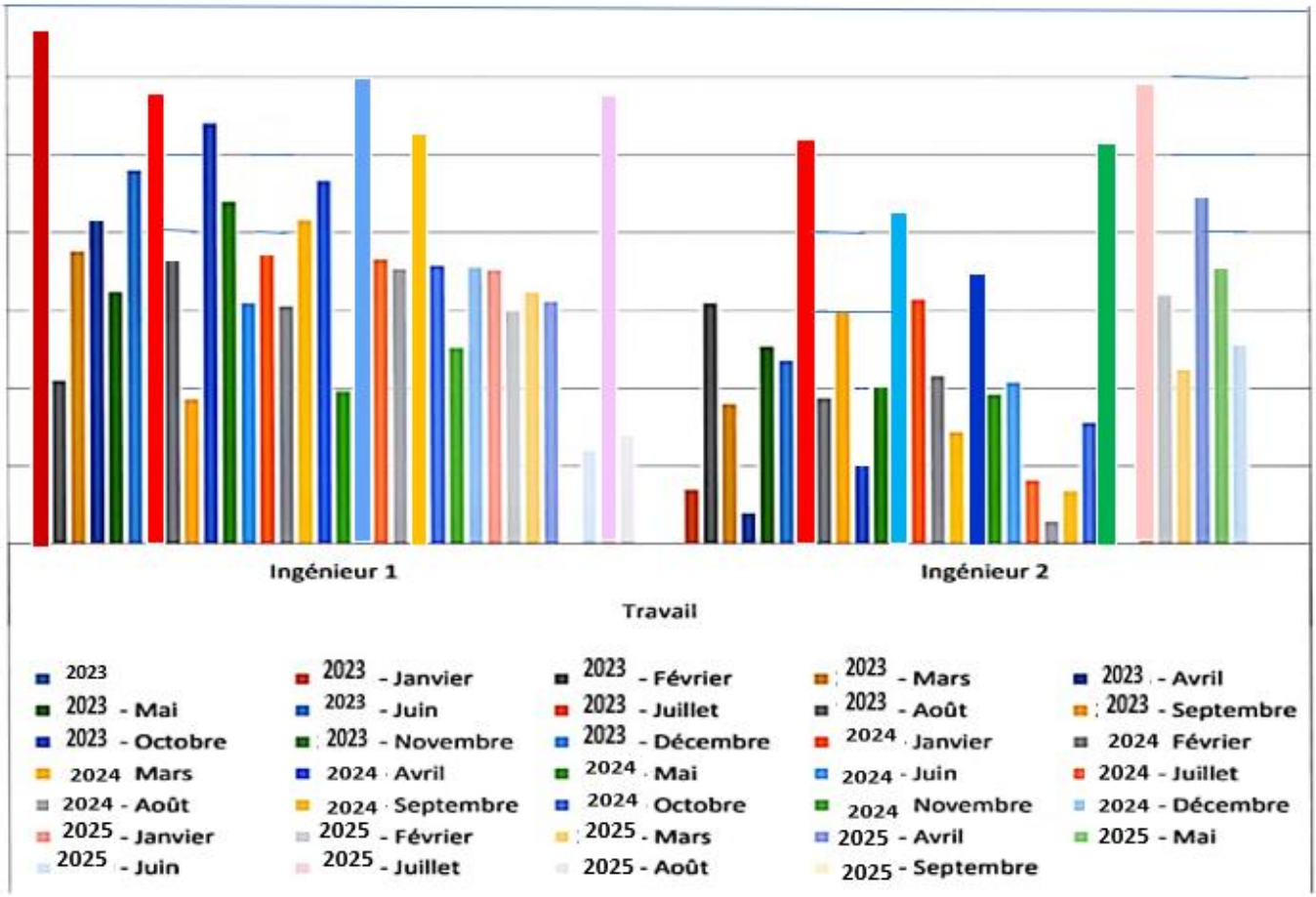


Figure. VII.6. Histogrammes de la disponibilité des ingénieurs

Conclusion :

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en valeur les connaissances théoriques acquises pendant la période d'études pour analyser et étudier un véritable projet de construction. Nous avons compris combien il est important d'analyser soigneusement la structure avant de la calculer. L'analyse de structure est une étape très importante qui permet de mettre en œuvre une bonne conception sismique au moindre coût.

L'étude a commencé par établir des hypothèses de calcul et prédéterminer la taille de l'ouvrage.

Par ailleurs, cette étude nous a permis de tirer quelques conclusions :

- ✓ Il est plus facile d'obtenir un bon comportement dynamique vis-à-vis des sollicitations sismiques lorsque la structure est symétrique.
- ✓ Une bonne disposition des voiles permet une bonne répartition des charges entre cadres de portail et voiles (réaction) et une réduction des effets de torsion (moment de torsion).
- ✓ Pour assurer la stabilité globale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons examiné les effets du second ordre (effet P-delta).
- ✓ La modélisation doit inclure autant que possible tous les éléments de la structure, qu'ils soient secondaires ou structurels, ce qui permet un comportement proche de la réalité.
- ✓ Afin de limiter les dégâts en cas de séisme, ou d'effondrement d'un bâtiment, il est nécessaire de faire un bon choix de l'emplacement de l'ouvrage, avec des fondations appropriées de prévention et des recommandations.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qui peut être obtenu grâce à la sélection appropriée des sections en béton et en acier des éléments résistants aux travaux, en respectant les sections minimales requises par la réglementation en vigueur.

Cette étude nous a permis de concrétiser les apprentissages théoriques de la formation d'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, concepts et réglementations qui régissent le domaine étudié.

Enfin, nous espérons que cette étude sera utile à nos camarades étudiants en génie civil, et qu'ils seront en mesure d'être à la hauteur des responsabilités que nous assumerons dans la mise en œuvre de ce projet.

Merci à tous…

Et Bonne Chance à tous les Prochains Ingénieurs En Génie Civil.

Bibliographie :

[BAEL, 91] Béton Armé aux États Limites 91modifié 99, DTU associés, par Jean pierre mougin, deuxième Edition Eyrolles 2000.

[DTR2.2,88] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B.C. 2.2, CGS 1988.

[RPA,03] Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48), CGS, 2004.

[1] : TADJOURI.N et BENTALEB.S, étude technique et économique d'un bâtiment en béton arme RDC+10 étages, Chetouane Tlemcen, Master en génie civil, 2023, Faculté de technologie.

[2] : MALFI.A, étude technico-économique d'un bâtiment (SS+R+9) en béton arme, Chetouane Tlemcen, Master en génie civil, 2017, Faculté de technologie.

[3] : ADJROUD.M et SEKKAL.M, étude technico-économique d'un bâtiment (SS+R+10) en béton arme, Chetouane Tlemcen, Master en génie civil, 2017, Faculté de technologie.

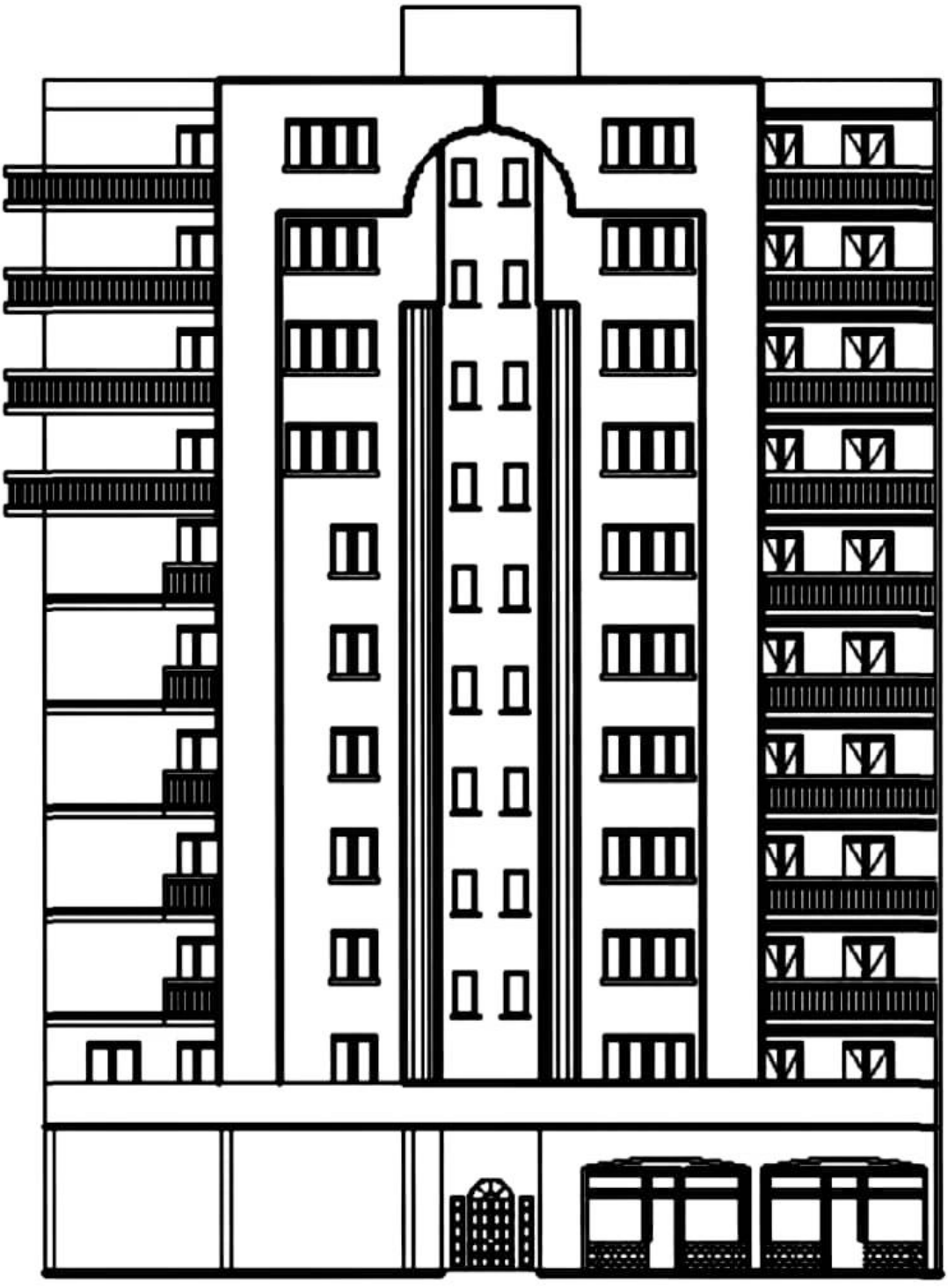
[4] : Pr BENACHENHOU.K cours management de projet. Département de génie civil, Faculté de Technologie, Université de Tlemcen. Algérie

Logiciels :

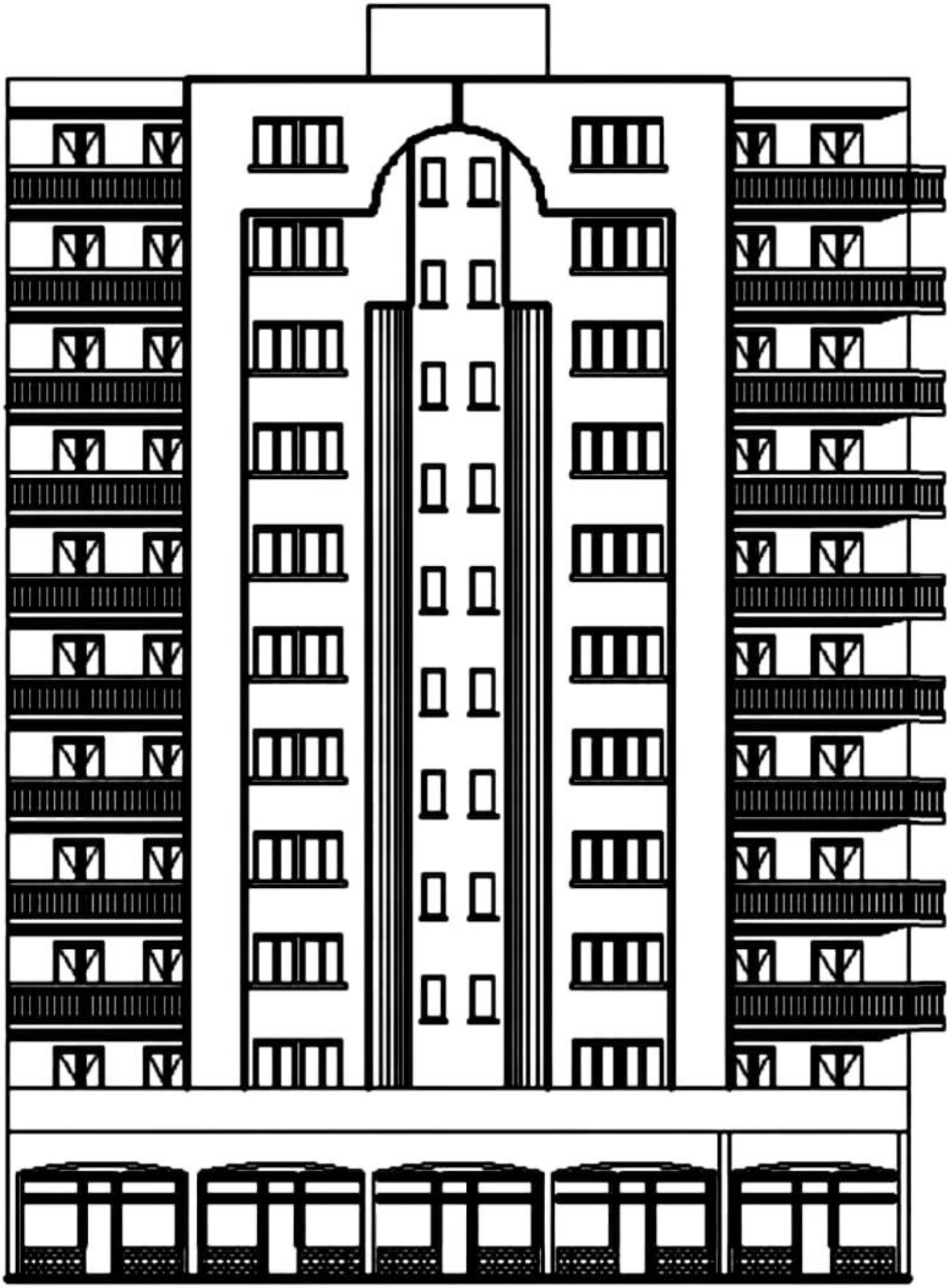
- SAP2000 V14.2.4
- Word
- Microsoft Excel 2002
- Microsoft MS-Project 2013
- Auto desk AUTOCAD 2013

Annexe A :

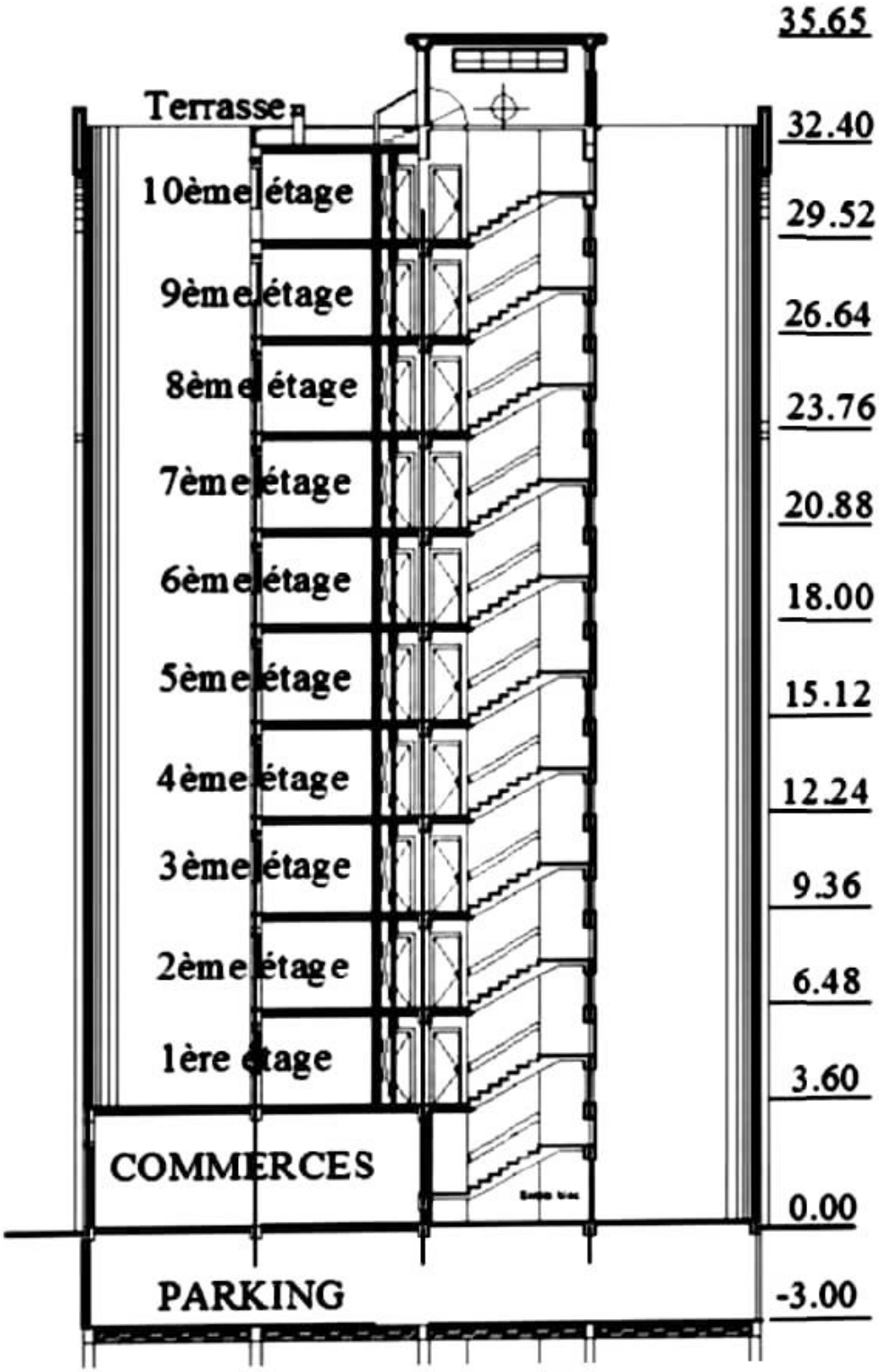
Les plans architecturaux

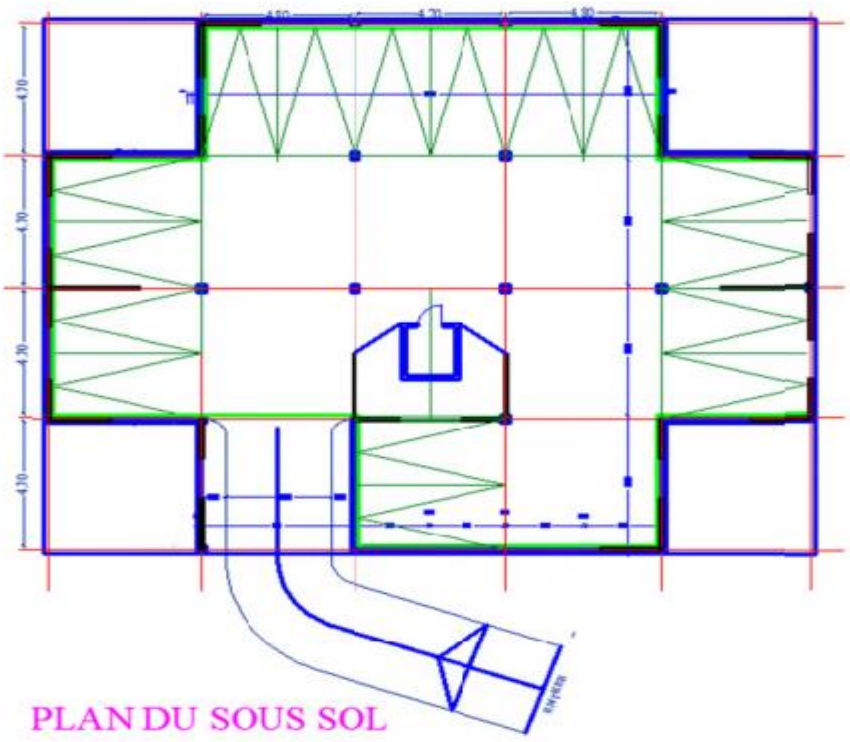


FACADE POSTERIEUR



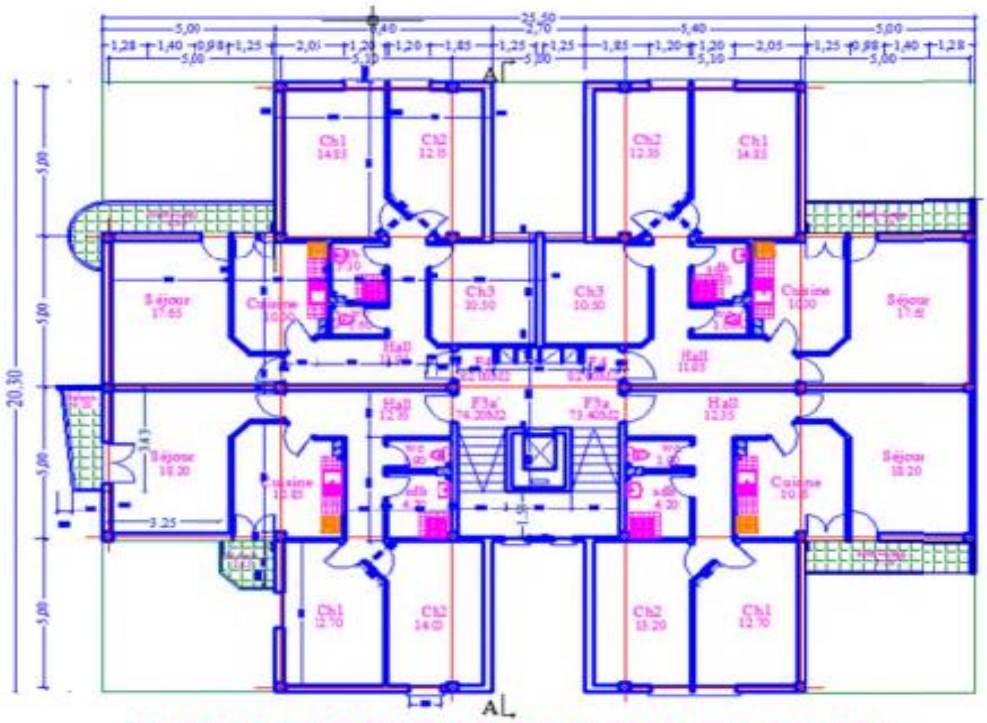
FACADE POSTERIEUR SUR BOULEVARD


35.65
Terrasse
32.40
10ème étage
29.52
9ème étage
26.64
8ème étage
23.76
7ème étage
20.88
6ème étage
18.00
5ème étage
15.12
4ème étage
12.24
3ème étage
9.36
2ème étage
6.48
1ère étage
3.60
COMMERCES
0.00
PARKING
-3.00

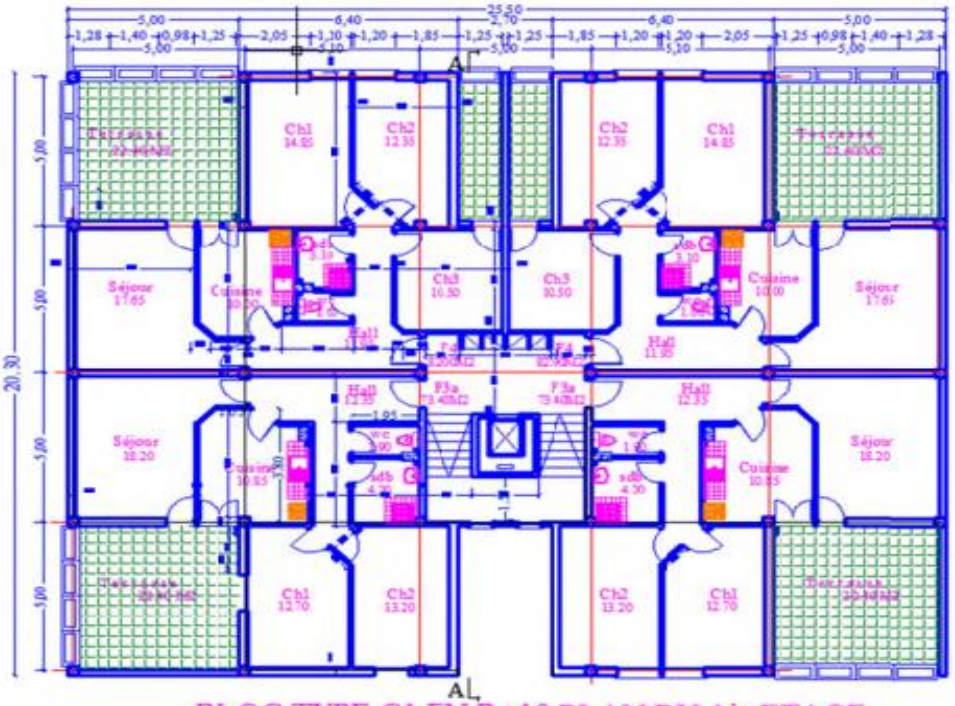


PLAN DU SOUS SOL

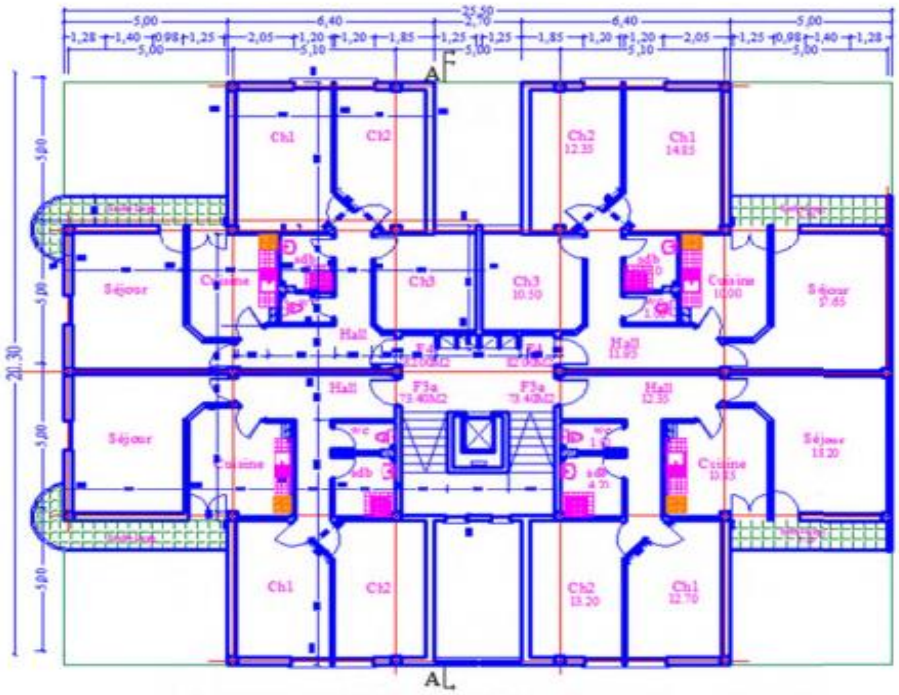
PLAN DU RDC



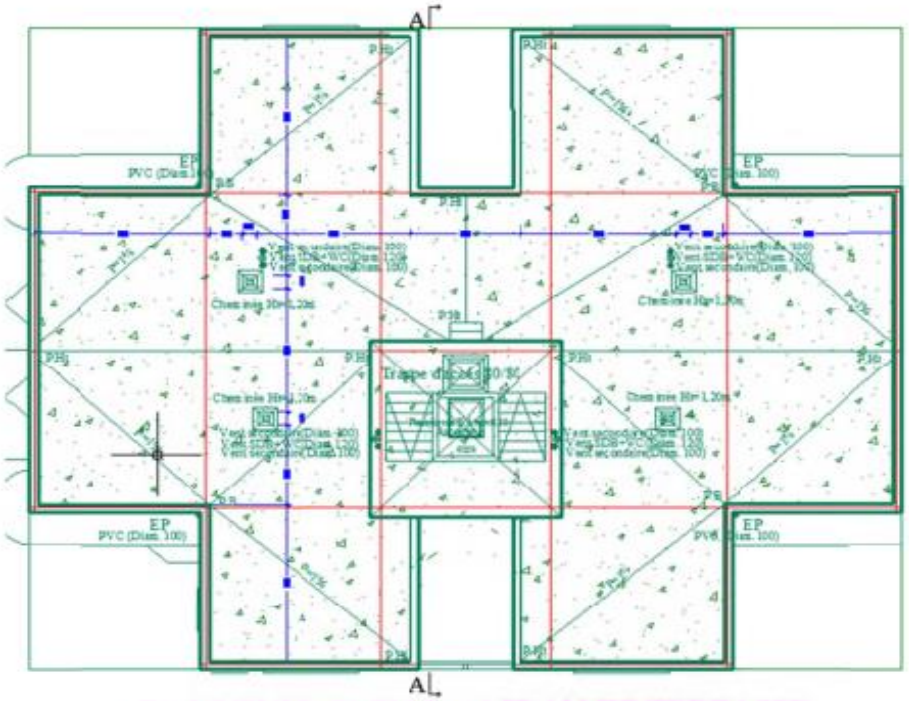
BLOC TYPE C1 EN R+10 PLAN DU 2-6ème ETAGES



BLOC TYPE C1 EN R+10 PLAN DU 1èr ETAGE



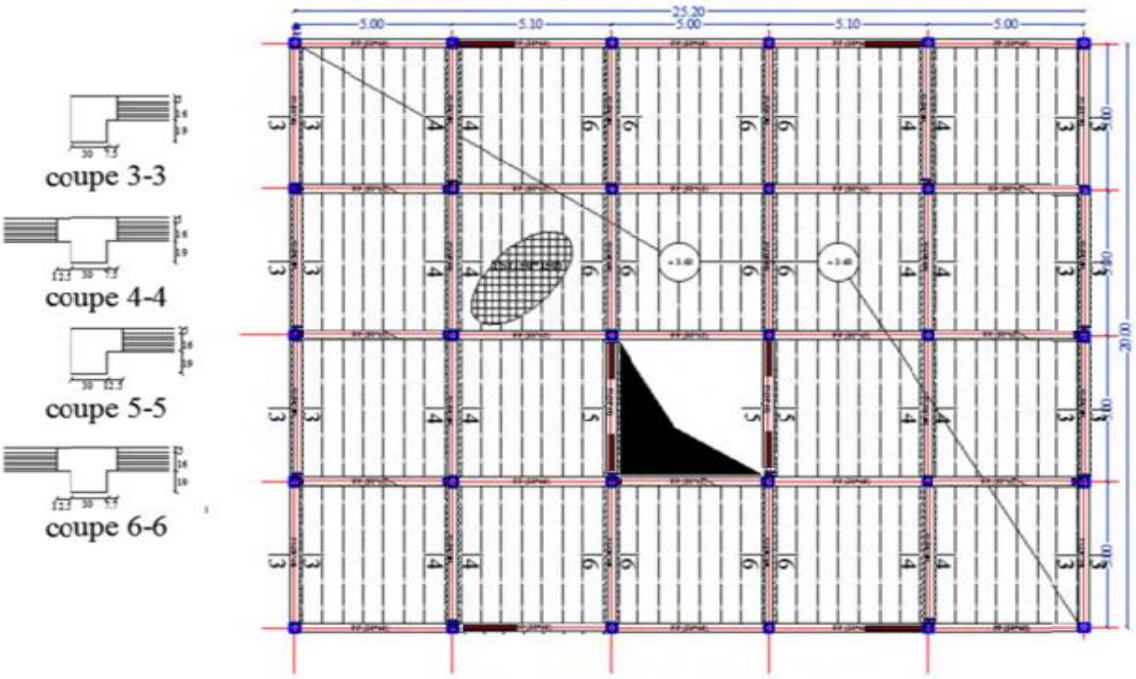
BLOC TYPE C1 EN R+10 PLAN DU 7-10ème ETAGES



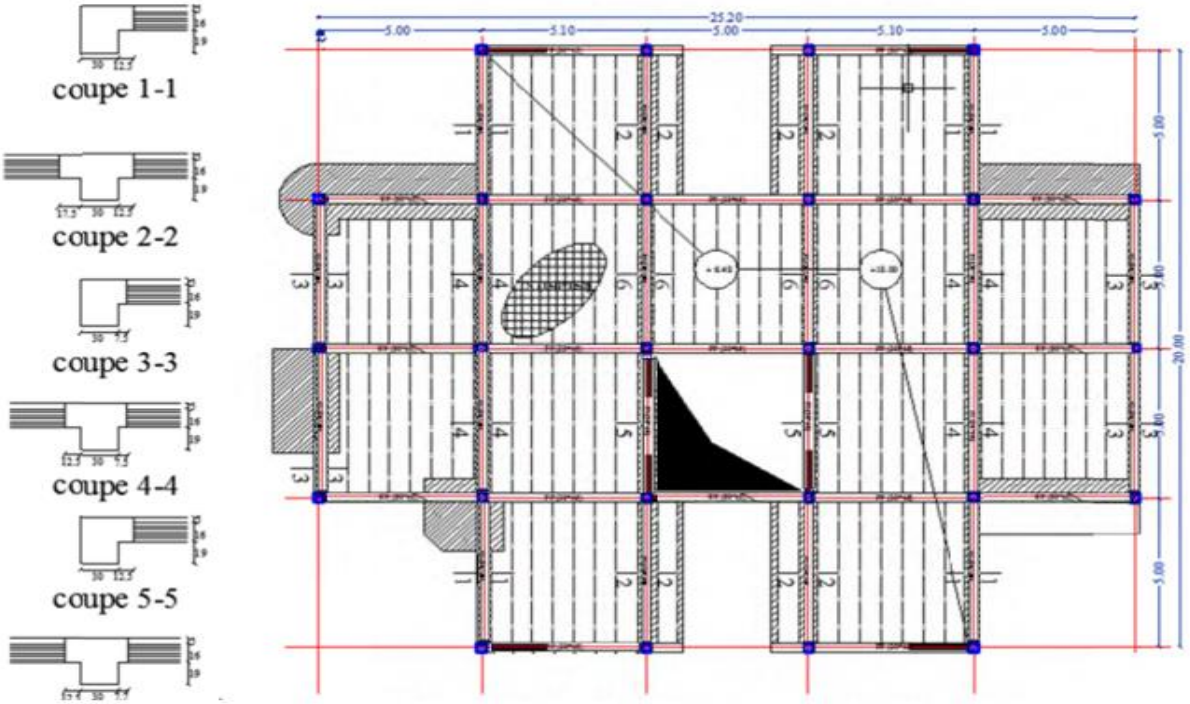
BLOC TYPE C1 EN R+10 PLAN DE TERRASSE

Annexe B :

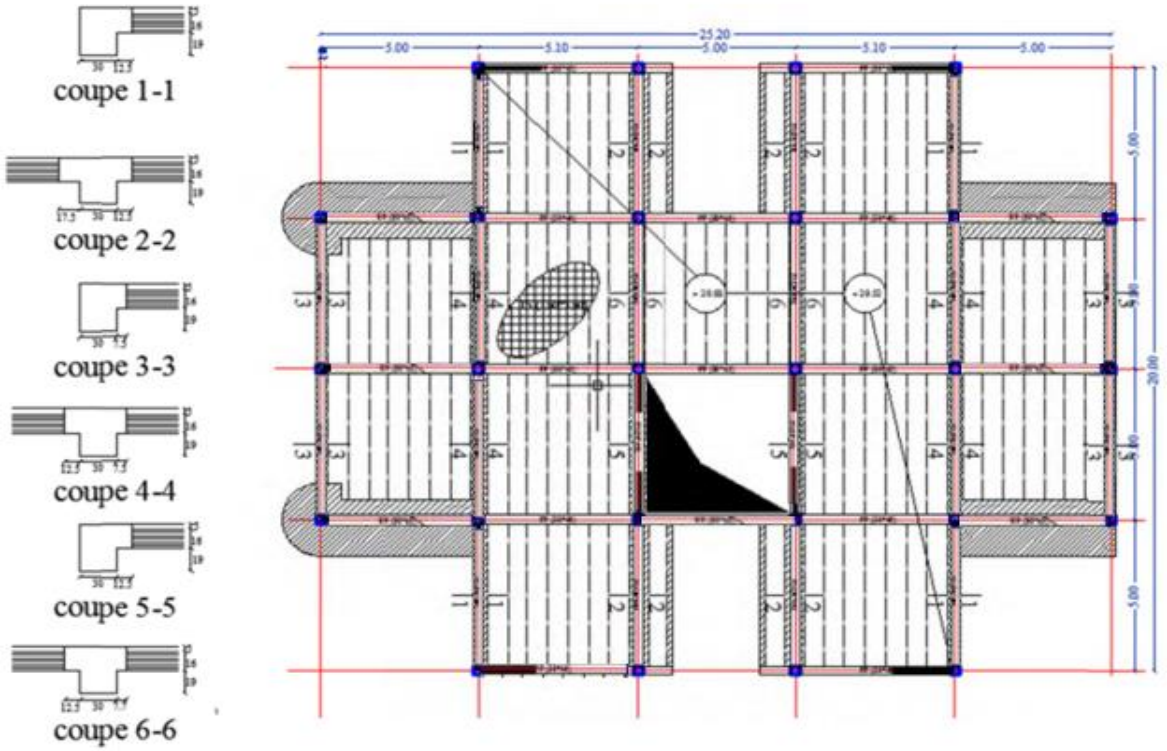
Les plans génie civil



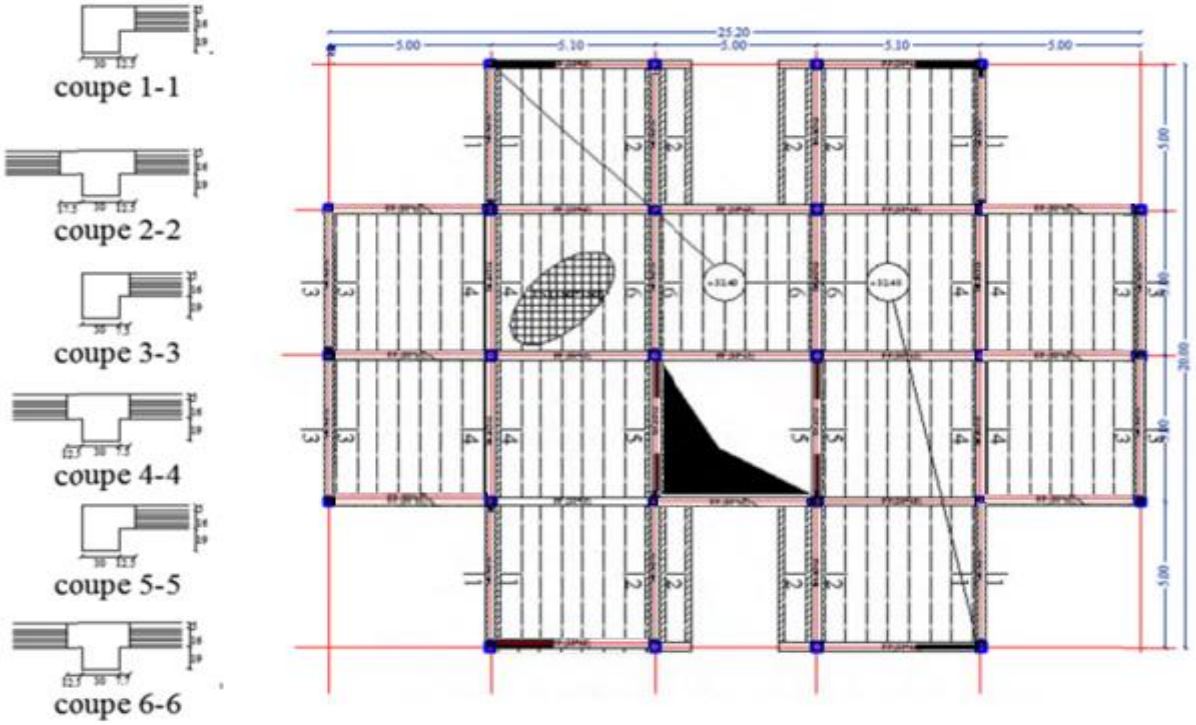
Plan coffrage plancher 1er étage.



Plan coffrage plancher étage courant 2eme-6eme.

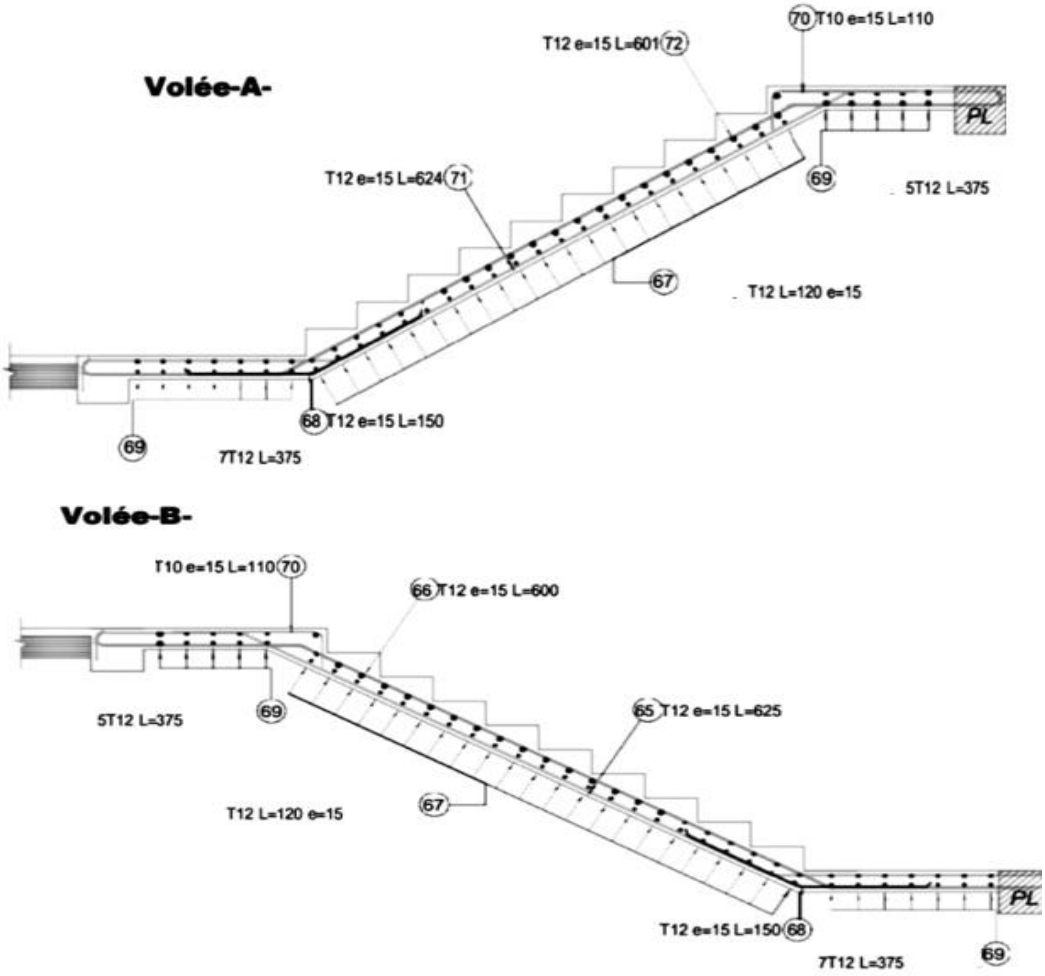


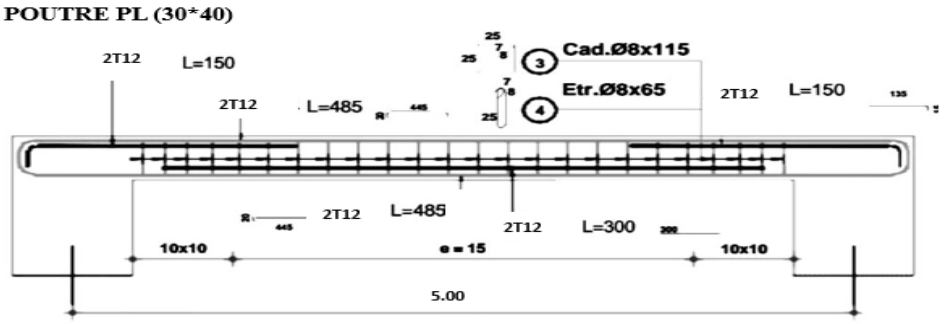
Plan coffrage plancher étage courant 7eme-10eme.

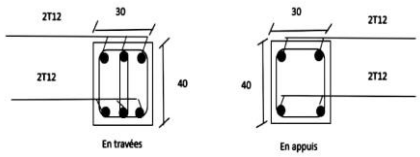


Plan coffrage plancher terrasse inaccessible.

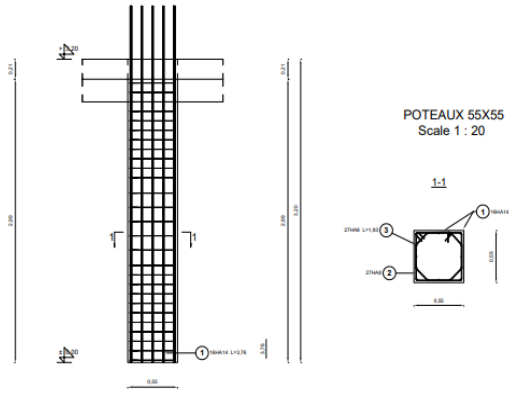
Escaliers :

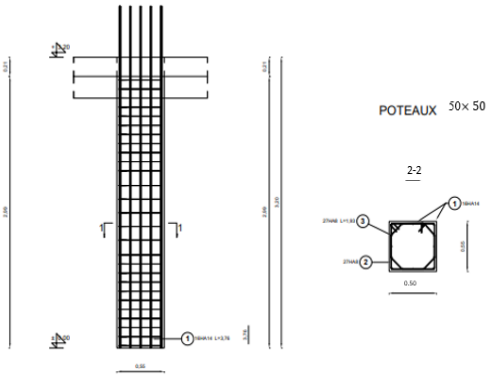

Volée-A-
70 T10 e=15 L=110
T12 e=15 L=601 72
PL
T12 e=15 L=624 71
69
5T12 L=375
67
T12 L=120 e=15
68 T12 e=15 L=150
69
7T12 L=375
Volée-B-
T10 e=15 L=110 70
66 T12 e=15 L=600
5T12 L=375
69
65 T12 e=15 L=625
T12 L=120 e=15
67
PL
T12 e=15 L=150 68
7T12 L=375
69

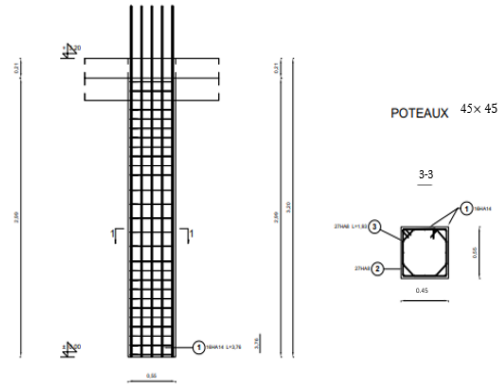

POUTRE PL (30*40)
2T12
L=150
Cad.Ø8x115
Etr.Ø8x65
2T12
L=485
2T12
L=150
2T12
L=485
2T12
L=300
10x10
e = 15
10x10
5.00

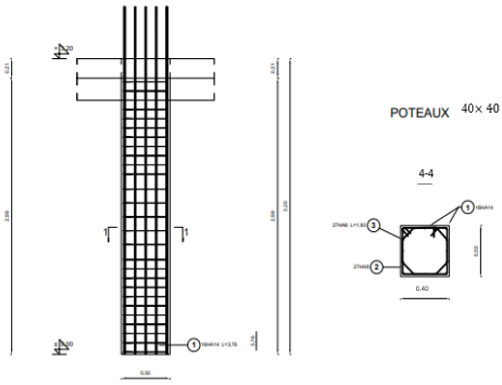

2T12
30
2T12
40
En travées
30
2T12
40
2T12
En appuis

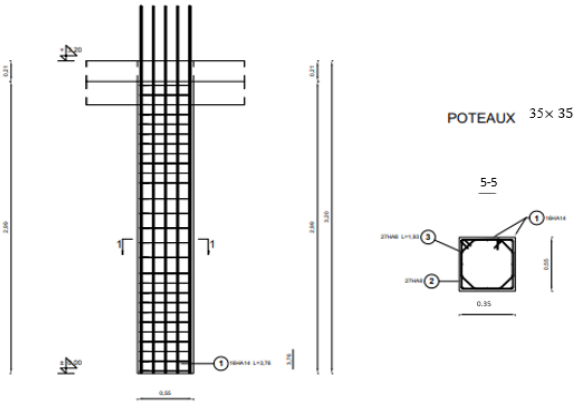
Les poteaux :

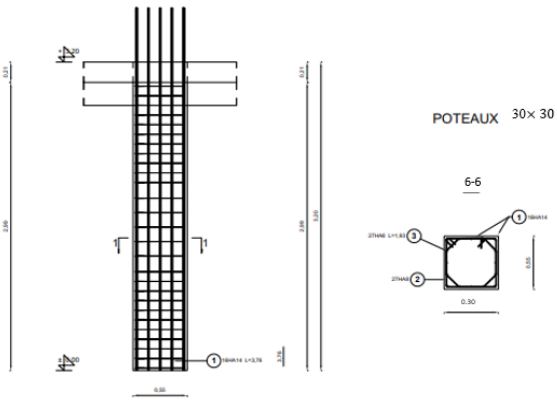

POTEAUX 55X55
Scale 1 : 20
1-1


POTEAUX 50× 50
2-2

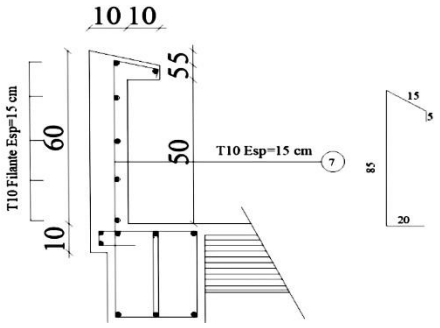

POTEAUX 45× 45
3-3


POTEAUX 40× 40
4-4

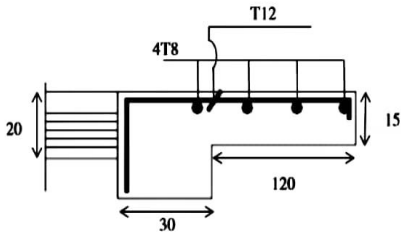

POTEAUX 35× 35
5-5


POTEAUX 30× 30
6-6

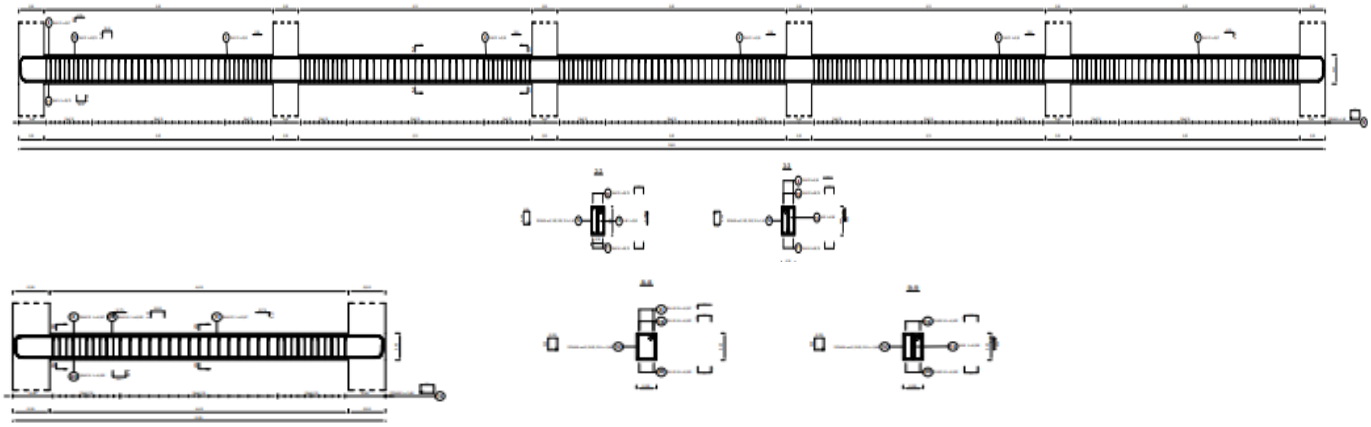
Acrotère :



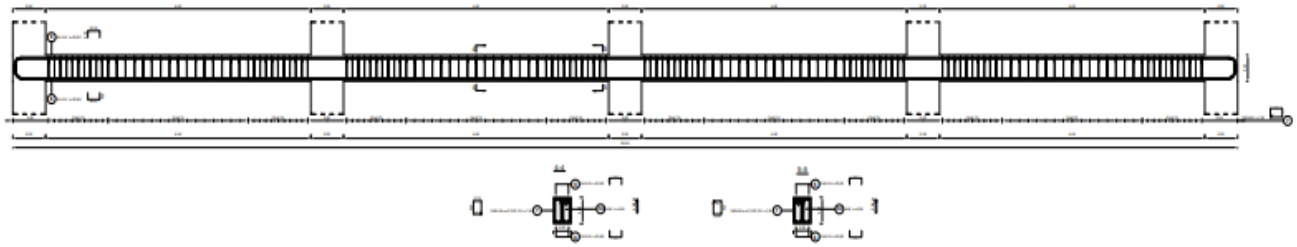
Balcon :



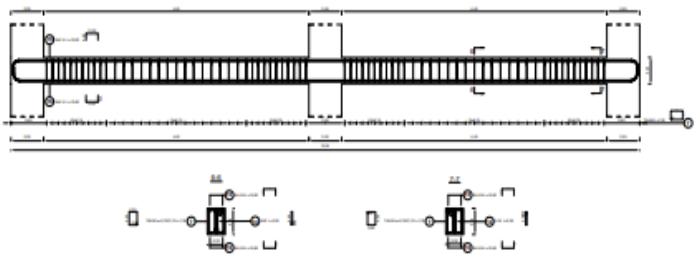
Poutre principale (30*45) :



Poutre secondaire (30*40)



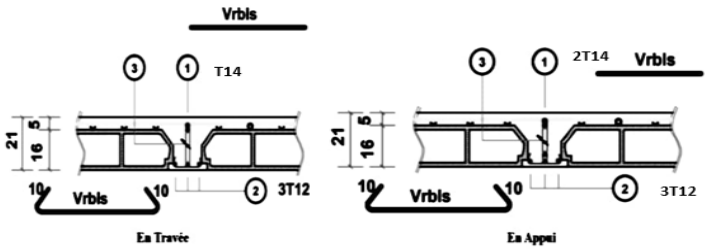
Poutre Secondaire (Etage) 30X40
Scale 1 : 20



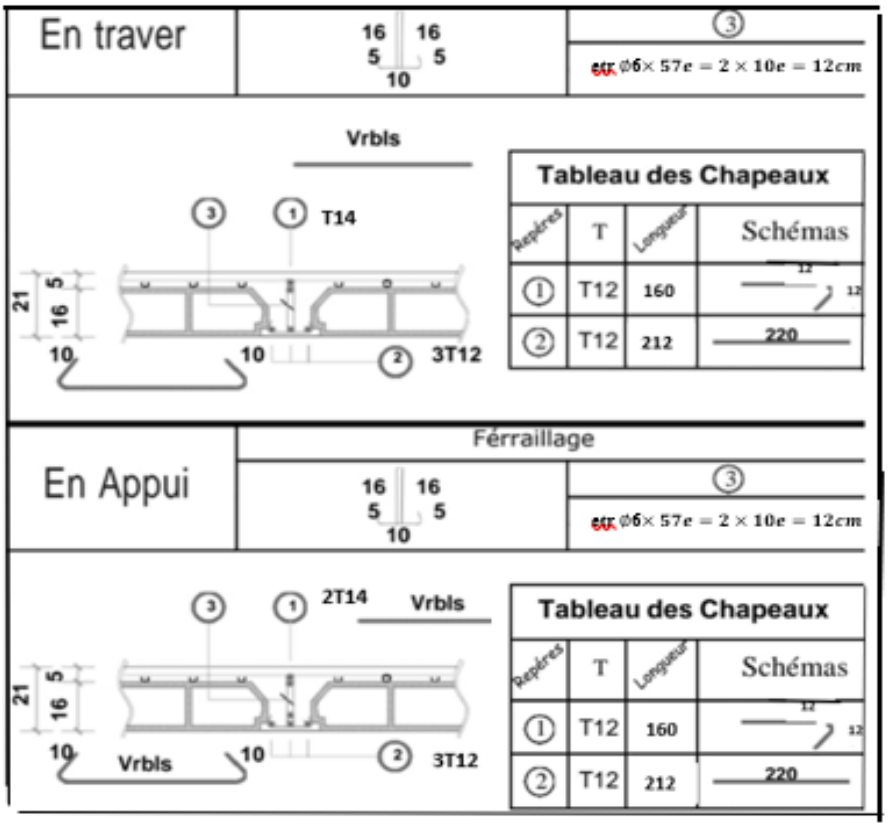
-Tableau de Nomenclatures-

Eléments		Pos.	Diamètre	Longueur (m)	Nombre		Longueur totale (m)	Masse (kg)	Masse totale (kg)
Nom	Nombre				dans un élément	total			
Poutre Principale (Etage) 30X45	1	8	12	2,87	2	2	5,74	5,10	74,78
		9	12	2,87	2	2	5,74	5,10	
		12	8	1,46	37	37	54,02	21,34	
		13	8	0,96	1	1	0,96	0,38	
		19	14	5,92	3	3	17,76	21,49	
		20	14	5,89	3	3	17,67	21,38	
Poutre Principale c 30X45	1	4	12	2,55	8	8	20,40	18,12	328,57
		8	12	2,87	2	2	5,74	5,10	
		9	12	2,87	2	2	5,74	5,10	
		10	12	28,75	3	3	86,25	76,59	
		11	14	28,84	3	3	86,52	104,69	
		12	8	1,46	205	205	299,30	118,22	
		13	8	0,96	2	2	1,92	0,76	
Poutre Secondaire (Etage) 30X40	1	7	8	1,36	74	74	100,64	39,75	119,59
		14	8	0,85	2	2	1,70	0,67	
		15	14	10,92	3	3	32,76	39,64	
		16	14	10,89	3	3	32,67	39,53	
Poutre Secondaire 30X40	1	5	14	20,92	3	3	62,76	75,94	231,95
		6	14	20,89	3	3	62,67	75,83	
		7	8	1,36	148	148	201,28	79,51	
		14	8	0,85	2	2	1,70	0,67	

Poutrelle :



-TABLEAU DES POUTRELLES-



Nervures :